OPIS TECHNICZNY

do projektu wykonawczego konstrukcji zadania inwestycyjnego p.n: „Budynek przedszkola Nr 1 w Koluszkach”

I. Dane ogólne

Obiekt : Budynek Przedszkola Nr 1

Lokalizacja: 95-040 Koluszki, ul.Budowlanych 10-12, działka Nr ewid. 171-2, obręb 5

Inwestor: Gmina Koluszki, 95-040 Koluszki, ul. 11. Listopada Nr 65

Jednostka autorska : Biuro Obsługi Inwestycyjnej i Projektowania w Łodzi., „ Kowalczyk- Architekci”
ul. Pabianicka Nr 184-186 tel. 0-42 / 634-36-99

Czas opracowania: listopad 20015 r.

II. Podstawa opracowania:

- projekt architektoniczno-budowlany budynku
- normy branżowe :
- PN-82/ B-02001 – Obciążenia budowli
- PN-82/ B-02001:1982 – Obciążenia stałe
- PN-EN 1990:2004 – Podstawy projektowania konstrukcji
- PN-EN 1991-1-1:2004 Oddziaływanie na konstrukcje. Ciężar objętościowy, ciężar własny , obciążenia użytkowe w budynkach.
- PN-82 /B-2010-Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- PN-80/B-02010/AzI – Obciążenia śniegiem
- PN-EN 1991-1-3:2005 – Obciążenia śniegiem
- PN-77/B-02011- Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- PN-EN-1991-1-4:2008 - Obciążenia wiatrem.
- PN-EN-1995-5 Projektowanie konstrukcji drewnianych.
- PN-EN-1995-1- Wymiarowanie konstrukcji drewnianych.
- PN-EN 13670:2010 Wykonywanie konstrukcji betonowych
- PN-EN 206-1:2003 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- PN-EN-1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji betonowych.
- PN-EN-1994-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji stalowych.
- PN-EN-1997:2008-7 Projektowanie geotechniczne

tablice do projektowania konstrukcji budowlanych

literatura fachowa

III. Opis konstrukcyjny.

1. Schemat konstrukcyjny.

Konstrukcję budynku przedszkola zaprojektowano w układzie konstrukcyjnym mieszanym. Konstrukcję nośną stanowią słupy żelbetowe zwieńczone podciągami i wieńcami żelbetowymi, ściany podłużne i ściany poprzeczne wewnętrzne.

2.Fundamenty

2.01. Geotechniczne warunki posadowienia

Na podstawie dokonanych odkrywek w terenie przeznaczonym do zabudowyprojektowanego obiektu dla określenia fundamentowania obiektu przyjęto proste warunki gruntowo-wodne. W rejonie posadowienia budynku wykonano 3 odkrywki geotechniczne o głębokości 1.50 mb. w wyniku których stwierdzono następujące warstwy geologiczne:

- warstwa I – grunty orne, humus uprawny Miąższość występującego humusu wynosi 0.30 mb. od poziomu istniejącego terenu.
- warstwa II- grunty niespoiste, wykształcone jako piaski drobnoziarniste słabo zagęszczone o stopniu zagęszczenia I_D=0.45. Miąższość tej warstwy wynosi od 0.70 do 1.20 mb. od poziomu terenu.Gęstość objętościowa utworów tej warstwy wynosi 1.70 g/cm^2, moduł ściśliwości edometrycznej M_o= 55000 kPa, kąt tarcia wewnętrznego φ = 30°.

Na głębokości wykonanych odkrywek nie stwierdzono swobodnego zwierciadła wody.Do obliczeń statycznych fundamentowania przyjęto parametry techniczne gruntu:

- piasek drobny o I_D=0.55
- ciężar objętościowy γ =1.72 t/m3=17.2 KN/m3.
- pochodzenie geologiczne-czwartorzędowe,
- kąt tarcia wewnętrznego φ = 28°.
- moduł ściśliwości M_o= 65000 kPa.

Posadawiany obiekt zakwalifikowano do II kategorii geotechnicznej.

2.02. Stopy fundamentowe – poz. 5.02.1, 5.02.2, 5.02.3.

Pod słupy nośne należy wykonać stopy żelbetowe wylewane na mokro w szalunkach deskowych z betonu żwirowego C 20/25 o przekroju poprzecznym zgodnym z rysunkami konstrukcyjnymi. Zbrojenie stóp krzyżowe wykonać z wkładek stalowych gat. A-III i przekroju podanym na rysunkach konstrukcyjnych stóp. Otulenie zbrojenia winno wynosić co najmniej 5.0 cm. Trzony stóp fundamentowych o przekroju poprzecznym 40.0x 40.0 cm. należy wykonać w szalunkach deskowych z betonu j.w. i zbrojeniu prętami pionowymi o przekroju w rozstawie osiowym jak na rysunkach konstrukcyjnych. Strzemiona słupów wykonać ze stali gat. A-I i przekroju Ø 6 mm. i rozstawie osiowym co 25.0 cm. Zbrojenie trzonów winno być wsparte i związane ze zbrojeniem stóp fundamentowych i przedłużone o co najmniej 50.0 cm ponad ich wysokość. Otulenie zbrojenia nie powinno być mniejsze niż 5.0 cm.Posadowienie stóp

wykonać na gruncie rodzimym i na na poduszce chudego betonu C 8/10 grubości 10.0 cm. i podsypce piaskowej zagęszczonej grubości ca 10.0 cm. na głębokości i na rzędnej wg.projektu architektury. Konstrukcję stóp fundamentowych wykonać według rysunków konstrukcyjnych projektu wykonawczego.
Uwaga! Wykopy fundamentowe powinny być odebrane przez uprawnionego geologa. Przed obsypką wykonanych stóp fundamentowych należy wykonać izolację przeciwwilgociową z emulsji asfaltowej.
2.03.Ławy fundamentowe – poz. 5.03.1, 5.03.2 (Ł-1, Ł2).
Pod ściany zewnętrzne i wewnętrzne budynku wykonać ławy żelbetowe wylewane na mokro w szalunkach deskowych z betonu żwirowego C 20/25 o przekroju poprzecznym podanym na rysunkach architektury i konstrukcyji ław. Zbrojenie ław wykonać wkładkami stalowymi wzdłużnymi gat A-III i przekroju # 12 mm. w w ilości 4-ch szt. montować w narożach i w.g. schematu zgodnego z rysunkami konstrukcyjnymi projektu wykonawczego z zachowaniem otulenia co najmniej 5.0 cm. Strzemiona ze stali gat. A-0 i przekroju Ø 6 mm. należy montować w rozstawie osiowym co 30.0 cm. Posadowienie ław fundamentowych należy wykonać w poziomie posadowienia stóp fundamentowych na głębokośc i na rzędnej wg.projektu architektury. Ławy fundamentowe winny być posadowione na warstwie chudego betonu C-8/10 o grubości co najmniej 10.0 cm. i podsypce piaskowej zagęszczonej grubości ca 10.0 cm.
Uwaga! Wykopy fundamentowe powinny być odebrane przez uprawnionego geologa. Przed obsypką wykonanych fundamentów należy wykonać izolację przeciwwilgociową z emulsji asfaltowej.
2.04. Ściany fundamentowe.
Ściany fundamentowe wykonać z bloczków żwirobetonowych B-20 o wymiarach 25.0x25.0x14.0 cm. na zaprawie cementowej M-8. Mur ściany fundamentowej wykonać na pełne spoiny grubości;- spoiny poziome 1.0-1.5 cm, spoiny pionowe 1.0-2.0 cm. Poziom cokołu fundamentowego dostosować do wysokości trzonów stóp fundamentowych.
Uwaga! Przed obsypką wykonanych fundamentów należy wykonać izolację przeciwwilgociową z emulsji asfaltowej.
3. Słupy i rdzenie nośne.
3.01. Słupy zewnętrzne Poz. 4.01.
Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny o węzłach nieprzesuwnych Żelbetowe słupy zewnętrne i wewnętrzny okrągłe o przekroju Ø 25.0 cm wykonać w szalunkach systemowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie słupów wykonać z 6-ciu wkładek stalowych wzdłużnych gat. A-III i przekroju # 12 mm rozstawionych równomiernie wzdłuż obwodu słupa. Strzemiona należy wykonać z prętów stalowych Ø 6 mm.ze stali gat A-I i rozstawie osiowym co 15.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia wzdłużnego winno wynosić nie mniej niż 3.0 cm. Pręty zbrojenia głównego słupów należy związać ze zbrojeniem trzonów stopy fundamentowej na odcinku co najmniej 50.0 cm. co stanowi 30 średnic pręta zbrojeniowego. Na odcinku połączenia zbrojenia, strzemiona należy zagęścić do rozstawu osiowego co 10.0 cm. Głowice słupów powinny być związana ze zbrojeniem projektowanego podciągów.
3.02.Słup zewnętrzny Poz. 4.02.
Żelbetowe słupy zewnętrzne o przekroju 25.0x25.0 cm wykonać w szalunkach dekowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie słupów wykonać z 4-ch wkładek stalowych wzdłużnych gat. A-III i przekroju # 14 mm rozstawionych w.g schematu konstrukcji słupa. Strzemiona należy wykonać z prętów stalowych Ø 6 mm. i rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia wzdłużnego winno wynosić nie mniej niż 3.0 cm. Pręty zbrojenia głównego słupów należy związać ze zbrojeniem trzonu stopy fundamentowej w.g zasady p-ktu 3.01.i rysunkiem konstrukcyjnym słupa. Głowice słupów powinny być związane ze zbrojeniem projektowanych podciągów.
3.03. Rdzenie żelbetowe o przekroju 25.0 x 25.0 cm. Poz. 4.03.1,4.03.2,4.03.3,4.03.4.
Rdzenie żelbetowe o przekroju 25.0x25.0 cm wykonać w szalunkach dekowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie rdzeni o przekroju 25.0 x25.0 cm wykonać z 4-ch wkładek stalowych wzdłużnych gat. A-III i przekroju # 14 mm. rozstawionych równomiernie w narożach strzemion rdzenia. Strzemiona należy wykonać z prętów stalowych Ø 6 mm. i rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia wzdłużnego winno wynosić nie mniej niż 3.0 cm. Pręty zbrojenia głównego rdzeni należy związać ze zbrojeniem ław fundamentowych i zbrojeniem wieńcy w.g zasad j.w. i rysunkiem konstrukcyjnym rdzenia.
4. Podciągi żelbetowe.
4.01.Podciąg żelbetowy Poz.3.01.
Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki wieloprzęsłowej. Żelbetowy podciąg o przekroju poprzecznym 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowegoC-20/25. Zbrojenie główne podciągu wykonać wkładkami stalowymi gat. A-III o przekroju # 12 mm. w ilości podanej na rysunku konstrukcyjnym. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 12 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm i wg rys. konstrukcyjnego. Nad podporą w osi 12-12

należy zamontować dodatkowy pręt o przekroju # 12 mm. jako zbrojenie na moment podporowy na odległość w.g. rysunku konstrukcyjnego. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm. Zbrojenie główne podciągu na podporach pośrednich / słupach / winno być związane ze zbrojeniem wzdłużnym słupów. Odległość między prętami winna wynosić co najmniej 3.0 cm. Zbrojenie poszczególnych przęseł należy wykonać wg. schematu rysunku konstrukcyjnego projektu wykonawczego. Betonowanie nadproży wykonać należy wraz z betonowaniem słupów.

4.02.Podciąg żelbetowy L=5.10 mb Poz.3.02.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Podciąg żelbetowy o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne podciągu winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 12 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 12 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

4.03.Podciąg żelbetowy L=5.10+4.40 mb. Poz.3.03.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki dwuprzęsłowej. Żelbetowy podciąg o przekroju poprzecznym 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowegoC-20/25. Zbrojenie główne podciągu wykonać wkładkami stalowymi gat. A-III o przekroju # 14 mm. w ilości podanej na rysunku konstrukcyjnym. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Nad podporą w osi 16-16 należy zamontować dodatkowe pręty o przekroju # 14 mm. jako zbrojenie na moment podporowy w ilości i na odległość od osi podpory w.g. rysunku konstrukcyjnego. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm i wg rys. konstrukcyjnego. Przy podporze środkowej strzemiona należy zagęścić do rozstawu osiowego 12.0 cm. na odcinku zgodnie z rysunkiem konstrukcyjnym podciągu. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm. Zbrojenie główne podciągu na podporach pośrednich / słupach / winno być związane ze zbrojeniem wzdłużnym słupów. Odległość między prętami winna wynosić co najmniej 3.0 cm. Zbrojenie poszczególnych przęseł należy wykonać wg. schematu rysunku konstrukcyjnego projektu wykonawczego.

4.04.Podciąg żelbetowy L=5.20 mb Poz.3.04.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Podciąg żelbetowy o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne podciągu winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

4.05.Podciąg żelbetowy L=6.20 mb Poz.3.05.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Podciąg żelbetowy o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne podciągu winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

4.06.Podciąg żelbetowy L=6.50 mb Poz.3.06.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Podciąg żelbetowy o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne podciągu winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

4.07.Podciąg żelbetowy L=7.40 mb Poz.3.07.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Podciąg żelbetowy o przekroju 25.0 x 40.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne podciągu winno być wykonane w ilości 6-ciu wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm.

montować w rozstawie osiowym co 25.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

4.08.Podciąg żelbetowy L=2.75 mb Poz.3.08.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Podciąg żelbetowy o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne podciągu winno być wykonane w ilości 3-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

5. Nadproża.

5.01.Nadproże żelbetowe L=2.10 mb Poz.3.09.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Nadproże żelbetowe o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne nadproża winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie nadproża na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm. Zbrojenie nadproża winno być związane ze zbrojeniem słupów. Betonowanie nadproża wykonać należy wraz z betonowaniem rdzeni żelbetowych.

5.02. Nadproze żelbetowe L=4.80 mb Poz.3.10.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki trójprzęsłowej wolnopodpartej. Nadproze żelbetowe o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne nadproża winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm. Zbrojenie nadproża winno być związane ze zbrojeniem słupów. Betonowanie nadproża wykonać należy wraz z betonowaniem rdzeni żelbetowych.

5.03. Nadproże żelbetowe L=1.80 mb Poz.3.11.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Nadproze żelbetowe o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne nadproża winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

5.04. Nadproże żelbetowe L=2x1.20 mb Poz.3.12.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki dwuprzęsłowej wolnopodpartej. Nadproże żelbetowe o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne nadproża winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 12 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 12 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm.

5.05. Nadproże żelbetowe L=2.40 mb Poz.3.13.

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat konstrukcyjny belki jednoprzęsłowej wolnopodpartej. Nadproze żelbetowe o przekroju 25.0 x 30.0 cm wykonać należy szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie główne nadproża winno być wykonane w ilości 2-ch wkładek stalowych gat. A-III o przekroju # 14 mm. Pręty montażowe wykonać z dwóch prętów stalowych gat. j.w o przekroju # 14 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosić co najmniej 3.0 cm. Oparcie podciągu na podporach skrajnych nie mniejsze niż 25.0 cm. Betonowanie nadproża wykonać należy wraz z betonowaniem rdzeni żelbetowych.

5.06. Nadproża żelbetowe prefabrykowane.

Nad nowo projektowanymi otworami okiennymi i drzwiowymi budynku wykonać nadproża żelbetowe z prefabrykowanych belek nadprożowych L-19 w ilości podanej na rysunkach. Długość nadproża należy dostosować do szerokości otworu okiennego lub drzwiowego. Minimalna długość oparcia belek na murze winna wynosić co najmniej 10.0 cm., maksymalna natomiast 19.0 cm.

6. Wieńce żelbetowe.

6.01. Wieńce żelbetowe obwodowe na ścianach zewnętrznych.

Na ścianach zewnętrznych budynku wykonać wieniec obwodowy o przekroju poprzecznym 25.0 x 35.0 cm. z betonu żwirowego C-20/25 szalunkach deskowych. Zbrojenie wieńca wykonać z 4-ch wkładek stalowych gat. A-III B 500 i o przekroju # 12 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I i o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 25.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia winno wynosić co najmniej 3.0 cm.

6.02. Wieńce żelbetowe na ścianach wewnętrznych konstrukcyjnych.

Na ścianach wewnętrznych konstrukcyjnych stanowiących podporę dla stropów dwóch przęseł wykonać wieniec o przekroju poprzecznym 25.0 x 35.0 cm. z betonu żwirowego C-20/25 szalunkach deskowych. Zbrojenie wieńca wykonać z 3-ch wkładek stalowych gat. A-III B 500 i o przekroju # 12 mm. Strzemiona z prętów gat. A-I i o przekroju Ø 6 mm. montować w rozstawie osiowym co 25.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia winno wynosić co najmniej 3.0 cm.

7.0.Stropy.

7.01. Płyty stropowe wylewane na mokro Poz. 2.01, 2.02, 2.03.

Stropy wylewane na mokro stanowią płyty stropowe jedno i dwuprzęsłowe jednokierunkowo zbrojone o grubości 15.0 cm. wylewane na mokro w szalunkach deskowych z betonu żwirowego C-20/25. Zbrojenie płyt wykonać wkładkami stalowymi # 10 gat. A-III w rozstawie osiowym co 20.0 cm.Pręty zbrojenia głównego nośnego należy doprowadzić do podpory na długość oparcia min. 10 średmnic prętów zbrojeniowych t.j 10x 10.0 mm=100.0 mm. Przy podporach skrajnych płytę należy zazbroić na momenty przypodporowe montując zbrojenie z wkładek stalowych # 10 gat. A-III w rozstawie osiowym co 20.0 cm. lecz górą na odcinku 1/ 5 długości przęsła licząc od lica podpory. Na podporami pośrednimi w płytach dwuprzęsłowych należy montować pręty górą na momenty podporowe na odcinku 1/ 4 długości przęsła licząc w obie strony od lica podpory. Zbrojenie podporowe wykonac z prętów o przekroju # 10 gat. A-III w rozstawie osiowym co 20.0 cm. Pręty rozdzielcze należy montować z prętów stalowych gat. A-I i przekroju Ø 6 mm. oraz w rozstawie co 25.0 cm. Otulenie wkładek zbrojenia głównego winno wynosic nie mniej niż 3.0 cm. Podparcie płyty stanowią podciągi żelbetowe i ściany wewnętrzne konstrukcyjne. Długość podparcia płyty na podciągach żelbetowych winna wynosic nie mniej niż 8.0 cm, natomiast na ścianach murowanych nie mniej niż 7. 0 cm i nie mniej niż grubość płyty t.j 15.0 cm.

7.02.Stropy gęstożebrowe Teriva.

Stropy żelbetowe gęstożebrowe wykonać z prefabrykowanych belek i pustaków Teriva 6.0 o rozstawie osiowym belek co 45.0 cm.

Zestawienie nośności projektowanych stropów:

Nr poz. oblicz.	Rodzaj stropu rozpiętość [mb.]	Rozstaw osiowy belek stropowych	Wysokość konstrukcyjna stropu[mb.]	Dopuszczalny moment obliczeniowy[KNmb.]	Dopuszczalna siła poprzecz.[KN]
2.04.	Teriva 6.0/7.80	0.45 mb	0.34 mb	39.76	22.18
2.05	Teriva 6.0/6.60	0.45 mb	0.34 mb	28.33	22.18
2.06	Teriva 6.0/6.00	0.45 mb	0.34 mb	23.34	21.06
2.07	Teriva 6.0/4.80	0.45 mb	0.34 mb	14.81	21.06
2.08	Teriva 6.0/4.50	0.45 mb	0.34 mb	13.58	20.18
2.09	Teriva 6.0/4.20	0.45 mb	0.34 mb	11.27	20.18
2.10	Teriva 6.0/3.90	0.45 mb	0.34 mb	10.20	20.18
2.11	Teriva 6.0/3.00	0.45 mb	0.34 mb	5.64	20.18
2.12	Teriva 6.0/2.40	0.45 mb	0.34 mb	3.55	20.18

Długość oparcia belek stropowych na podporze stałej , ścianie lub podciągu nie może być mniejsza niż 10.0 cm.
Podczas montażu stropów należy stosować podpory montażowe rozmieszczone w rozstawie nie większym niż 2.0 mb.
tzn: - przy rozpiętości modularnej stropu L_M=< 4.0 mb – 1 podpora
- przy rozpiętości modularnej stropu 4.0< L_M < 6.0 mb – 2 podpory
- przy rozpiętości modularnej stropu 6.0< L_M < 8.0 mb – 3 podpory

- przy rozpiętości modularnej stropu L_M > 8.0 mb – 4 podpory

W stropach o rozpiętości powyżej 4.00 należy stosować żebra rozdzielcze przy czym:
- w stropach o rozpiętości od 4.0 do 6.00 mb stosować co najmniej 1 żebro rozdzielcze,
- w stropach o rozpiętości powyżej 6.00 mb stosować co najmniej 2 żebra rozdzielcze

Żebra rozdzielcze winny być wykonane o szerokości 10.0 cm i wysokości równej wysokości stropu. Zbrojenie żebra winny stanowić dwa pręty przekroju min. 12 mm montowane górą i dołem i połączone z sobą strzemionami co najmniej 4.5 mm w rozstawie osiowym co 0.60 mb. Pręty zbrojeniowe żeber rozdzielczych winny być zakotwione w wieńcach lub podciągach. Do betonowania stropu i wykonania nadbetonu stosować żwirobeton C 20/25 o uziarnieniu kruszywa nie większym niż 10 mm.

8.0 Ściany

8.01 Ściany zewnętrzne.

Zewnętrzne ściany budynku grubości 24.0 cm należy wykonać z bloczków wapienno-piaskowych Silka E 24 kl.15 MPa nazaprawie cementowo-wapiennej marki-M 5 i grubości spoin 12 mm. Mury należy wykonywać warstwami , z zachowaniem prawidłowego wiązania i o grubości spoin. Mury należy wznosić możliwie równomiernie na całej długości. Przed ułożeniem zaprawy spoiny poziomej, należy zwilżyć wodą górną powierzchnię pustaków poprzedniej warstwy oraz dolną powierzchnię wmurowanych, aby wilgotność potrzebna do uzyskania przez zaprawę najwyższej wytrzymałości nie została wchłonięta przez suche pustaki. Podczas murowania należy pamiętać o stałej kontroli poziomu, pionu i wysokości murowanej warstwy oraz płaskości ściany. Alternatywnie dopuszcza się wykonanie ścian z bloczków PORO-THERM 25P+W kl.15 na zaprawie cementowo-wapiennej M-5 i grubości spoin 12 mm. lub Ytong PP4/06 odmiany 0.4. Przy wykonywaniu robót murowych zachować należy warunki techniczne i technologiczne wykonania i odbioru robót. Różnica poziomów poszczególnych części murów podczas wykonywania danego budynku nie powinna przekraczać 3 m. W miejscu połączenia murów wykonanych niejednocześnie należy stosować strzępia zazębne końcowe. Cegły lub inne elementy układane powinny być czyste i wolne od kurzu.. Stosowanie cegły, bloczków lub pustaków kilku rodzajów i klas jest dozwolone, jednak pod warunkiem przestrzegania zasady, że każda ściana powinna być wykonana z cegły, bloczków lub pustaków jednego wymiaru i jednej klasy. Wnęki i bruzdy instalacyjne należy wykonywać jednocześnie ze wznoszeniem murów. Konstrukcje murowe grubości mniejszej niż 1 cegła mogą być wykonywane tylko przy temperaturze powyżej 0°C. Wykonywanie konstrukcji murowych grubszych niż 1 cegła dopuszcza się w temperaturze poniżej 0°C pod warunkiem zastosowania środków umożliwiających wiązanie i twardnienie zaprawy, określonych w wytycznych wykonywania robót budowlano montażowych w okresie zimowym. W przypadku przerwania robót na okres zimowy lub z innych przyczyn, wierzchnie warstwy murów powinny być zabezpieczone przed działaniem czynników atmosferycznych. Przy wznawianiu robót należy sprawdzić stan techniczny murów, łącznie ze zdjęciem wierzchniej warstwy cegieł i uszkodzonej zaprawy. W zwykłych murach ceglanych, jeżeli nie ma szczególnych wymagań należy przyjmować grubość normową spoiny:

a/ 12 mm w spoinach poziomych przy czym grubość maksymalna nie powinna przekraczać 17 mm, a minimalna 10 mm.
b/ 10 mm w spoinach pionowych podłużnych i porzecznych , przy czym grubość maksymalna nie powinna przekraczać 15 mm a minimalna 5 mm.

Szybkość wznoszenia murów powinna by ć taka, aby najkrótszy okres od rozpoczęcia muru następnej kondygnacji odpowiadał wymaganiom w.g poniższej tabeli 1.

Tablica 1. Szybkość normalnego wznoszenia murów z cegły ceramicznej

Rodzaj zaprawy użytej do murowania	Najkrótszy okres, w dobach od rozpoczęcia muru dolnej kondygnacji rozpoczęcia na tym samym odcinku muru następnej kondygnacji wysokości h (w m) muru dolnej kondygnacji		
	h≤3,5	h≤h≤5	5<h≤7
Wapienna	7	8	9
Cementowo-wapienna	5	6	7
Cementowa	3	3,5	4

Mury z cegły i bloczków betonowych powinny być wykonywane zgodnie z zasadami sztuki budowlanej, wymogami aktualnych norm i instrukcji oraz niniejszych warunków wykonania robót. Największe dopuszczalne odchyłki wymiarów murów z cegły , bloczków betonowych powinny odpowiadać wymaganiom określonym w tablicy 2.

Tablica 2 Dopuszczalne odchyłki wymiarów dla murów z cegły i pustaków ceramicznych oraz elementów z betonu komórkowego

Lp	Rodzaje odchyłek		Dopuszczalne odchyłki dla murów [mm]		
			z cegły i pustaków ceram.		z drobnowymiarowy. elem. z bet. komór
			spoinowane	niespoinowane	
1	Zwichrowania i skrzywienia pow. murów: na długości 1m na całej powierzchni ściany pomieszczenia		 3 10	 6 20	 4 -
2	Odchylenia od pionu pow. i krawędzi: na wysokości1m na wysokości jednej kondygnacji na całej wysokości ściany		 3 6 20	 6 10 30	 3 6 15
3	Odchylenie od kierunku poziomego górnej każdej warstwy muru: na długości 1m na całej długości budynku		 1 15	 2 30	 2 30
4	Odchylenie w kierunku poziomego górnej ostatniej warstwy muru pod stropem na długości 1m na całej długości budynku		 1 10	 2 20	 - -
5	Odchylenia przenikających się powierzchni muru kąta przewidzianego w projekcie (najczęściej prostego) na długości 1m na całej długości ściany		 3 -	 6 -	 10 30
6	Odchylenie wymiarów otworów w świetle ościeży otworów o wymiarach:				±10
	do 100 cm	szerokość wysokość	+6, -3 +15, -10	+6, -3 +15, -10	
	powyżej 100 cm	szerokość wysokość	+10, -5 +15, -10	+10, -5 +15, -10	

8.02.Ściany wewnętrzne

Ściany wewnętrzne nośne grubości 24.0 cm należy wykonać z bloczków wapienno-piaskowych Silka E24 kl.15 MPa na zaprawie cementowo-wapiennej m-5 i grubości spoin 12 mm. Roboty murowe prowadzić w.g zasad j.w

8.03. Ścianki działowe

Wewnętrzne ścianki działowe grub. 12.0 cm. należy wykonać z cegły ceramicznej dziurawki kl.10 lub pustaków ceramicznych POROTHERM 11.5 P+W kl.10 na zaprawie cem.-wapiennej marki M-5 i grubości spoin 12 mm. Ścianki należy zazbroić wzdłużnie w co 3-ciej spoinie bednarką zbrojeniową lub co najmniej 2-ma prętami stali gładkiej o przekroju ϕ 6 mm.

9.0.Konstrukcja dachu.

9.01. Konstrukcja dachu nad edukacyjnym ogrodem zimowym - Poz. 1.01

Konstrukcję nośną dachu nad edukacyjnym ogrodem zimowym stanowią wiązary stalowe kratowe wykonane z kształtowników stalowych gorącowalcowanych montowanych w rozstawie osiowym co 1.50 mb. oraz płatwie stalowe C140 montowane w rozstawie osiowym co 2.50 mb. Konstrukcję dźwigara stalowego wykonać ze stali ogólnego przeznaczeniaStns w technologii warsztatowej w.g rysunku konstrukcyjnego. Blachy i kształtowniki na wymiar konstrukcyjny winny być przycinane przy użyciu palników acetylenowo-tlenowych lub szlifierek do cięcia metali. Łączenie poszczególnych elementów konstrukcyjnych wykonać ręcznie poprzez spawanie łukowe elektrodami otulonymi i spoinami pachwinowymi o grub. 3.0 mm. Roboty spawalnicze wykonać spawarką wirową. Do spawania należy użyć elektrod rutylowych. Wykonane elementy konstrukcyjne winny być zabezpieczone antykorozyjnie stosownymi powłokami malarskimi po uprzednim przygotowaniu powierzchni do malowania. Powierzchnia malarska winna być odtłuszczona benzyną ekstrakcyjną i oczyszczona metodą piaskowania.

Przygotowaną powierzchnię należy zagruntować pędzlem farbami gruntującymi. Na zagruntowaną powierzchnię następnie należy nałożyć dwie warstwy farby nawierzchniowej w kolorze RAL 7042. Na teren budowy dźwigary winny być dostarczone w elementach montażowych. Montaż dźwigarów wykonać przy użyciu dźwigu samochodowego. Montaż dźwigarów winien być dokonany nie wcześniej niż po upływie 14-tu dni od wykonania wieńca obwodowego. Osadzenie dźwigarów stalowych na filarach zewnętrznych należy dokonać przy użyciu śrub kotwiących Fischer RG M24x400 osadzonych w wieńcach obwodowych za pośrednictwem podkładek sprężystych. Podkładki sprężyste należy również użyć do pozostałych połączeń skręcanych. Zmontowaną konstrukcję dachową należy w przęsłach skrajnych zwieńczyć poprzecznie prętami stalowymi Ø 14 naprężanymi śrubami rzymskimi. Konstrukcję stalową dachu należy zabezpieczyć środkami ognioochronnymi. Zalecanymi środkami zabezpieczenia p.pożarowego są natryski ognioochronne preparatami o nazwach handlowych Tecwool F, Dossolan 200 F, Steelqard 585 itp.Po wykonaniu montażu dźwigarów i platwi dokonać w ostatnim etapie montaż stężeń połaciowych wykonananych z prętów stali gładkiej o przekroju ϕ 16 mm z naciągiem śrubami rzymskimi.

9.02. Konstrukcja dachu łącznika i przedszkola- Poz. 1.02 ,1.03 ,1.04, 1.05, 1.06.

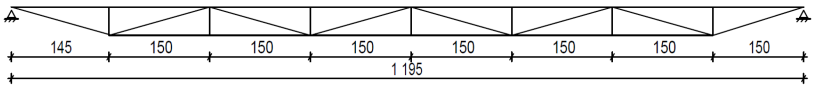
Konstrukcję dachu budynku przedszkola stanowi drewniana więźba dachowa płatwiowo-krokwiowa wykonana z drewna nasyconego drzew liściastych kl.24 i wilgotności nie przekraczającej 12-15 %. Krokwie o przekroju poprzecznym 8.0x18.0 cm należy montować w rozstawie osiowym co 0.90 mb. Oparcie krokwi stanowią płatwie stolcowe o przekoju poprzecznym 14.0 x18.0 cm.i 14.0x16.0 cm. oraz płatwie stopowe (murłaty) o przekoju poprzecznym 14.0 x14.0 cm. Murłaty winny być montowane na wieńcach obwodowych ścian zewnętrznych podłużnych przy użyciu śrub kotwiących M-16x300 kl. 5.6 uprzednio zamontowanych w rozstawie osiowym co 2.00-2.50 mb. Słupy stolcowe o przekroju poprzecznym 14.0x14.0 cm winny być montowane na podwalinach drewnianych o przekoju poprzecznym 14.0 x16.0 cm. bezpośrednio ułożonych i zakotwionych na stropach gęstożebrowych. Kleszcze podwójne o przekroju poprzecznym 3.8x14.0 winny być montowane w rozstawie osiowym słupów stolcowych w.g rysunku rzutu więźby dachowej. Łączenie elementów konstrukcyjnych wykonać przy użyciu stalowych łączników systemowych. Konstrukcja drewniana więźby dachowej winnabyć zabezpieczona przed korozja biologiczną i środkami ognioochronnymi. Zalecanym preparatem zgodnym z Dyrektywą Unii Europejskiej Nr 67/548/EWG jest FireSmart Bio P/Poż.

Opracował:

IV. Obliczenia statyczne

Poz.1.01. Wiązar stalowy kratowy

1.01.1. Schemat wiązara dachowego



1.01.2. Stopień statycznej niewyznaczalności.

Stopień statycznej niewyznaczalności określono wg wzoru s = p – 2w + n gdzie: p= 29, w = 16, n = 3

p = 2w – 3 = 2 x 16– 3 = 29

1.01.3. Geometria wiązara dachowego

- Długość całkowita wiązara L = 11..65 mb.
- Kąt pochylenia połaci dachu < α = 15° zatem tg < α=0.26795 cos < α = 0.96593, sin < α =0.25882.
- Rozstaw osiowy wiązarów a= 1.50 mb.

1.01.4. Zestawienie obciążeń.

1.01.4.1. Obciążenia stałe wg PN – 81 / B – 02001

1.01.4.1.1 ciężar pokrycia

- tafla szklana pokrycia gr 2x0.4 mm – 2x 0.004 x 25.0 =	0.20	x 1.35 =	0.27 KN/ m^2
- ciężar płatwi stalowych IPE 100 – 0.0832 x 1.50 =	0.13	x 1.35 =	0.176 „
- ciężar konstrukcji szklenia – 0.05 x 1.50=	0.08	x 1.35 =	0.108 „
- ciężar własny wiązara – G_w = 0.85 x11.65 =9.90 kg/ m^2 =	0.01		0.01 „
Razem V_{sd} =0.42			0.564 KN/ m^2

1.01.4.1.2. Obciążenia zmienne - śnieg wg. PN – 80 / B – 02010 / Az I

- obciążenie charakterystyczne śniegiem Q_k = 0.9 KN/ m^2.
- współczynnik kształtu dachu C_z=0.8 dla < α < 15°
- współczynnik ekspozycji terenu C_e = 1.0 dla Z < 10.0 mb
- współczynnik termiczny ct = 1.0 dla K > 1.0 W/ m^{2}K
- obciążenie obliczeniowe śniegiem dla II strefy śniegowej S_o=0.9x0.8 x1.0x1.0x1.5=1.08 KN/ m^2

1.01.4.1.3. Obciążenie zmienne - wiatr w.g PN – 77 / B – 0211

- charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru g_k = 0.25 KN/ m^2
- współczynnik ekspozycji terenu C_e=1.0 dla Z < 10.0 mb.
- współczynnik aerodynamiczny

  połać nawietrzna C_1=0.015x15– 0.2 = 0.025

  połać zawietrzna C_2 = -0.045x(40–15)= -1.125 przyjęto C_2 = 0
- współczynnik działania porywów β = 1.8
- obciążenie charakterystyczne wywołane działaniem wiatru - połać nawietrzna

  p_k=0.25x0.025x1.8=0.011 KN/ m^2
- obliczeniowe obciążenie wywołane działaniem wiatru- połać nawietrzna

  p_o=0.011x1.5=0.017 KN/ m^2

1.01.4.1.4. Zestawienie obciążeń całkowitych

1.01.4.1.5. obliczeniowe obciążenie prostopadłe do połaci dachowej nawietrznej

g_1=(0.56 x0.9659+1.08x0.9659^2+0.017)x1.50=(0.54+1.01+0.017)x1.50=2.35 KN/m.

obliczeniowe obciążenie równoległe do połaci dachowej nawietrznej

g_2=(0.56 x0.25882+1.08x0.9659x0.25882)x1.50=(0.14+0.27)x1.50=0.62 KN/m.

1.01.4.1.6. Obciążenie wiązara kratowego

1.01.4.1.7. Wartości obciążeń węzłów pasa górnego wiązara

P_1 = 2.35 x 1.35 / 2 = 1.586 KN

P_2 = 2.35x(1.35+1.50) / 2=3.348 KN

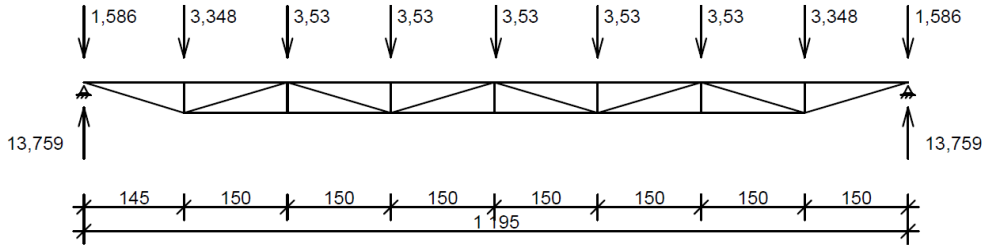
P_3= 2.35 x 1.50 = 3.53 KN

1.01.5. Reakcje podporowe wiązara kratowego

R_1=R_2= [2 x(1.586 + 3.348) +5 x 3.53] / 2 =13.759 KN

1.01.6 Określenie długości prętów wiązara kratowego

$s_2 = s_{29} = (0.50^{/2} + 1.35^{/2})^{0.5} = 1.44$ mb
$s_{5-29} = (0.50^{/2} + 1.50^{/2})^{0.5} = 1.58$ mb
$s_1 = s_{28} = 1.35$ mb.
$s_{4-24} = 1.50$ mb.
$S_{3-27} = 0.50$ mb



1.01.7. Schemat statyczny wiązara dachowego.

1.01.8. Określenie sił w prętach kratownic
Określenie sił w prętach kratownicy dokonano metodą analityczną stosując metodę Rittera
1.01.8.1. Pas górny wiązara kratowego –ściskanie.
$\Sigma M_{01} = S_1 x\ 0.50 - 13.759 \times 1.35 + 1.586 \times 1.35 = 0.50S_4 - 18.57 + 2.141 = 0.$
Stąd $S_4 = 16.43 / 0.50 = 32.86$ KN.
$\Sigma M_{01} = S_4 \times 0.50 - 13.759 \times 1.35 + 1.586 \times 1.35 = 0.50S_4 - 18.57 + 2.141 = 0$
Stąd $S_4 = 16.43 / 0.50 = 32.86$ KN.
$\Sigma M_{01} = S_8 x0.50 - (13.759 - 1.586)x(2x1.50 + 1.35) + 3.53x1.50 + 3.348x2x1.50) = 0.50S_8 - 52.95 + 5.295 + 10.044 = 0$
Stąd $S_8 = 37.61 / 0.50 = 75.22$ KN
$\Sigma M_{01} = S_8 x0.50 - (13.759 - 1.586)x(2x1.50 + 1.35) + 3.53x1.50 + 3.348x2x1.50) = 0.50S_8 - 52.95 + 5.295 + 10.044 = 0$
Stąd $S_8 = 37.61 / 0.50 = 75.22$ KN
$\Sigma M_{01} = S_{16} x0.50 - (13.759 - 1.586)x(4x1.50 + 1.35) + 3.53x(1.50 + 3.00 + 4.50) + 3.348x4x1.50 = 0.50S_8 - 101.13 + 31.77 + 20.09 = 0$
Stąd $S_{16} = 49.27 / 0.50 = 98.54$ KN

1.01.8.2. Pas dolny wiązara kratowego- rozciąganie
$\Sigma M_{01} = S_2 x0.34748 \times 1.35 - (13.759 - 1.586)x1.35 = 0$ Stąd $S_6 = 16.43 / 0.34748 = 47.29$ KN
$\Sigma M_{01} = S_6 x0.50 - (13.759 - 1.586)x(1.35 + 1.50) + 3.53x1.50) = 0$ Stąd $S_6 = 29.40 / 0.50 = 58.80$ KN
$\Sigma M_{01} = S_{10} x0.50 - (13.759 - 1.586)x(1.35 + 1.50) + 3.53x1.50) = 0$ Stąd $S_{10} = 29.40 / 0.50 = 58.80$ KN
$\Sigma M_{01} = S_{14} x0.50 - (13.759 - 1.586)x5.85 + 3.348x4.50 + 3.53x(3.00 + 1.50) = 0$ Stąd $S_{14} = 40.26 / 0.50 = 80.52$ KN
$\Sigma M_{01} = S_{18} x0.50 - (13.759 - 1.586)x5.85 + 3.348x4.50 + 3.53x(3.00 + 1.50) = 0$ Stąd $S_{18} = 40.26 / 0.50 = 80.52$ KN
1.01.8.3. Krzyżulce wiązara kratowego - ściskanie
$\Sigma M_{01} = -S_5 x0.94878x0.50 - S_5 x0.31577x1.35 - 3.348 \times 1.35 + 58.80x\ 0.50 = 0$ Stąd $S_5 = 24.88 / 0.90 = 27.64$ KN
$\Sigma M_{01} = -S_9 x0.31572x2.85 - 3.348x1.35 - 3.53x2.85 + 58.80x0.50 = 0$ Stąd $S_9 = 14.82 / 0.90 = 16.47$ KN
$\Sigma M_{01} = -S_{13} x0.94878x0.50 - S_{13} x0.31577x4.35 - 3.348x1.35 - 3.53x(2.85 + 4.35) + 80.52x0.50 = 0$
Stąd $S_{13} = 10.26 / 1.448 = 7.09$ KN
$\Sigma M_{01} = S_{17} x0.31577x5.85 - 3.348x1.35 - 3.53x(2.85 + 4.35 + 5.85) + 80.52x0.50 = 0$
Stąd $S_{17} = 4.33 / 1.847 = 2.34$ KN
1.01.8.4. Słupki wiązara kratowego – ściskanie.
$\Sigma M_{01} = S_3 x1.35 - 3.348x1.35 = 0$ Stąd $S_3 = 4.52/1.35 = 3.348$ KN
$\Sigma M_{01} = S_7 x2.85 - 3.53x2.85 - 3.348x1.35 = 0$ Stąd $S_7 = 14.58/2.85 = 5.12$ KN
$\Sigma M_{01} = S_{11} x4.35 - 3.53x2.85 - 3.348x1.35 + 80.52x0.5 = 0$ Stąd $S_{11} = -25.49/4.35 = -5.86$ KN
$\Sigma M_{01} = S_{15} x5.85 - 3.53x(5.85 + 4.35 + 2.85) - 3.348x1.35 + 80.52x0.5 = 0$ Stąd $S_{15} = 10.52/5.855 = 1.80$ KN.
1.01.9. Wymiarowanie prętów kratownicy - sprawdzenie naprężeń w prętach kratownicy

1.01.9.1. Pas górny. Maksymalna siła ściskająca $S_{12} = N_{Ed}$= 98.54 KN Długość pręta L=1.50 mb.

1.01.9.1.1. Przyjęto

- przekrój 2xL 50x50x5
- gatunek stali S 235,
- granica plastyczności f_y – 235 N/mm^2.
- moduł sprężystości E = 210000 N/mm^2.
- wysokość przekroju - h=50.0 mm.
- wysokość środnika - h_w=50-5=45.0 mm.
- grubość środnika - t_w=5.0 mm.
- szerokość pasa - b_f=50.0 mm.
- grubość pasa - t_f=5.0 mm.
- promień zaokrąglenia r=5.5 mm.
- pole powierzchni – A=4.80 cm^2.
- momenty bezwładności –I_z=11.2cm^4. I_ξ=17.7 cm^4, i_x=1.53 cm, $I_{i\xi}$=1.92 cm

1.01.9.1.2. Klasa przekroju przy zginaniu ściskaniu przy plastycznym rozkładzie naprężeń normalnych współczynnik $\varepsilon=(235/235)^{1/2}=1.0$

Stosunek szerokości do grubości

- środnika $c/t=(h- t_f-r) / t_w=(50-5.0-5.5) / 5.0=7.9<23\varepsilon=28x1.0=23.0$ środnik jest kl.1
- stopki $c/t=(b_f - t_w-r) / t_f=(50 -5-5.5) /5.0=7.9<9\varepsilon=9x1.0=23$ stopka jest kl.1

Pole powierzchni przekroju złożonego A = 2 x 4.8 =9.6 cm^2.

Moment bezwładności przekroju złożonego I_z =11.2 x 2 = 22.4 cm^4.

Promień bezwładności przekroju złożonego i_x=1.53 x 2 = 3.06 cm

1.01.9.1.3.Siła krytyczna przy sprężystym wyboczeniu giętym

$N_{Cr,y} = \pi^2 E I_z / L^2_{Cr,y} = (3.14^2 x210x10^3 x 22.4 x 10^4) :1500^2 = 206.13x10^3$ N = 206.13 KN

Smukłość względna przy sprężystym wyboczeniu giętym $\lambda_y = (A x f_y : N_{Cr,y})^{0.5} = (9.6x10^2x235/206.13x10^3)^{0.5} = 1.05$

Parametr imperfekcji $\phi = 0.5[1+\alpha(\lambda_y-0.2)+ \lambda^2_y] = 0.5[1+0.21(1.05-0.2)+1.05^2]=1.09$

Współczynnik wyboczenia giętego $\chi = 1 /\phi +(\phi^2 - \lambda^2_y)^{0.5} =1 / 1.09+(1.09^2 -1.05^2)^{0.5} =0.72$

1.01.9.1.4.Nośność $N_{b,Rd} = \chi$ x A x f_y / γ = 0.72x9.6x10^2 x235 / 1.0 =169.20 KN

Warunek nośności $N_{Ed} = N_{b,Rd}$ =98.54 KN / 169.20 =0.58 < 1.0 Warunek spełniony

1.01.9.2. Pas dolny

Maksymalna siła rozciągająca S_{14} = 80.52 KN. Długość pręta L=1.50 mb.

1.01.9.2.1. Przyjęto

- przekrój 2xL 50x50x5
- gatunek stali S 235,
- granica plastyczności f_y – 235 N/mm^2.
- Wytrzymałość na rozciąganiei f_u – 360 N/mm^2.
- moduł sprężystości E = 210000 N/mm^2.
- wysokość przekroju - h=50.0 mm.
- wysokość środnika - h_w=50-5=45.0 mm.
- grubość środnika - t_w=5.0 mm.
- szerokość pasa - b_f=50.0 mm.
- grubość pasa - t_f=5.0 mm.
- promień zaokrąglenia r=5.5 mm.
- pole powierzchni – A=4.80 cm^2.
- momenty bezwładności –I_z=11.2cm^4. I_ξ=17.7 cm^4, i_x=1.53 cm, $I_{i\xi}$=1.92 cm

1.01.9.2.2.Nośność obliczeniowa przekroju $N_{b,Rd}$ = A x f_y / γ = 9.6x10^2 x235 / 1.0 =225.60 KN

Warunek nośności $N_{Ed} = N_{b,Rd}$ = 80.52 KN / 225.60 =0.36 < 1.0 Warunek spełniony

1.01.9.3. Krzyżulce

Maksymalna siła ściskająca w krzyżulcu S_5= 27.64 KN, Długość pręta L=1.58 mb.

1.01.9.3.1. Przyjęto

- przekrój L 50x50x5
- gatunek stali S 235,

- granica plastyczności f_y – 235 N/mm^2.
-Wytrzymałość na rozciąganiei f_u – 360 N/mm^2.
- moduł sprężystości E = 210000 N/mm^2.
- wysokość przekroju - h=50.0 mm.
- wysokość środnika - h_w=50-5=45.0 mm.
- grubość środnika - t_w=5.0 mm.
- szerokość pasa - b_f=50.0 mm.
- grubość pasa - t_f=5.0 mm.
- promień zaokrąglenia r=5.5 mm.
- pole powierzchni – A=4.80 cm^2.
- momenty bezwładności –I_z=11.2cm^4. I_ξ=17.7 cm^4, i_x=1.53 cm, $I_{i\xi}$=1.92 cm

1.01.9.3.2. Klasa przekroju przy zginaniu ściskaniu przy plastycznym rozkładzie naprężeń normalnych współczynnik $\varepsilon=(235/235)^{1/2}=1.0$

Stosunek szerokości do grubości

- środnika c/t=(h- t_f--r) / t_w=(50-5.0-5.5) / 5.0=7.9<23ε=28x1.0=23.0 środnik jest kl.1
- stopki c/t=(b_f - t_w-r) / t_f=(50 -5-5.5) /5.0=7.9<9ε=9x1.0=23 stopka jest kl.1

1.01.9.3.3.Siła krytyczna przy sprężystym wyboczeniu giętym

$N_{Cr,y}=\pi^2 E I_z / L^2_{Cr,y}=(3.14^2 x210x10^3 x11.2x10^4):1580^2=92.89x10^3$ N = 92.89 KN

Smukłość względna przy sprężystym wyboczeniu giętym $\lambda_y=(A x f_y : N_{Cr,y})^{0.5}=(9.6x10^2 x235/92.89x10^3)^{0.5}=1.56$

Parametr imperfekcji $\phi=0.5[1+\alpha(\lambda_y-0.2)+\lambda^2_y]=0.5[1+0.21(1.56-0.2)+1.56^2]=1.86$

Współczynnik wyboczenia giętego $\chi = 1/\phi+(\phi^2-\lambda^2_y)^{0.5}=1/1.86+(1.86^2-1.56^2)^{0.5}=0.30$

1.01.9.3.4.Nośność $N_{b,Rd}=\chi$ x A x f_y/γ = 0.30x9.6x10^2 x235 / 1.0 =68.57 KN

Warunek nośności $N_{Ed}=N_{b,Rd}$ = 27.64 KN / 68.57 =0.40 < 1.0 Warunek spełniony

1.01.9.3.1. Przyjęto

- przekrój L 40x40x5
- gatunek stali S 235,
- granica plastyczności f_y – 235 N/mm^2.
-Wytrzymałość na rozciąganiei f_u – 360 N/mm^2.
- moduł sprężystości E = 210000 N/mm^2.
- wysokość przekroju - h=40.0 mm.
- wysokość środnika - h_w=40-5=35.0 mm.
- grubość środnika - t_w=5.0 mm.
- szerokość pasa - b_f=40.0 mm.
- grubość pasa - t_f=5.0 mm.
- promień zaokrąglenia r=5.0 mm.
- pole powierzchni – A=3.79 cm^2.
- momenty bezwładności –I_z=5.54 cm^4. I_ξ=8.75 cm^4, i_x=1.21 cm, $I_{i\xi}$=1.52 cm

1.01.9.1.2. Klasa przekroju przy zginaniu ściskaniu przy plastycznym rozkładzie naprężeń normalnych współczynnik $\varepsilon=(235/235)^{1/2}=1.0$

Stosunek szerokości do grubości

- środnika c/t=(h- t_f--r) / t_w=(40-5.0-5) / 5.0=6<23ε=28x1.0=23.0 środnik jest kl.1
- stopki c/t=(b_f - t_w-r) / t_f=(40 -5-5) /5.0=6<9ε=9x1.0=23 stopka jest kl.1

1.01.9.1.3.Siła krytyczna przy sprężystym wyboczeniu giętym

$N_{Cr,y}=\pi^2 E I_z / L^2_{Cr,y}=(3.14^2 x210x10^3 x 5.54x 10^4):1580^2=45.95x10^3$ N =45.95 KN

Smukłość względna przy sprężystym wyboczeniu giętym $\lambda_y=(A x f_y : N_{Cr,y})^{0.5}=(3.79x10^2 x235/45.95x10^3)^{0.5}=1.39$

Parametr imperfekcji $\phi=0.5[1+\alpha(\lambda_y-0.2)+\lambda^2_y]=0.5[1+0.21(1.39-0.2)+1.39^2]=1.59$

Współczynnik wyboczenia giętego $\chi = 1/\phi+(\phi^2-\lambda^2_y)^{0.5}=1/1.59+(1.59^2-1.39^2)^{0.5}=0.42$

1.01.9.1.4.Nośność $N_{b,Rd}=\chi$ x A x f_y/γ = 0.42x3.79x10^2 x235 / 1.0 =37.41 x 10^{3}N=37.41 KN

Warunek nośności $N_{Ed}=N_{b,Rd}$ =27.64 / 37.41 =0.74 < 1.0 Warunek spełniony

1.01.9.4. Słupki

Maksymalna siła ściskająca w słupku S_{23}= 5.12 KN Długość pręta L=0.50 mb

Z uwagi na bardzo małe obciążenie obliczenia sił przekrojowych w słupku pominięto.

1.01.10.Określenie nośności połączenia doczołowego dźwigara w kalenicy
1.01.10.1. Przyjęto
- gatunek stali S 235
- granica plastyczności f_y=235 N/mm^2.
- wytrzymałość na rozciąganie f_u=360 N/mm^2.
- współczynniki częściowe γ_{MO}=1.0, γ_2=1.25
- wysokość blachy czołowej h_p=250 mm.
- szerokość blachy czołowej b_p=200 mm.
- grubość blachy czołowej t_p=10 mm.
- średnica śrub M112 kl.5.6 d=12 mm.
- pole przekroju śruby A=3.14x12^2/4=113.04 mm^2.
- granica plastyczności śrub f_{yb} =300 N/mm^2.
- wytrzymałość na rozciąganie śrub f_{ub} =500 N/mm^2.
- spoiny pachwinowe a_w=5 mm.
- siła tnąca $V_{j,ED}$= R_2= 13.759 KN
- moment zginający w ryglu $M_{j,ED}$=0.00 KN

Obliczeniowa nośność śrub przy ścinaniu α_v=0.6
$F_{v,Rd}=\alpha_v x\ f_{ub}\ xA/\gamma_2$=0.6x500x113x10^2/1.25=27.12x10^{3}N=27.12 KN
Obliczeniowa nośność śruby na rozciąganie k_2=0.9
$F_{v,Rd}= k_2\ x\ f_{ub}\ xA/\gamma_2$=0.9x500x113x10^2/1.25=40.68x10^{3}N=40.68 KN
Przyjęto 4 śruby M-12 kl.5.6

1.01.1.4.3.Określenie nośności połączenia doczołowego blachy rygla i dźwigara.
- gatunek stali S 235
- granica plastyczności f_y=235 N/mm^2.
- wytrzymałość na rozciąganie f_u=360 N/mm^2.
- współczynniki częściowe γ_{MO}=1.0, γ_2=1.25
- wysokość blachy czołowej h_p=250 mm.
- szerokość blachy czołowej b_p=500 mm.
- grubość blachy czołowej t_p=10 mm.
- spoiny pachwinowe a_w=5 mm.
- siła tnąca $V_{j,ED}$= R_2= 13.759 KN
- moment zginający w ryglu $M_{j,ED}$=0.00 KN

Wskaźnik plastycznyprzekroju rygla $W_{pl}= t_p x\ b_p x\ h_p+ t_w(h- t_p)^2/4$=1.0x25.0^2/ 6 x 1.14=104.17x1.14=118.75 cm^3.
Obliczeniowa nośność przekroju poprzecznego przy zginaniu
$M_{c,Rd}= W_{pl} x\ f_y/\gamma$= 118.75x10^{3}x235/1.0=27.91 x10^{6}Nmm=27.91KN.

1.01.1.4.4.Określenie nośności przegubowej podstawy dźwigara
- gatunek stali S235
- granica plastyczności f_y=235 N/mm^2.
- wytrzymałość na rozciąganie f_u=360 N/mm^2.
- długość blachy podstawy h_p=250 mm.
- szerokość blachy podstawy b_p=210 mm.
- grubość blachy podstawy t_p=10 mm.

Siła oddziaływania dźwigara na stopę N_{Ed}= 13.759 KN
Powierzchnia kontaktu płyty podstawy z wiązarem A_{c0}= 210 x 250 = 52500 mm^2,
Klasa betonu C20/25 o f_{ck}=20 N/mm^2, $f_{cd}= f_{ck}/1.4$=20/1.4=14.28 N/mm^2,
Obliczeniowa nośność na docisk
$F_{Rdu,2}= A_{c0} x\ f_{cd}(A_{c0}/ A_{c1})^{1/2}$= 52500x14.28x10^{-3}=749.70 KN
Obliczeniowa wytrzymałość połączenia na docisk

$f_{jd,1}=\beta_j x\ F_{Rdu,1}/\ b_{eff,1} x\ l_{eff,1}=2/3\ x\ 749.70\ x10^3\ /\ 52500=9.52\ N/mm^2$.
Obliczeniowa nośność bklachy przy ściskaniu.
$F_{C,Rd,1}= f_{jd,2} x\ b_{eff,1} x\ l_{eff,1}=9.52x52500x10^{-3}= 499.80$ KN
Warunek nośności 13.759 / 499.80=0.027<1.0 warunek spełniony

Poz. 1.01.2. Płatew stalowa wolnopodparta.
Dane: gat.stali S235, granica plastyczności f_y=235 N/mm^2, gdy t<40 mm.
Rozpiętość obliczeniowa płatwi L_o= 1.50 mb., Rozstaw osiowy płatwi a= 1.50 mb
1.01.2.1.Zestawienie obciążeń
g_1=(0.56 x0.9659+1.08x0.9659^2+0.017)=(0.54+1.01+0.017)= 1.567 KN/m^2.
obliczeniowe obciążenie równoległe do połaci dachowej nawietrznej
g_2=(0.56 x0.25882+1.08x0.9659x0.25882)=(0.14+0.27)= 0.41 KN/m^2.
- obciążenie płatwi q_o= 1,567 x 1.50 = 2.35 KN/mb
Maksymalny moment przęsłowy M_{max}=0.125 x 2.35x1.50^2=0.661 KNmb.
Maksymalna siła gnąca przy podporze $V_{z,Ed}$=0.5x1.50x2.35= 1.76KN.
Przyjęto płatew stalową C50
- wysokość przekroju - h= 50 mm.
- wysokość środnika - h_w= 50 -2x5 =40.0mm.
- grubość środnika - t_w= 5.0mm.
- szerokość pasa - b_f = 38.0 mm.
- grubość pasa - t_f =7.0 mm.
- promień zaokrąglenia r = 7.0 mm.
- pole powierzchni – A= 7.12 cm^2.
- momenty bezwładności – I_y = 26.4 cm^4, I_z = 9.12 cm^4.
- wskaźnik wytrzymałości - W_y = 10.6 cm^3, W_z = 3.75 cm^3.
- wskaźnik plastyczny – $W_{pl,y}$= 10.6x1.14= 12.08 cm^3, $W_{pl,z}$= 3.75x1.14= 4.275 cm^3.
Klasa przekroju przy zginaniu ściskaniu przy plastycznym rozkładzie naprężeń normalnych
Współczynnik $\varepsilon=(235/235)^{1/2}=1.0$
Stosunek szerokości do grubości
- środnika c/t=(h-2 t_f - 2r) / t_w=(50-2x7-2x7) / 5.0= 4.4 <72ε=72x1.0=72.0 środnik jest kl.1
- stopki c/t=(b_f - t_w-2r) /2t_f=(38 - 5.0-2x7) / 2x7=1.36 <9ε=9x1.0=9.0 stopka jest kl.1
Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu
$M_{c,y,Rd}=(W_{pl,y} x\ f_y) / \gamma$=(12.08x10^{3}x235):1.0=2. 84x10^{6}Nmm.=2. 84 KNmb.
Warunek nośności M_{max} / $M_{c,y,Rd}$= 0.66 / 2.84=0.23 < 1.0 warunek spełniony

Poz. 1.02. Więźba dachowa płatwiowo-krokwiowa.
1.02.1.Geometria dachu i materiały
- Schemat statyczny-dach dwuspadowy płatwiowo-krokwiowy
- Materiał- drewno sosnowe klasy C24 o wilgotności 12%
o f_{tmk}=24 MPa, f_{c0k}=21 MPa, E_{omean}=11000 MPa, $E_{0.05}$=7400 MPa
- Rozstaw osiowy dźwigarów a =0.90 mb.
- Nachylenie połaci dachowej < α =15° cos<α=0.96593 , sin<α=0.25882, tg<α=0.26795
- Długość osiowa krokwi L_o=7.90 : cos<α=7.90 : 0.96593=8.18 mb.,
Do obliczeń przyjęto dźwigary jednoprzęsłowe o długości L_1=4.18 mb, L_2=4.00 mb
h_t =4.18 x sin<α =4.18x0.25882=1.08 mb.
h_c =8.18 x sin<α =8.18x0.25882=2.12 mb.
1.02.2.Zestawienie obciążeń.
1.02.2.1.Obciążenia stałe-ciężar pokrycia wg PN – 81 / B – 02001
- blacha powlekana płaska gr.0.7 cm.- 0.35 x 1.35 = 0.47 KN/ m^2.
- łaty drewniane 4.0x5.0 cm.w rozstawie co 0.35 mb.-0.04x0.05x5.50/0.35=0.031 x 1.35 = 0.042 KN/ m^2.
- kontrłaty drewniane 2.0x3.0 cm.-0.02x0.03x5.50= 0.003 x 1.35 = 0.004 KN/ m^2.
- papa termozgrzewalna podkladowa na deskowaniu pelnym - 0.30 x 1.35 = 0.405 KN/ m^2.

- wiatroizolacja - 0.03 x 1.35 = 0.04 KN/ m^2.
- wełna mineralna gr 25.0 cm.-0.25x1.2= 0.30 x 1.35 = 0.405 KN/ m^2.
- ciężar krokwi- 8.0x16.0 cm.- 0.08x0.16x5.50= 0.07 x 1.35 = 0.095 KN/ m^2.

Razem g_t = 1.081 1.46 KN/ m^2

1.02.2.2. Obciążenia zmienne - śnieg wg. PN – 80 / B – 02010 / Az I

- obciążenie charakterystyczne śniegiem Q_k = 0.9 KN/ m^2.
- współczynnik kształtu dachu C_z=0.8 dla < α < 15°
- współczynnik ekspozycji terenu C_e = 1.0 dla Z < 10.0 mb
- współczynnik termiczny ct = 1.0 dla K > 1.0 W/ m^2K
- obciążenie obliczeniowe śniegiem dla II strefy śniegowej S_o=0.9x0.8 x1.0x1.0x1.5=1.08 KN/ m^2

1.02.2.3. Obciążenie zmienne - wiatr w.g PN – 77 / B – 0211

- charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru g_k = 0.25 KN/ m^2
- współczynnik ekspozycji terenu C_e=1.0 dla Z < 10.0 mb.
- współczynnik aerodynamiczny

połać nawietrzna C_1=0.015x15– 0.2 = 0.025

połać zawietrzna C_2 = -0.045x(40–15)= -1.125 przyjęto C_2 = 0

- współczynnik działania porywów β = 1.8
- obciążenie charakterystyczne wywołane działaniem wiatru - połać nawietrzna

p_k=0.25x0.025x1.8=0.09 KN/ m^2

- obliczeniowe obciążenie wywołane działaniem wiatru- połać nawietrzna

p_o=0.09x1.5=0.014 KN/ m^2

1.02.2.4. Zestawienie obciążeń całkowitych

1.02.2.5. obliczeniowe obciążenie prostopadłe do połaci dachowej nawietrznej

g_1=(1.46 x0.9659+1.08x0.9659^2+0.014)=(0.1.41+1.01+0.014)=2.43 KN/ m^2.

1.02.2.6. obliczeniowe obciążenie równoległe do połaci dachowej nawietrznej

g_2=(1.46 x0.25882+1.08x0.9659x0.25882)=(0.38+0.27)=0.65 KN/ m^2.

1.02.3.Wymiarowanie krokwi

1.02.3.1 obciążenie prostopadłe krokwi połaci nawietrznej q_1=2.43x0.90=2.19KN/mb.

1.02.3.2. obciążenie równoległe połaci nawietrznej q_2=0.65x0.90=0.59 KN/mb.

Sprawdzenie naprężeń

Moment zginający $M_{max,z}$=0.125x2.19x4.18^2=4.78 KNmb.

Siła podłużna sciskająca F_{c0d} =0.59x4.18=2.47 KN.

Przyjęto krokiew o przekroju bxh=0.08x0.16 mb. o charakterystyce:

W_y=0.08x0.16^2/6=0.000341 m^3, I_y=0.08x0.16^3/12=0.0000273 m^4,A_{net}=0.08x0.16=0.0128 m^2

i_y=(0.0000273 : 0.0128)$^{0.5}$=0.046 mb.

Smukłość przy zginaniu λ_y=4.18 :0.046=90.87

Smukłość względna $\lambda_{yrel} = \lambda_y/\pi$ x $(f_{c0k} / E_{0.05})^{0.5}$=90.87/ 3.14x(21 /7400) $^{0.5}$=1.54 > 0.30

Przyjęto zatem współczynnik zwiększający odkształcenie elementu β=0.2 dla elementu z drewna litego uwzględniający prostolinijność elementu

Współczynnik wyboczeniowy k_y=0.5 x [1+ $\beta_c(\lambda_{yrel\ y}$-0.3)+ $\lambda^2_{yrel\ y}$]=0.5[1+0.2(1.54-0.3)+1.54^2]=1,81

k_{cy}= 1 / k_y+(k^2_y- λ^2_{yrel}) $^{0.5}$=1 /1.81+ (1.81^2-1.54^2) $^{0.5}$=0.368

Przyjęto wielkości materiałowe:

- klasę drewna C-24 o f_m=24 MPa, f_c=21.0 MPa
- warunki użytkowania konstrukcji wg. kl 2
- czas trwania obciążenia ; krótkotrwałe od wiatru stąd współczynnik modyfikacyjny k_{mod}=0.9
- współczynnik bezpieczeństwa właściwości materiału γ_M=1.3
- wytrzymałość obliczeniowa na zginanie f_{myd}=0.9x24 / 1.3=16.62 MPa
- wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie wzdłuż włókien f_{c0d}=0.9x21 / 1.3=14.54 MPa

1.02.3.3. Sprawdzenie naprężeń dopuszczalnych

- od ściskania bez uwzględnienia wyboczenia σ_{c0d}= F_{c0d} / A_{net}=2.47 / 0.0128 = 192.97 kpa =0.193 MPa
- od zginania względem osi y σ_{myd}= $M_{max,z}$ / W_y=4.78 / 0.000341=14017.60 kPa=14.017 MPa

Naprężenia dla mimośrodowego zginania z uwzględnieniem odkształceń elementu

$\sigma_{c0d} / k_{cy} x f_{c0d} + \sigma_{myd} / f_{myd} = 0.193 / 0.368 x 14.54 + 14.017 / 16.62 = 0.036 + 0.84 = 0.879 < 1$

Nośność przekroju jest wystarczająca

1.02.3.4.Sprawdzenie ugięcia krokwi

Zestawienie obciążeń charakterystycznych

- obciążenia stałe g_t =1.081 x0.96593 = 1.12 KN/ m^2
- śnieg s_t = 0.90x0.8=0.72x0.96593^2 =0.72 KN/ m^2
- wiatr p_k =0.09 KN/ m^2

Sprawdzenie konieczności uwzględnienia sił poprzecznych na wartość ugięcia

L_c / h=4.18/ 0.16=26.13 > 20 nie potrzeba uwzględniać wpływu sił poprzecznych

Ugięcie chwilowe od obciążenia stałego k_{def} =0.8

u_{istn}=5/384x1.12x0.90x4.18^4/ 11x10^{6}x27.3x10^{-6}=0.0133 mb=1.33 cm

Ugięcie końcowe od obciążenia stałego

u_{fin}= u_{istn} x (1+k_{def})=0.0133x(1.0+0.8)=0.024 mb.

Ugięcie chwilowe od obciążenia śniegiem k_{def} =0.6,ψ_0 =0.5, ψ_2 =0.2

u_{istn} = u_{fin}x s_t / g_t x u_{istn} =0.72/1.12x0.0133=0.0085 mb.=0.85 cm

Ugięcie końcowe od obciążenia śniegiem=

u_{fin}= u_{istn} x (1+ψ k_{def})=0.0085x(0.5+0.2x0.6)=0.0051 mb = 0.51 cm.

Ugięcie chwilowe od obciążenia wiatrem

u_{istn}= u_{fin} x0.09/1.12=0.0133x0.084=0.00107 mb.

Ugięcie końcowe od obciążenia wiatrem

u_{fin}= u_{istn} x (ψ +ψ k_{def})=0.000107x(0.6+0.0)=0.00066 mb.

Ugięcie całkowite u_{istn} = u_{fin}+ u_{fin}+ u_{fin}=0.024+0.0051+0.00066=0.0297 mb

Ugięcie dopuszczalne w_{istn}=L_c/ 200=4.18 / 200= 0.0209 mb.< u_{istn} =0.0297 mb

Warunek dopuszczalnego ugięcia nie spełniony.

1.02.4.Wymiarowanie płatwi

1.02.4.1.Zestawienie obciążeń charakterystycznych płatwi.

- ciężar własny płatwi 14x16 cm.-0.14x0.18x5.50=	0.14 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne stałe-1.081 x0.5x(4.18+4.00)=	4.42 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne śnieg-0.90x0.8x0.5x(4.18+4.00)=	2.94 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne wiatr- 0.09 x0.5x(4.18+4.00)=	0.37 KN/mb
Razem q=	7.87 KN/mb
- obciążenie poziome wiatr-0.09x0.5x(4.18+4.00)x0.25882=	- 0.095 KN/mb

Kombinacja obciążeń pionowych płatwi

q_{plz}=(0.14+4.42)x1.35+(2.94+0.37)x1.5=6.16+4.97=11.13 KN/mb.

Kombinacja obciążeń poziomych płatwi q_{ply}=- 0.095 KN/mb.

1.02.4.2. Siły wewnętrzne płatwi

Przyjęto schemat belki swobodnie podpartej obciążonej równomiernie zginanej ukośnie o rozpiętości obliczeniowej L_o=3.60 mb.

Maksymalne momenty zginające

- względem osi Z M_y=0.125x11.13x3.60^2 =18.03 KNmb.
- względem osi Y M_z=0.125x(-0.095)x3.60^2 =- 0.15 KNmb.

Przyjęto płatew o przekroju bxh=0.14x0.18 mb. o charakterystyce:

W_y=0.14x0.18^2/6=0.000756 m^3, I_y=0.14x0.18^3/12=0.000068 m^4,A_{net}=0.14x0.18=0.0252 m^2

W_z=0.18x0.14^2/6=0.000588 m^3, I_z=0.18x0.14^3/12=0.0000411 m^4

i_y=(0.000068 : 0.0252)$^{0.5}$=0.052 mb.

Przyjęto wielkości materiałowe:

- klasę drewna C-24 o o f_m=24 MPa, f_c=21.0 MPa
- warunki użytkowania konstrukcji wg. kl 2
- czas trwania obciążenia ; krótkotrwałe od wiatru stąd współczynnik modyfikacyjny k_{mod}=0.9
- współczynnik bezpieczeństwa właściwości materiału γ_M=1.3

Wytrzymałość obliczeniowa na zginanie f_{myd}=0.9x24 / 1.3=16.62 MPa

1.02.4.3. Sprawdzenie naprężeń

- od zginania względem osi Y $\sigma_{myd} = M_y / W_y$ =18.03/ 0.000756=23850 kPa=23.85 MPa>16.62 MPa
- od zginania względem osi Z $\sigma_{mzd} = M_z / W_z$ =- 0.15 / 0.000588 =-0.255 MPa

Ze względu na przekroczenie naprężeń zastosowano miecze zmniejszające rozpiętość o 1.0 mb.co Stanowi, że od podpory miecze winny być montowane w odległości b=0.50 mb.

Zatem maksymalne momenty zginające

- względem osi Z M_y=0.125x11.13x2.60^2 =9.40KNmb.
- względem osi Y M_z=0.125x(-0.095)x2.60^2 =- 0.08 KNmb.

Naprężenia przekroju po zastosowaniu mieczy

- od zginania względem osi Y $\sigma_{myd} = M_y / W_y$ =9.40/ 0.000756=12440.28 kPa=12.44 < 16.62 MPa
- od zginania względem osi Z $\sigma_{mzd} = M_z / W_z$ =-0.08 / 0.000588 =- 0.14 MPa

1.02.4.4. Sprawdzenie warunku nośności

k_mx $\sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/ f_{mzd}$ =0.7x12.44/16.62-0.14/16.62=0.52-0.008=0.53<1

$\sigma_{myd}/f_{myd} + k_m$x σ_{mzd}/ f_{mzd} =12.44/16.62+0.7x(-0.14/16.62=0.75-0.006=0.74<1

Nośność przekroju jest wystarczająca.

1.02.4.5. Sprawdzenie dopuszczalnych ugięć

l_y / h= 2.60/ 0.18=14.44<20, l_z / h= 3.60/ 0.14=25.71>20 zachodzi potrzeba względnienia wpływu sił poprzecznych.

Ugięcie sprawdzono wg warunku: $u_{istn} = u_{istn} (1+ k_{def})$ dla obciążeń stałych

$_{istn} = u_{istn} (1+ \psi k_{def})$ dla obciążeń zmiennych Q_1

$_{istn} = u_{istn} (\psi + \psi k_{def})$ dla obciążeń zmiennych Q_1 (i>1)

Zestawienie obciążeń charakterystycznych

- ciężar własny płatwi 14x16 cm.-0.14x0.18x5.50=	0.14 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne stałe-1.081 x0.5x(4.18+4.00)=	4.42 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne śnieg-0.90x0.8x0.5x(4.18+4.00)=	2.94 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne wiatr- 0.09 x0.5x(4.18+4.00)=	0.37 KN/mb
Razem q=	7.87 KN/mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia stałego k_{def} =0.8

u_{istn} =5 / 384x4.56x2.60^4 / 11x10^{6}x68.0x10^{-6}[1+19.2x(18/260)^2]=0.0036x1.092=0.0039 mb

Ugięcie końcowe od obciążenia stałego

u_{fin}= u_{istn} x (1+k_{def})=0.0039x(1.0+0.8)=0.0071 mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia śniegiem

u_{istn} = u_{fin}x2.94/4.56=0.0039x4.97=0.0025mb

Ugięcie końcowe od obciążenia śniegiem k_{def} =0.6,ψ_0 =0.5, ψ_2 =0.2

u_{fin}= u_{istn} x (1+ψ k_{def})=0.0025x(0.5+0.2x0.6)=0.0016 mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia wiatrem k_{def} =0,ψ_0 =0.3, ψ_2 =0

u_{istn} = u_{istn} x0.37/4.56=0.0039x0.081=0.00032 mb

Ugięcie końcowe od obciążenia wiatrem

u_{fin}= u_{istn} x (1+ψ k_{def})=0.00032(0.3+0x0.6)=0.000095mb.

Ugięcie całkowite $u_{całk}$ =0.0071+0.0016+0.000095=0.0088 mb.=0.88 cm.

Ugięcie dopuszczalne w_{istn}=L_y/200=2.60 / 200= 0.013 mb.=1.3 cm.> u_{fin} =0.88 cm

Warunek dopuszczalnego ugięcia jest spełniony

1.02.5.Wymiarowanie słupów

Obciążenie obliczeniowe płatwi q_{plz}= q_{plz}=(0.14+4.42)x1.35+(2.94+0.37)x1.5=6.16+4.97=11.13 KN/mb

Obciążenie obliczeniowe słupa $V_{c,zRd}$= q_{plz}x L= 11.13x0.5x(3.60+2.70)= 35.06KN

Przyjęto słup o przekroju 14.0x14.0 cm. A=0.14x0.14=0.0196 m^2=196 cm^2.

i=(a^2 / 12)$^{1/2}$=(14^2 / 12)$^{1/2}$=4.04 cm.

Wysokość obliczeniowa słupa L_c =1.08 mb.

Smukłość słupa λ_y=108 :4.04=26.73<150

Współczynnik wyboczeniowy λ_{rel}= λ_y /π x (f_{c0k} / $E_{0.05}$)$^{0.5}$=26.73/3.14 x(21 /7400) $^{0.5}$=0.45

Współczynnik wyboczeniowy k_y=0.5 x [1+ β_c($\lambda_{yrel\ y}$-0.3)+ $\lambda^2_{yrel\ y}$]=0.5[1+0.2(0.45-0.3)+0.45^2]=0.616

k_{cy}= 1 / k_y+(k^2_y- λ^2_{yrel}) $^{0.5}$=1 /0.616+ (0.616^2-0.45^2) $^{0.5}$=0.96
Nośność słupa ściskanego osiowo σ_{c0d} = $V_{c,zRd}$/ k_{cy}xA=35.06 / 0.96x196=0.186 KN/ cm^2=1.8 6
< f_{c0d}=0.9x21/1.3=14.54MPa

Poz. 1.03. Więźba dachowa płatwiowo-krokwiowa.
1.03.1.Geometria dachu i materiały
- Schemat statyczny-dach jednospadowy płatwiowo-krokwiowy
- Materiał- drewno sosnowe klasy C24 o wilgotności 12%
  o f_{tmk}=24 MPa, f_{c0k}=21 MPa, E_{omean}=11000 MPa, $E_{0.05}$=7400 MPa
- Rozstaw osiowy dźwigarów a =0.90 mb.
- Nachylenie połaci dachowej < α =15° cos<α=0.96593 , sin<α=0.25882, tg<α=0.26795
- Długość osiowa krokwi L_o=10.40 : cos<α= 10.40 : 0.96593= 10.77 mb., Przyjęto L_o=10.80 mb.
Do obliczeń statycznych przyjęto schemat belki trójprzęsłowej o długości przęseł L_1= 3.95 mb, L_2= 3.85 mb., L_3= 3.00 mb
h_t =3.95 x sin<α =3.95x0.25882=1.02 mb.
h_c = (3.95+3.85) x sin<α = 7.80 x0.25882=2.02 mb.
Przyjęto przekroje elementów konstrukcyjnych jak w poz. 1.02.

Poz. 1.04. Więźba dachowa płatwiowo-krokwiowa.
1.04.1.Geometria dachu i materiały
- Schemat statyczny-dach jednospadowy płatwiowo-krokwiowy
- Materiał- drewno sosnowe klasy C24 o wilgotności 12%
  o f_{tmk}=24 MPa, f_{c0k}=21 MPa, E_{omean}=11000 MPa, $E_{0.05}$=7400 MPa
- Rozstaw osiowy dźwigarów a =0.90 mb.
- Nachylenie połaci dachowej < α =15° cos<α=0.96593 , sin<α=0.25882, tg<α=0.26795
- Długość osiowa krokwi L_o=7.80 : cos<α= 7.80 : 0.96593= 8.05 mb.,
Do obliczeń krokwie jednoprzęsłowe o długości L_1=4.05 mb, L_2=4.00 mb
h_t =4.05 x sin<α =4.05x0.25882=1.05 mb.
h_c = 8.05 x sin<α = 8.05 x0.25882=2.08 mb.
h_c = 10.80 x sin<α = 10.80 x0.25882=2.80 mb.
Przyjęto przekroje elementów konstrukcyjnych jak w poz. 1.02.

Poz. 1.05. Więźba dachowa płatwiowo-krokwiowa.
1.05.1.Geometria dachu i materiały
- Schemat statyczny-dach dwuspadowy płatwiowo-krokwiowy
- Materiał- drewno sosnowe klasy C24 o wilgotności 12%
  o f_{tmk}=24 MPa, f_{c0k}=21 MPa, E_{omean}=11000 MPa, $E_{0.05}$=7400 MPa
- Rozstaw osiowy dźwigarów a =0.90 mb.
- Nachylenie połaci dachowej < α =25° cos<α=0.90631 , sin<α=0.42262, tg<α=0.46631
- Długość osiowa krokwi L_o= 3.70 : cos<α= 3.70 : 0.90631 =4.08 mb.,
Do obliczeń krokwie jednoprzęsłowe o długości L_1= 2.50 mb, L_2= 1.58 mb
h_t =2.50 x sin<α = 2.50x0.42262=1.05 mb.
1.05.2.1. obliczeniowe obciążenie prostopadłe do połaci dachowej nawietrznej
g_1=(1.46 x0.9659+1.08x0.9659^2+0.014)=(0.1.41+1.01+0.014)=2.43 KN/ m^2.
1.05.2.2. obliczeniowe obciążenie równoległe do połaci dachowej nawietrznej
g_2=(1.46 x0.25882+1.08x0.9659x0.25882)=(0.38+0.27)=0.65 KN/ m^2.
1.05.3.Obliczenia krokwi
1.05.3.1 obciążenie prostopadłe krokwi połaci nawietrznej q_1=2.43x0.90=2.19KN/mb.
1.05.3.2. obciążenie równoległe połaci nawietrznej q_2=0.65x0.90=0.59 KN/mb.
1.05.4.Sprawdzenie naprężeń
1.05.4.1.Moment zginający $M_{max,z}$=0.125x2.19x2.50^2=1.71 KNmb.
1.05.4.2.Siła podłużna sciskająca F_{c0d} =0.59x2.50=1.48 KN.
Przyjęto krokiew o przekroju bxh=0.07x0.14 mb**.** o charakterystyce:
W_y=0.07x0.14^2/6=0.0002286 m^3, I_y=0.07x0.14^3/12=0.000016 m^4,A_{net}=0.07x0.14=0.0098 m^2
i_y=(0.000016 : 0.0098)$^{0.5}$=0.04 mb.
Smukłość przy zginaniu λ_y=2.50 :0.04=62.50
Smukłość względna λ_{yrel} = λ_y /π x (f_{c0k} / $E_{0.05}$)$^{0.5}$=62.50/ 3.14x(21 /7400) $^{0.5}$=1.06 > 0.30
Przyjęto zatem współczynnik zwiększający odkształcenie elementu β=0.2 dla elementu z drewna litego

uwzględniający prostolinijność elementu

Współczynnik wyboczeniowy k_y=0.5 x [1+ $\beta_c(\lambda_{yrel\ y}$-0.3)+ $\lambda^2_{yrel\ y}$]=0.5[1+0.2(1.06-0.3)+1.06^2]=1.14

k_{cy}= 1 / k_y+(k^2_y- λ^2_{yrel}) $^{0.5}$=1 /1.14+ (1.14^2-1.06^2) $^{0.5}$=0.64

Przyjęto wielkości materiałowe:

- klasę drewna C-24 o f_m=24 MPa, f_c=21.0 MPa
- warunki użytkowania konstrukcji wg. kl 2
- czas trwania obciążenia ; krótkotrwałe od wiatru stąd współczynnik modyfikacyjny k_{mod}=0.9
- współczynnik bezpieczeństwa właściwości materiału γ_M=1.3
- wytrzymałość obliczeniowa na zginanie f_{myd}=0.9x24 / 1.3=16.62 MPa
- wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie wzdłuż włókien f_{c0d}=0.9x21 / 1.3=14.54 MPa

1.05.3.3. Sprawdzenie naprężeń dopuszczalnych

- od ściskania bez uwzględnienia wyboczenia σ_{c0d}= F_{c0d} / A_{net}=1.48 / 0.0098 =0.151 MPa
- od zginania względem osi y σ_{myd}= $M_{max,z}$ / W_y= 1.71/ 0.0002286 =7480.31 kPa=7.48MPa

Naprężenia dla mimośrodowego zginania z uwzględnieniem odkształceń elementu

σ_{c0d} / k_{cy}x f_{c0d}+ σ_{myd}/ f_{myd}=0.151 / 0.64x14.54+7.48 / 16.62=0.016+0.45=0.47 < 1

Nośność przekroju jest wystarczająca.

1.05.3.4.Sprawdzenie ugięcia krokwi

Zestawienie obciążeń charakterystycznych

- obciążenia stałe g_t =1.081 x0.96593 = 1.12 KN/ m^2
- śnieg s_t = 0.90x0.8=0.72x0.96593^2 =0.72 KN/ m^2
- wiatr p_k =0.09 KN/ m^2

Ugięcie chwilowe od obciążenia stałego k_{def} =0.8

u_{istn}=5/384x1.12x0.90x2.50^4/ 11x10^{6}x27.3x10^{-6}=0.0017 mb=0.17 cm

Ugięcie końcowe od obciążenia stałego

u_{fin}= u_{istn} x (1+k_{def})=0.0017x(1.0+0.8)=0.003 mb.=0.30 cm

Ugięcie chwilowe od obciążenia śniegiem k_{def} =0.6,ψ_0 =0.5, ψ_2 =0.2

u_{istn} = u_{fin}x s_t / g_t x u_{istn} =0.72/1.12x0.0017=0.0011 mb.=0.11 cm

Ugięcie końcowe od obciążenia śniegiem=

u_{fin}= u_{istn} x (1+ψ k_{def})=0.0011x(0.5+0.2x0.6)=0.00068 mb = 0.07 cm.

Ugięcie chwilowe od obciążenia wiatrem

u_{istn}= u_{fin} x0.09/1.12=0.08x0.0017=0.00014 mb.=0.014 cm

Ugięcie końcowe od obciążenia wiatrem

u_{fin}= u_{istn} x (ψ +ψ k_{def})=0.00014x(0.6+0.0)=0.00008 mb.

Ugięcie całkowite u_{istn} = u_{fin}+ u_{fin}+ u_{fin}=0.003+0.0011+0.00008=0.0042 mb

Ugięcie dopuszczalne w_{istn}=L_c/ 200=2.50 / 200= 0.0125 mb.> u_{istn} =0.0042 mb

Warunek dopuszczalnego ugięcia spełniony.

1.05.4.Wymiarowanie płatwi

1.05.4.1.Zestawienie obciążeń charakterystycznych płatwi.

- ciężar własny płatwi 14x16 cm.-0.14x0.18x5.50=	0.14 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne stałe-1.081 x(0.5x2.50+1.58)=	3.06 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne śnieg-0.90x0.8x(0.5x2.50+1.58)=	2.04 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne wiatr- 0.09 x(0.5x2.50+1.58)=	0.25 KN/mb
Razem q=	5.49 KN/mb
- obciążenie poziome wiatr-0.09x(0.5x2.50+1.58)x0.25882=	- 0.065 KN/mb

Kombinacja obciążeń pionowych płatwi

q_{plz}=(0.14+3.06)x1.35+(2.04+0.25)x1.5=4.32+3.44=7.76 KN/mb.

Kombinacja obciążeń poziomych płatwi q_{ply}=- 0.065 KN/mb.

1.05.4.2. Siły wewnętrzne płatwi

Przyjęto schemat belki swobodnie podpartej obciążonej równomiernie zginanej ukośnie o rozpiętości obliczeniowej L_o=3.60 mb.

Maksymalne momenty zginające

- względem osi Z M_y=0.125x7.76x2.70^2 =7.07 KNmb.

- względem osi Y M_z=0.125x(-0.065)x2.70^2 =- 0.059 KNmb.

Przyjęto płatew o przekroju bxh=0.14x0.16 mb. o charakterystyce:

W_y=0.14x0.16^2/6=0.000597 m^3, I_y=0.14x0.16^3/12=0.0000477 m^4,A_{net}=0.14x0.16=0.0224 m^2

W_z=0.16x0.14^2/6=0.000523 m^3, I_z=0.16x0.14^3/12=0.0000365 m^4

i_y=(0.0000477 : 0.0224)$^{0.5}$=0.045 mb.

Przyjęto wielkości materiałowe:

- klasę drewna C-24 o o f_m=24 MPa, f_c=21.0 MPa
- warunki użytkowania konstrukcji wg. kl 2
- czas trwania obciążenia ; krótkotrwałe od wiatru stąd współczynnik modyfikacyjny k_{mod}=0.9
- współczynnik bezpieczeństwa właściwości materiału γ_M=1.3

Wytrzymałość obliczeniowa na zginanie f_{myd}=0.9x24 / 1.3=16.62 MPa

1.05.4.3. Sprawdzenie naprężeń

- od zginania względem osi Y $\sigma_{myd} = M_y / W_y$ =7.07/ 0.000597=11842.55 kPa=11.84MPa < 16.62MPa.
- od zginania względem osi Z $\sigma_{mzd} = M_z / W_z$ =- 0.065 / 0.000523 =-0.124 MPa.

1.05.4.4. Sprawdzenie warunku nośności

k_mx $\sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/ f_{mzd}$ =0.7x11.84/16.62-0.124/16.62=0.50-0.007=0.49<1

$\sigma_{myd}/f_{myd} + k_m$x σ_{mzd}/ f_{mzd} = 11.84/16.62+0.7x(-0.124/16.62=0.71-0.005=0.70<1

Nośność przekroju jest wystarczająca.

1.05.4.5. Sprawdzenie dopuszczalnych ugięć

l_z / h= 3.60/ 0.14=25.71>20 zachodzi potrzeba względnienia wpływu sił poprzecznych.

Ugięcie sprawdzono wg warunku: $u_{istn} = u_{istn}$ (1+ k_{def}) dla obciążeń stałych

$_{istn} = u_{istn}$ (1+ ψ k_{def}) dla obciążeń zmiennych Q_1

$_{istn} = u_{istn}$ (ψ + ψ k_{def}) dla obciążeń zmiennych Q_1 (i>1)

Zestawienie obciążeń charakterystycznych

- ciężar własny płatwi 14x16 cm.-0.14x0.18x5.50=	0.14 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne stałe-1.081 x(0.5x2.50+1.58)=	3.06 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne śnieg-0.90x0.8x(0.5x2.50+1.58)=	2.04 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne wiatr- 0.09 x(0.5x2.50+1.58)=	0.25 KN/mb
Razem q=	5.49 KN/mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia stałego k_{def} =0.8

u_{istn} =5 / 384x3.20x3.60^4 / 11x10^{6}x68.0x10^{-6}[1+19.2x(18/360)^2]=0.0094x1.048=0.0098 mb

Ugięcie końcowe od obciążenia stałego

u_{fin}= u_{istn} x (1+k_{def})=0.098x(1.0+0.8)=0.018 mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia śniegiem

$u_{istn} = u_{fin}$x2.04/3.20=0.0098x0.637=0.0062mb

Ugięcie końcowe od obciążenia śniegiem k_{def} =0.6,ψ_0 =0.5, ψ_2 =0.2

u_{fin}= u_{istn} x (1+ψ k_{def})=0.0062x(0.5+0.2x0.6)=0.0038 mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia wiatrem k_{def} =0,ψ_0 =0.3, ψ_2 =0

$u_{istn} = u_{istn}$ x0.25/3.20=0.0098x0.078 =0.00076 mb

Ugięcie końcowe od obciążenia wiatrem

u_{fin}= u_{istn} x (1+ψ k_{def})=0.00076(0.3+0x0.6)=0.00023 mb.

Ugięcie całkowite $u_{całk}$ =0.018+0.0038+0.00023=0.022 mb.=2.20 cm.

Ugięcie dopuszczalne w_{istn}=L_y/200=3.60 / 200= 0.018 mb.=1.8 cm.< u_{fin} =2.20 cm

Warunek dopuszczalnego ugięcia jest spełniony

1.05.5.Wymiarowanie słupów.

Obciążenie obliczeniowe płatwi q_{plz}= q_{plz}=(0.14+3.06)x1.35+(2.04+0.25)x1.5=4.32+3.44=7.76 KN/mb

Obciążenie obliczeniowe słupa $V_{c,zRd}$= q_{plz}x L= 7.76x3.60= 27.94 KN

Przyjęto słup o przekroju 14.0x14.0 cm. A=0.14x0.14=0.0196 m^2=196 cm^2.

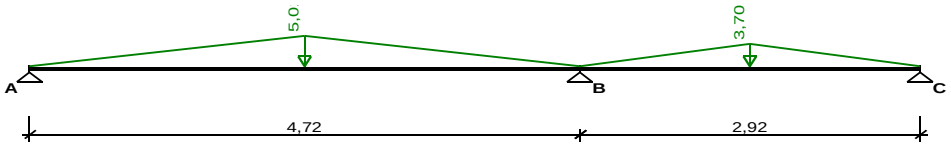
i=(a^2 / 12)$^{1/2}$=(14^2 / 12)$^{1/2}$=4.04 cm.

Wysokość obliczeniowa słupa L_c =1.05 mb.

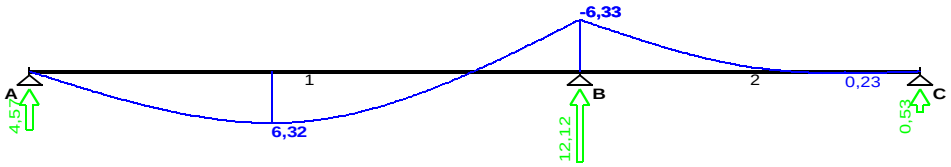
Smukłość słupa λ_y=105 :4.04=25.99<150

Współczynnik wyboczeniowy $\lambda_{rel}= \lambda_y /\pi$ x $(f_{c0k} / E_{0.05})^{0.5}$=26.00/3.14 x(21 /7400) $^{0.5}$=0.44
Współczynnik wyboczeniowy k_y=0.5 x [1+ $\beta_c(\lambda_{yrel\ y}$-0.3)+ $\lambda^2_{yrel\ y}$]=0.5[1+0.2(0.44-0.3)+0.44^2]=0.61
k_{cy}= 1 / k_y+(k^2_y- λ^2_{yrel}) $^{0.5}$=1 /0.61+ (0.61^2-0.44^2) $^{0.5}$=0.97
Nośność słupa ściskanego osiowo σ_{c0d} = $V_{c,zRd}$/ k_{cy}xA=27.94 / 0.97x196=0.147 KN/ cm^2=1.5 <f_{c0d}=0.9x21/1.3=14.54MPa
1.05.6. Krokiew koszowa
1.05.6.1.Geometria krokwi koszowej.
Długość krokwi L_c=(3.85^2+6.60^2)$^{0.5}$ =7.64, L_d=(2.34^2+4.10^2)$^{0.5}$ =4.72 mb, L_g=7.64-4.72=2.92 mb
h $_{d1}$ =2.34x(5) $^{0.5}$/2x0.4226=1.10, h $_{d2}$ =1.50x(5) $^{0.5}$/2x0.4226=0.71
h $_{d1}$ =4.12x(5) $^{0.5}$/2x0.25882,=1.19, h $_{d2}$ =3.40x(5) $^{0.5}$/2x0.25882,=0.98
1.05.6.2.Obciążenie krokwi koszowej
g $_{d1}$ =2.19x(1.10+1.19)=5.015 KN/mb
g $_{g1}$ =2.19x(0.71+0.98)=3.70 KN/mb

1.05.6.3.Schemat statyczny krokwi koszowej



1.05.6.4.Obliczenia krokwi koszowej.
1.05.6.4.1.Moment zginający [kNm]:

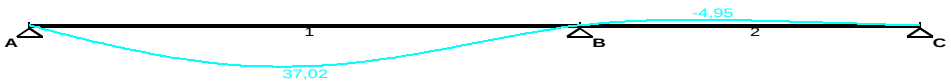


1.05.6.4.2.Parametry krowi koszowej
Przyjęto krokiew o przekroju bxh=0.08x0.18 mb. o charakterystyce:
W_y=0.08x0.18^2/6=0.000432 m^3, I_y=0.08x0.18^3/12=0.0000388 m^4,A_{net}=0.08x0.18=0.0144 m^2
i_y=(0.0000388 : 0.0144)$^{0.5}$=0.052 mb.
Smukłość przy zginaniu λ_y=4.72 :0.052=90.77
Smukłość względna λ_{yrel} = λ_y /π x $(f_{c0k} / E_{0.05})^{0.5}$=90.77/ 3.14x(21 /7400) $^{0.5}$=1.54 > 0.30
Przyjęto zatem współczynnik zwiększający odkształcenie elementu β=0.2 dla elementu z drewna litego uwzględniający prostolinijność elementu
Współczynnik wyboczeniowy k_y=0.5 x [1+ $\beta_c(\lambda_{yrel\ y}$-0.3)+ $\lambda^2_{yrel\ y}$]=0.5[1+0.2(1.54-0.3)+1.54^2]=1,81
k_{cy}= 1 / k_y+(k^2_y- λ^2_{yrel}) $^{0.5}$=1 /1.81+ (1.81^2-1.54^2) $^{0.5}$=0.368
1.05.6.4.3. Wielkości materiałowe:
- klasę drewna C-24 o f_m=24 MPa, f_c=21.0 MPa
- warunki użytkowania konstrukcji wg. kl 2
- czas trwania obciążenia ; krótkotrwałe od wiatru stąd współczynnik modyfikacyjny k_{mod}=0.9
- współczynnik bezpieczeństwa właściwości materiału γ_M=1.3
- wytrzymałość obliczeniowa na zginanie f_{myd}=0.9x24 / 1.3=16.62 MPa
- wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie wzdłuż włókien f_{c0d}=0.9x21 / 1.3=14.54 MPa

1.05.6.4.4. Sprawdzenie naprężeń dopuszczalnych
- od zginania względem osi y σ_{myd}= $M_{max,z}$ / W_y=6.33 / 0.000432=14652.78 kPa=14.65MPa < 16.62MPa

Nośność przekroju jest wystarczająca

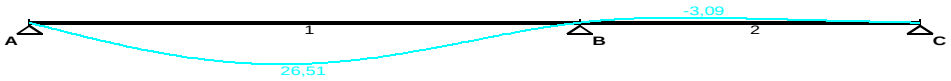
1.05.6.4.5.Sprawdzenie ugięcia krokw [mm]:



Ugięcie dopuszczalne $w_{istn}=L_c/ 200=4.72 / 200= 0.0236$ mb.< u_{istn} =0.037 mb

Warunek dopuszczalnego ugięcia nie spełniony.

Zwiększono przekrój krokwi koszowej b=0.08, h=0.20 mb. Ugięcie krowi koszowej o przekroju 8.0 x20.0 cm. wynosi 26.51 mm.



Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B (l_o = 4,72 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	4,57	--
1.	2,08	**6,32**	**6,32**	-0,01	-0,01	26,47
2.	2,15	6,31	6,31	-0,36	-0,36	26,51
3.	2,36	6,14	6,14	-1,34	-1,34	26,24
B.	4,72	**-6,33**	--	-7,25	--	--
Przęsło B - C (l_o = 2,92 m)						
B.	4,72	--	**-6,33**	--	4,87	--
4.	5,61	-2,30	-2,30	3,87	3,87	-3,09
5.	6,18	-0,54	-0,54	2,17	2,17	-2,49
6.	7,00	**0,23**	**0,23**	-0,01	-0,01	-1,01
C.	7,64	0,00	--	-0,53	--	--
Reakcje podporowe: R_A = 4,57 kN, R_B = 12,12 kN, R_C = 0,53 kN						

Poz. 1.06. Więźba dachowa płatwiowo-krokwiowa.

1.06.1.Geometria dachu i materiały

- Schemat statyczny-dach jednospadowy płatwiowo-krokwiowy
- Materiał- drewno sosnowe klasy C24 o wilgotności 12%
  o f_{tmk}=24 MPa, f_{c0k}=21 MPa, E_{omean}=11000 MPa, $E_{0.05}$=7400 MPa
- Rozstaw osiowy dźwigarów a =0.90 mb.
- Nachylenie połaci dachowej < α =15° cos<α=0.96593 , sin<α=0.25882, tg<α=0.26795
- Długość osiowa krokwi L_o =6.30 : cos<α=6.30 : 0.96593=6.52 mb.,

Do obliczeń krokwie jednoprzęsłowe o długości L_1= 4.05 / 0.96593=4.19 mb, L_2=2.25 / 0.96593=2.33 mb

h_t =4.05 x sin<α =4.05x0.25882=1.05 mb.

1.06.2.Obliczenia krokwi

1.06.2.1 obciążenie prostopadłe krokwi połaci nawietrznej q_1=2.43x0.90=2.19KN/mb.

1.06.2.2. obciążenie równoległe połaci nawietrznej q_2=0.65x0.90=0.59 KN/mb.

1.06.3.Sprawdzenie naprężeń krokwi.

Moment zginający $M_{max,z}$=0.125x2.19x4.19^2=4.80 KNmb.

Siła podłużna sciskająca F_{c0d} =0.59x4.19=2.47 KN. Przyjęto przekroje krokwi jak w poz. 1.02.

1.06.3.Wymiarowanie płatwi

1.06.3.1.Zestawienie obciążeń charakterystycznych płatwi.

- ciężar własny płatwi 14x16 cm.-0.14x0.18x5.50= 0.14 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne stałe-1.081 x0.5x(4.19+2.33)= 3.52 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne śnieg-0.90x0.8x0.5x(4.19+2.33)= 2.35 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne wiatr- 0.09 x0.5x(4.19+2.33)= 0.29 KN/mb

Razem q= 6.30 KN/mb

- obciążenie poziome wiatr-0.09x0.5x(4.19+2.33)x0.25882= - 0.076 KN/mb

Kombinacja obciążeń pionowych płatwi

q_{plz}=(0.14+3.52)x1.35+(2.35+0.29)x1.5=4.94+3.96=8.90 KN/mb.

Kombinacja obciążeń poziomych płatwi q_{ply}=- 0.095 KN/mb.

1.06.3.2. Siły wewnętrzne płatwi

Przyjęto schemat belki swobodnie podpartej obciążonej równomiernie zginanej ukośnie o rozpiętości

obliczeniowej L_o=2.70 mb.

Maksymalne momenty zginające

- względem osi Z M_y=0.125x8.90x2.70^2 =8.11 KNmb.
- względem osi Y M_z=0.125x(-0.076)x2.70^2 =- 0.069 KNmb.

Przyjęto płatew o przekroju bxh=0.14x0.16 mb. o charakterystyce:

W_y=0.14x0.16^2/6=0.000597 m^3, I_y=0.14x0.16^3/12=0.0000477 m^4, A_{net}=0.14x0.16=0.0224 m^2

W_z=0.16x0.14^2/6=0.000523 m^3, I_z=0.16x0.14^3/12=0.0000365 m^4

i_y=(0.0000477 : 0.0224)$^{0.5}$=0.046 mb.

Przyjęto wielkości materiałowe:

- klasę drewna C-24 o o f_m=24 MPa, f_c=21.0 MPa
- warunki użytkowania konstrukcji wg. kl 2
- czas trwania obciążenia ; krótkotrwałe od wiatru stąd współczynnik modyfikacyjny k_{mod}=0.9
- współczynnik bezpieczeństwa właściwości materiału γ_M=1.3

Wytrzymałość obliczeniowa na zginanie f_{myd}=0.9x24 / 1.3=16.62 MPa

1.06.3.3. Sprawdzenie naprężeń

- od zginania względem osi Y $\sigma_{myd} = M_y / W_y$ =8.11/ 0.000597=13584.59 kPa=13.58 < 16.62 MPa
- od zginania względem osi Z $\sigma_{mzd} = M_z / W_z$ =-0.069 / 0.000523 =- 0.13 MPa

1.06.3.4. Sprawdzenie warunku nośności

$k_m x\ \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/ f_{mzd}$ =0.7x13.58/16.62-0.13/16.62=0.57-0.008=0.56<1

$\sigma_{myd}/f_{myd} + k_m x\ \sigma_{mzd}/ f_{mzd}$ =13.58/16.62+0.7x(-0.13/16.62=0.82-0.005=0.815<1

Nośność przekroju jest wystarczająca.

1.06.3.5. Sprawdzenie dopuszczalnych ugięć

l_y / h= 2.70/ 0.16=16.88<20, l_z / h= 2.70/ 0.16=16.88 < 20 zachodzi potrzeba względnienia wpływu sił poprzecznych.

Ugięcie sprawdzono wg warunku: $u_{istn} = u_{istn}$ (1+ k_{def}) dla obciążeń stałych

$_{istn} = u_{istn}$ (1+ ψ k_{def}) dla obciążeń zmiennych Q_1

$_{istn} = u_{istn}$ (ψ + ψ k_{def}) dla obciążeń zmiennych Q_1 (i>1)

Zestawienie obciążeń charakterystycznych

- ciężar własny płatwi 14x16 cm.-0.14x0.18x5.50=	0.14 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne stałe-1.081 x0.5x(4.19+2.33)=	3.52 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne śnieg-0.90x0.8x0.5x(4.19+2.33)=	2.35 KN/mb
- obciążenie charakterystyczne wiatr- 0.09 x0.5x(4.19+2.33)=	0.29 KN/mb
Razem q=	6.30 KN/mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia stałego k_{def} =0.8

u_{istn} =5 / 384x3.66x2.7 0^4 / 11x10^{6}x68.0x10^{-6}[1+19.2x(16/270)^2]=0.00338x1.067=0.0036 mb

Ugięcie końcowe od obciążenia stałego

$u_{fin} = u_{istn}$ x (1+k_{def})=0.0036x(1.0+0.8)=0.0065 mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia śniegiem

$u_{istn} = u_{fin}$x2.35/3.66=0.0036x0.64=0.0023mb

Ugięcie końcowe od obciążenia śniegiem k_{def} =0.6,ψ_0 =0.5, ψ_2 =0.2

$u_{fin} = u_{istn}$ x (1+ψ k_{def})=0.0023x(0.5+0.2x0.6)=0.0014 mb

Ugięcie chwilowe od obciążenia wiatrem k_{def} =0,ψ_0 =0.3, ψ_2 =0

$u_{istn} = u_{istn}$ x0.29/3.66=0.0036x0.079=0.00028 mb

Ugięcie końcowe od obciążenia wiatrem

$u_{fin} = u_{istn}$ x (1+ψ k_{def})=0.00028(0.3+0x0.6)=0.000086mb.

Ugięcie całkowite $u_{całk}$ =0.0065+0.0014+0.000086=0.008 mb.=0.80 cm.

Ugięcie dopuszczalne w_{istn}=L_y/200=2.70 / 200= 0.0135 mb.=1.3 cm.> u_{fin} =0.80 cm

Warunek dopuszczalnego ugięcia jest spełniony.

Poz.2.0. Płyty żelbetowe.

Poz. 2.01.Płyta żelbetowa wylewana na mokro L= 2.40+3.90 mb.

2.01.1.Zestawienie obciążeń wg - PN-82/ B-02001

2.01.1.1.Obciążenia stałe stropodachu.

- ciężar papy termozgrzewalnej gr. 5.2 cm. –	0.10 x 1.35=	0.135 KN/ m^2.
- ciężar papy termozgrzewalnej podkładowej. –	0.05 x 1.35=	0.07 KN/ m^2
- beton wyrównawczy gr. 5.0 cm.-0.05x24.0=	1.20 x 1.35=	1.62 KN/ m^2.
- welna mineralna w matach gr.20-45 cm- 1.20x0.35=	0.42 x 1.35=	0.567 KN/ m^2.
- ciężar płyty żelbetowej – 0.15x25.0=	3.75 x 1.35=	5.06 KN/ m^2.
- płyta G.K grub. 1.5 cm. – 0.015x15.0=	0.225 x1.35=	0.30 KN/ m^2.
	Razem g_1 = 5.745	7.743 KN/ m^2.

2.01.1.2.Obciążenia zmienne

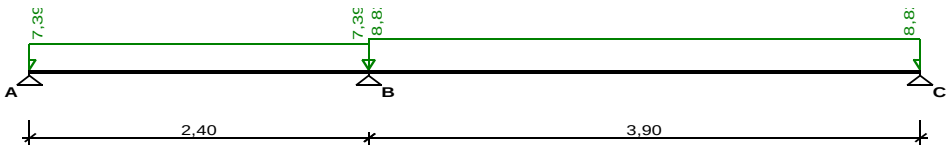
- śnieg -0.90x0.8=	0.72 x 1.5=	1.08 KN/ m^2 .
	Razem q = g_1+p = 6.47	8.82 KN/ m^2.

2.01.1.3.Obciążenia stałe stropodachu wentylowanego.

- ciężar pokrycia poz. 1.01. – 0.564+1.08+0.09 =		1.734 KN/ m^2
- wełna mineralna luzem gr.25 cm-0.90x0.25=	0.225 x 1.35=	0.30 KN/ m^2.
- ciężar płyty żelbetowej – 0.15x25.0=	3.75 x 1.35=	5.06 KN/ m^2.
- płyta G.K grub. 1.5 cm. – 0.015x15.0=	0.225 x 1.35=	0.30 KN/ m^2.
	Razem g_1 = 5.934	7.39 KN/ m^2.

2.01.2. Schemat statyczny i założenia materiałowe

Przyjęto płytę wolnopodpartą dwuprzęsłową jednokierunkowo zbrojoną o długości przęseł L_1=2.40, L_2=3.90 mb.

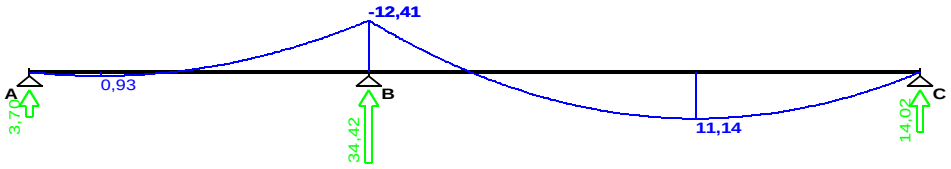


Przyjęto:- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14290 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,

- stal: A-III, B500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

2.01.3. Siły wewnętrzne w przekroju

$M_{max,\ przęsłowy}$ =11.14 KNmb, $M_{max,\ podp}$ = -12.41 KNmb,



Wysokość użyteczną płyty określono z warunku d=3x(M_{Ed} / b x f_{cd})$^{1/2}$

d=3x(12.41 / 1.0x 14286)$^{1/2}$=0.88 mb.= L / (20-30) = 3.90 / (20- 30) = 0.195 – 0.13 mb.

Dla klasy ekspozycji XC1 i klasy konstrukcji S4 minimalne otulenie wynosi c_{min}= 2.0 cm.

Przyjęto odchyłki otulenia Δc=1.0 cm. Przewidywane zbrojenie wkładkami stalowymi o przekroju 12.0 mm.

Ostatecznie grubość otulenia wynosi a=2.0+1.0+0.6 = 3.6 cm.= 4.0 cm. A zatem h=0.88+0.036=0.124 mb

Do obliczeń ostatecznie przyjęto h=0.15 stąd h_o=0.15-0.04=0.11 mb., b=1.00 mb.

2.01.3. Wymiarowanie;

2.01.3.1.Zbrojenie przęsłowe

μ_{cs}= 11.14 / 1.00x0.11^2 x14290=0.064

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.064)$^{1/2}$ / 0.64=0.083< 0.617

ζ = 1-0.4x0.083=0.97

A_{s1}=11.14 / 0.97x0.11x435000=0.00024 m^2=2.4 cm^2.

Przyjęto zbrojenie dołem 6 # 10 co20 cm.o A_s=4.71 cm^2

Przyjęty rozstaw zbrojenia jest mniejszy a<2h=2x0.15=0.30 mb. i jest mniejszy od 0.25 mb.

2.01.3.2.Zbrojenie podporowe

μ_{cs}=12.41/ 1.00x0.11^2 x14290=0.072

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.072)$^{1/2}$ / 0.64=0.093 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.093=0.96

A_{s1}=12.41 / 0.96x0.11x435000=0.00027 m^2=2.7 cm^2.

Przyjęto zbrojenie górą 6 # 10 co20 cm.o A_s=4.71 cm^2

Przyjęty rozstaw zbrojenia jest mniejszy a<2h=2x0.15=0.30 mb. i jest mniejszy od 0.25 mb.

2.01.3.3.Ugięcia [mm]: u_{dop} =390/200=1.95 cm dla stropow z płaską powierzchnią o rozpiętości L < 6.0 mb.

Ugięcie rzeczywiste 0.23 mm < 19.5 mm.

Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B (l_o = 2,40 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	3,70	--
1.	0,50	0,93	0,93	-0,03	-0,03	-0,01
2.	1,70	-4,40	-4,40	-8,87	-8,87	-0,02
B.	2,40	-12,41	--	-14,04	--	--
Przęsło B - C (l_o = 3,90 m)						
B.	2,40	--	-12,41	--	20,38	--
3.	4,54	11,00	11,00	1,54	1,54	0,23
4.	4,71	11,14	11,14	-0,01	-0,01	0,22
C.	6,30	0,00	--	-14,02	--	--
Reakcje podporowe: R_A = 3,70 kN, R_B = 34,42 kN, R_C = 14,02 kN						

Poz. 2.02.Płyta żelbetowa wylewana na mokro L= 3.00 mb.

2.02.1.Zestawienie obciążeń wg - PN-82/ B-02001

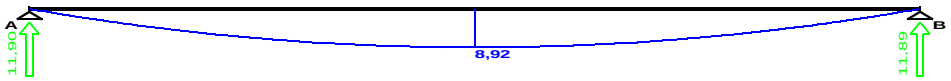
2.01.1.1.Obciążenia stałe stropodachu wentylowanego.

- ciężar pokrycia poz. 1.01. – 0.564+0.90x1.2x1.5+0.09 =		2.27 KN/ m^2
- welna mineralna luzem gr.25 cm-0.90x0.25=	0.225 x 1.35=	0.30 KN/ m^2.
- ciężar płyty żelbetowej – 0.15x25.0=	3.75 x 1.35=	5.06 KN/ m^2.
- płyta G.K grub. 1.5 cm. – 0.015x15.0=	0.225 x 1.35=	0.30 KN/ m^2.
	Razem g_1 = 5.934	7.93 KN/ m^2.

2.02.2. Schemat statyczny i założenia materiałowe

Przyjęto płytę wolnopodpartą jednoprzęsłową jednokierunkowo zbrojoną o długości przęseł L_1=3.00 mb.

$M_{max,\ przęsłowy}$ =0.125x7.93x3.00^2 = 8.92 KNmb,



Przyjęto:- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14290 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,

- stal: A-III, B500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

Wysokość użyteczną płyty określono z warunku d=3x(M_{Ed} / b x f_{cd})$^{1/2}$

d=3x(12.41 / 1.0x 14286)$^{1/2}$=0.88 mb.= L / (20-30) = 3.90 / (20- 30) = 0.195 – 0.13 mb.

Do obliczeń ostatecznie przyjęto h=0.15 stąd h_o=0.15-0.04=0.11 mb., b=1.00 mb.

2.02.3. Wymiarowanie;

2.02.3.1.Zbrojenie przęsłowe

μ_{cs}= 8.92 / 1.00x0.11^2 x14290=0.051

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.051)$^{1/2}$ / 0.64=0.066< 0.617

ζ = 1-0.4x0.066=0.97

A_{s1}=8.92 / 0.97x0.11x435000=0.000192 m^2=1.92 cm^2.

Przyjęto zbrojenie dołem 6 # 10 co20 cm.o A_s=4.71 cm^2

Przyjęty rozstaw zbrojenia jest mniejszy a<2h=2x0.15=0.30 mb. i jest mniejszy od 0.25 mb.

2.02.3.2.Ugięcie [mm]: u_{dop} = 300 / 200 = 1.55 cm cm dla stropow z płaską powierzchnią o rozpiętości L < 6.0 mb.

Ugięcie rzeczywiste 0.13 mm < 15.5 mm

Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B (l_o = 3,00 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	11,90	--
1.	1,50	8,92	8,92	0,00	0,00	0,13
B.	3,00	0,00	--	-11,89	--	--
Reakcje podporowe: R_A = 11,90 kN, R_B = 11,89 kN						

Poz. 2.03.Płyta żelbetowa wspornikowa dwuprzęsłowa wylewana na mokro jednokierunkowo zbrojona.

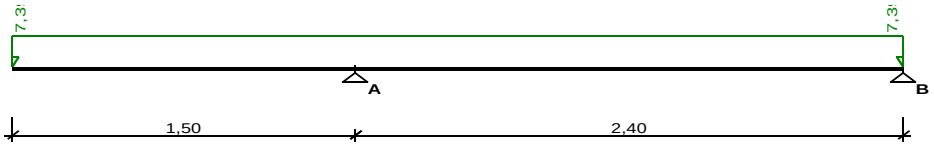
2.03.1.Zestawienie obciążeń wg - PN-82/ B-02001

2.03.1.1.Obciążenia stałe stropodachu wentylowanego.

- ciężar pokrycia poz. 1.01. – 0.564+1.08+0.09 =		1.734 KN/ m^2
- welna mineralna luzem gr.25 cm-0.90x0.25=	0.225 x 1.35=	0.30 KN/ m^2.
- ciężar płyty żelbetowej – 0.15x25.0=	3.75 x 1.35=	5.06 KN/ m^2.
- płyta G.K grub. 1.5 cm. – 0.015x15.0=	0.225 x 1.35=	0.30 KN/ m^2.
	Razem g_1 = 5.934	7.39 KN/ m^2.

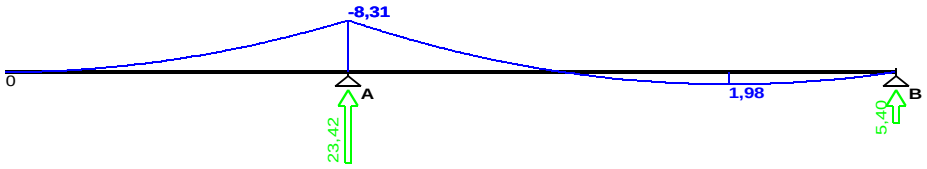
2.03.2. Schemat statyczny i założenia materiałowe

Przyjęto płytę dwuprzęsłową wspornikową jednokierunkowo zbrojoną o długości przęseł L_1=2.40, L_2=1.50 mb.



2.03.3.Siły wewnętrzne w płycie

$M_{max,\ przęsłowy}$ =158 KNmb, $M_{max,\ podp}$ = - 8.31 KNmb,



Przyjęto:- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14290 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,

- stal: A-III, B500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

Do obliczeń przyjęto płytę o grubości h=0.15 stąd h_o=0.15-0.04=0.11 mb., b=1.00 mb.

2.03.4. Wymiarowanie;

2.03.4.1.Zbrojenie przęsłowe

Przyjęto zbrojenie dołem 6 # 10 co20 cm.o A_s=4.71 cm^2

Przyjęty rozstaw zbrojenia jest mniejszy a<2h=2x0.15=0.30 mb. i jest mniejszy od 0.25 mb.

2.03.4.2.Zbrojenie podporowe i wspornika

μ_{cs}=12.41/ 1.00x0.11^2 x14290=0.072

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.072)$^{1/2}$ / 0.64=0.093 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.093=0.96

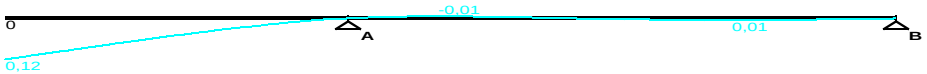
A_{s1}=12.41 / 0.96x0.11x435000=0.00027 m^2=2.7 cm^2.

Przyjęto zbrojenie górą 6 # 10 co20 cm.o A_s=4.71 cm^2

Przyjęty rozstaw zbrojenia jest mniejszy a<2h=2x0.15=0.30 mb. i jest mniejszy od 0.25 mb.

2.03.4.3.Ugięcia [mm]: u_{dop} = 150 / 400 = 0.375 cm cm dla stropow wspornikowych z płaską powierzchnią.

Ugięcie rzeczywiste 0.12 mm < 3.75 mm



Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Lewy wspornik (l_o = 1,50 m)						
0.	0,00	--	**0,00**	--	0,00	0,12
A.	1,50	**-8,31**	--	-11,08	--	--
Przęsło A - B (l_o = 2,40 m)						
A.	1,50	--	**-8,31**	--	12,33	--
1.	1,90	-4,02	-4,02	9,41	9,41	-0,01
2.	3,17	**1,98**	**1,98**	0,01	0,01	0,01

Poz. 2.04. Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 7.80 mb.

2.04.1.Zestawienie obciążeń wg - PN-82/ B-02001

2.04.1.1.Obciążenia stałe

- ciężar własny konstrukcji Teriva 6.0 - 4.00 x 1.35 = 5.40 KN/ m^2.
- ciężar wełny mineralnej grub.30.0 cm.- 0.90x0.30= 0.27 x 1.35 = 0.36 KN/ m^2.
- obciążenie od dachu poz. 1.01. 1.081x1.35 = 1.459 KN/ m^2
- płyta G.K grub.1.5 cm.na stelażu – 0.015x15.0= 0.225x1.35 = 0.30 KN/ m^2.

Razem g_1 = 5.576 7.519 KN/ m^2.

2.04.1.2. Obciążenie zmienne

- śnieg poz. 1.01 – 0.90x0.8= 0.72 x 1.5 = 1.08 KN/ m^2.
- wiatr poz. 1.01.-0.25x0.025x1.8= 0.011x 1.5 = 0.017KN/ m^2.

Razem p= 0.73 1.097 KN/ m^2.

Ogółem q = 6.306 8.616 KN/ m^2.

2.04.2.Wymiarowanie

Obciążenie 1.0 mb belki stropowej od obciążeń calkowitych -q_1 =0.45x8.616=3.88 KN/mb.

Obciążenie 1.0 mb belki stropowej od obciążeń charakterystycznych -q_1 =0.45x6.306=2.84 KN/mb.

Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 7.80 mb.

Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x7.80^2=29.51 KNmb.

Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x7.80^2=21.60 KNmb.

Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x7.80=15.13 KN.

Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 7.80 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 39.76 KNmb, od obciążeń charakterystycznych 32.34 i siłę poprzeczną 22.18 KN.

Poz. 2.05. Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 6.60 mb.

2.05.1.Wymiarowanie

Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 6.60 mb.

Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x6.60^2=21.13 KNmb.

Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x6.60^2=15.46 KNmb.

Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x6.60=12.80 KN.

Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 6.60 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 28.33 KNmb, i siłę poprzeczną 22.18 KN.

Poz. 2.06.Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 6.00 mb.

2.06.1.Wymiarowanie

Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 6.00 mb.

Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x6.00^2=17.46 KNmb.

Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x6.00^2=12.78 KNmb.

Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x6.00=11.64 KN.

Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 6.00 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 23.34 KNmb, i siłę poprzeczną 21.06 KN.

Poz. 2.07.Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 4.80 mb.
2.07.1.Wymiarowanie
Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 4.80 mb.
Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x4.80^2=11.17 KNmb.
Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x4.80^2=8.18 KNmb.
Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x4.80=9.31 KN.
Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 4.80 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 14.81 KNmb, i siłę poprzeczną 21.06 KN.

Poz. 2.08.Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 4.50 mb.
2.08.1.Wymiarowanie
Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 4.50 mb.
Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x4.50^2=9.82 KNmb.
Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x4.50^2=7.19 KNmb.
Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x4.50=8.73 KN.
Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 4.50 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 13.58 KNmb, i siłę poprzeczną 20.18 KN.

Poz. 2.09.Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 4.20 mb.
2.09.1.Wymiarowanie
Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 4.20 mb.
Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x4.20^2=8.56 KNmb.
Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x4.20^2=6.26 KNmb.
Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x4.20=8.15 KN.
Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 4.20 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 11.27 KNmb, i siłę poprzeczną 20.18 KN.

Poz. 2.10.Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 3.90 mb.
2.10.1.Wymiarowanie
Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 3.90 mb.
Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x3.90^2=7.38 KNmb.
Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x3.90^2=5.40 KNmb.
Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x3.90=7.57 KN.
Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 3.90 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 10.20 KNmb, i siłę poprzeczną 20.18 KN.

Poz. 2.11.Strop gęstożebrowyTeriva 6.0, L= 3.00 mb.
2.11.1.Wymiarowanie
Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 3.00 mb.
Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x3.00^2=4.37 KNmb.
Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x3.00^2=3.20 KNmb.
Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x3.00=5.82 KN.
Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 3.00 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 5.64 KNmb, i siłę poprzeczną 20.18 KN.

Poz. 2.12.Strop gęstożebrowy Teriva 6.0, L= 2.40 mb.
2.12.1.Wymiarowanie
Rozpiętość obliczeniowa stropu w świetle podpór L_o= 2.40 mb.
Maksymalny moment zginający obliczeniowy M_{max}=0.125x3.88x2.40^2=2.79 KNmb.
Maksymalny moment zginający od obciążeń charakterystycznych M_{max}=0.125x2.84x2.40^2=2.04KNmb.
Maksymalna siła poprzeczna V_{max}=0.5x3.88x2.40=4.66 KN.
Przyjęto strop gęstożebrowa Teriva 6.0 o rozpiętości modularnej 2.40 mb. przenoszący moment od obciążeń obliczeniowych 3.55 KNmb, i siłę poprzeczną 20.18 KN.

Poz.3.0. Podciągi i nadproża żelbetowe.

3.01. Podciąg żelbetowy L=4.50+5.40 + 5.70 +4.50 mb.

3.01.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001

- obciążenie ciężarem własnym dachu poz. 1.01.- g_1 =0.5x0.42x11.65=	2.45	x 1.35=	3.30 KN/mb.
- obciążenie ciężarem własnym dachu poz. 1.01.- g_2 =0.5x0.42x3.40=	0.71	x 1.35=	0.96 KN/mb.
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	1.875	x 1.35=	2.53 KN/mb.
Razem g_1 =	4.32		5.83 KN/mb.
Razem g_2 =	2.585		3.49 KN/mb.

3.01.2. Obciążenie zmienne:

- obciążenie ciężarem śniegu poz.1.01. – s_1 = 0.5x0.72x11.65=	4.19	x 1.5 =	6.29 KN/mb.
- obciążenie ciężarem śniegu poz.1.01. – s_2 = 0.5x0.72x 3.40=	1.22	x 1.5 =	1.65 KN/mb.
- obciążenie wiatrem poz.1.01. – w_1 = 0.5x0.11x11.65=	0.64	x 1.5 =	0.96 KN/mb.
- obciążenie wiatrem poz.1.01. – w_2 = 0.5x0.11x 3.40=	0.187	x 1.5 =	0.28 KN/mb.
Razem p_1 =	4.83		7.25 KN/mb.
Razem p_2 =	1.41		1.93 KN/mb.

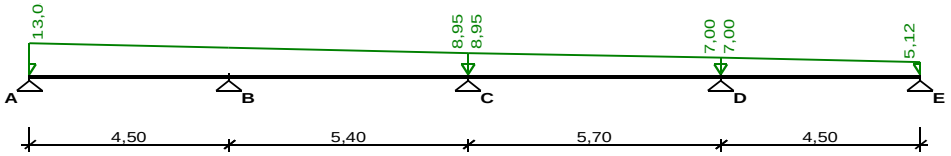
3.01.3. Obciążenie całkowite:

q_1 =	9.18	13.08 KN/mb.
q_2 =	4.00	5.12 KN/mb.

3.01.4. Wymiarowanie

Klasyfikacja podciągu;

- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki wieloprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej nierównomiernie o długości przęseł : L=4.50+5.40 + 5.70 +4.50 mb.



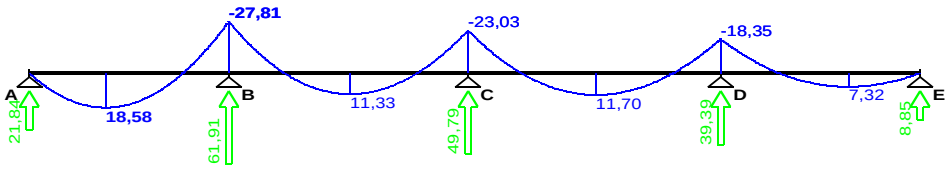
Dane materiałowe:

- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

Siły wewnętrzne w przekroju:

– Momenty przęsłowe M_{1-2}=18.58 KNmb. M_{2-3} =11.53 KNmb. M_{3-4}=11.70 KNmb. M_{4-5}=7.32 KNmb.

– Momenty podporowe M_2=- 27.81 KNmb. M_3 =- 23.13 KNmb. M_4=- 18.35 KNmb.



Wysokość użyteczną podciągu określono z warunku $d=2.2x(M_{Ed} / b \times f_{cd})^{1/2}$

$d= 2.2x (27.81/0.25x14290)^{1/2}$ = 0.153 mb.

Dla klasy ekspozycji XC1 i klasy konstrukcji S4 minimalne otulenie wynosi c_{min}= 2.0 cm.

Dla odporności ogniowej R 60 minimalne otulenie wynosi c_{min}= 4.0 cm.

Przyjęto odchyłki otulenia Δc=1.0 cm.Przewidywane zbrojenie wkładkami stalowymi o przekroju 14.0mm.

Ostatecznie grubość otulenia wynosi a=2.0+1.0+0.7=3.7 cm

Potrzebna wysokość podciągu h=0.153+0.037=0.19 mb. przyjęto podciąg o wysokości h=0.30 mb.

Ustalono wysokość użyteczną podciągu d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm

3.01.4.1. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1=18.58 KNmb.

μ_{cs}= 18.58 / $0.25x0.26^2$ x14290=0.077

$\xi = 0.8-(0.64-1.28x0.077)^{1/2} / 0.64=0.10 < 0.617$

ζ = 1-0.4x0.10=0.96

A_{s1}=18.58 /0.96x0.26x435000=0.000171m^2=1.71 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 2 # 12 o A_s=2.26 cm^2 >$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26=0.845 cm^2.

3.01.4.2. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1=11.70 KNmb.

μ_{cs}= 11.70 / 0.25x0.26^2 x14290=0.048

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.048)$^{1/2}$ / 0.64=0.062 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.062=0.975

A_{s1}=11.70 /0.975x0.26x435000=0.000106m^2=1.06 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 2 # 12 o A_s= 2.26 cm^2 >$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26=0.845 cm^2.

3.01.4.3. Zbrojenie podporowe na moment M_1=27.81 KNmb.

μ_{cs}= 27.81 / 0.25x0.26^2 x14290=0.10

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.10)$^{1/2}$ / 0.64=0.136 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.136=0.945

A_{s1}=27.81 /0.945x0.26x435000=0.00026 m^2=2.6 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 3 # 12 o A_s= 3.39 cm^2.

3.01.4.4. Zbrojenie podporowe na moment M_1=23.13 KNmb.

μ_{cs}= 23.13 / 0.25x0.26^2 x14290=0.096

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.096)$^{1/2}$ / 0.64=0.126 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.126=0.95

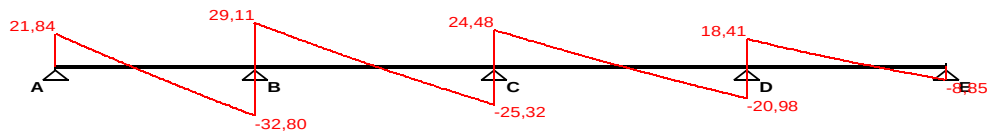
A_{s1}=23.13 /0.95x0.26x435000=0.000215 m^2=2.15 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 2 # 12 o A_s= 2.26 cm^2.

3.01.4.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: V_{sd}= 21.84 KN., V_{1P}=-32.80 KN.,V_{2L}= 29.11 KN., V_{2P}=- 25.32 KN., V_{3L}=24.48KN., V_{3P}=-20.98KN.,V_{4L}=18.41KN., V_{sd}=-8.85 KN.

Reakcje podpór: R_A= 21.84 KN, R_B=61.91 KN, R_C=49.79 KN, R_D= 39.39 KN, R_E = 8.85 KN.



Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d

gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm

ρ =2.26 / 25x26= 0.0035 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]

V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0035x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x1.9086x65.0=29.90KN> V_{sd}.

Podciąg przy podporach nie wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858

Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi :

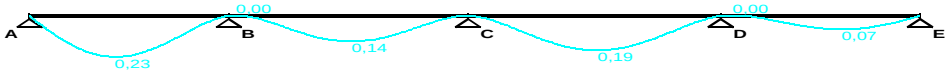
s= (56x0.9x260x435/ 29900)x2=381.29 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

3.01.4.6. Sprawdzenie ugięcia

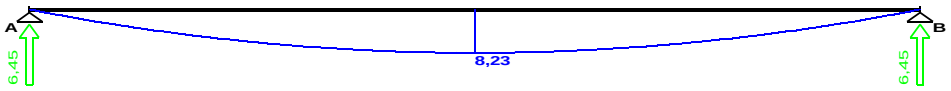
Ponieważ ρ < = ρ_o sprawdzenie ugięcia dokonano ze wzoru l/d= K[11+1.5x(f_{ck})$^{1/2}$x ρ_o/ ρ +3.2x(ρ_o / ρ)$^{3/2}$] gdzie:

- zbrojenie przęsłowe wynosi A_{s1}=2.26 cm^2
- stopień zbrojenia ρ =2.26 / 25x26= 0.0035
- stopień zbrojenia ściskanego ρ' =2#12=2.26 / 25x26= 0.0035
- l/d- graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej
- K – współczynnik zależny od konstrukcji. Dla belki swobodnie podpartej z tablicy 6.4 K=1.0, dla skrajnych przęseł belek ciągłych K=1.3, dla wewnętrznych przęseł belek ciągłych K=1.5
- ρ_o- porównawczy stopień zbrojenia ρ_o=(f_{ck}) $^{1/2}$x 10^{-3}= (20) $^{1/2}$x 10^{-3}=0.0045
- f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

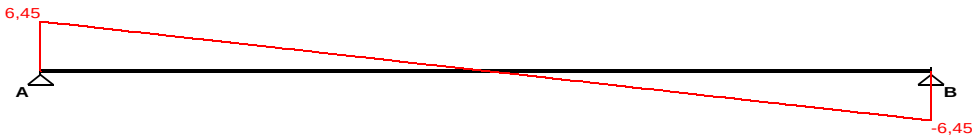
$l/d=1.0x[11+1.5x(20)^{0.5}x0.0045/0.0035+3.2(0.0045/0.0035)^{3/2}]=1.3[11+6.71x1.285+3.2x1.457]=$
$1.3x[11+8.64+4.66=31.59$
Stosunek długości efektywnej rozpiętości przęsła skrajnego do wysokości użytecznej wynosi
L_{ef} / d=450 :26=17.31<31.59 Obliczanie ugięcia nie jest konieczne.



3.02. Podciąg żelbetowy L= 5.10 mb.
3.02.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 = 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.–
3.02.2. Wymiarowanie
3.02.2.1 Klasyfikacja podciągu;
- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej nierównomiernie o długości przęsła L=5.10 mb.
3.02.2.2.Dane materiałowe:
- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %
3.02.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:
– Moment przęsłowy M_{1max}= 0.125 x 2.53x5.10^2= 8.23 KNmb.

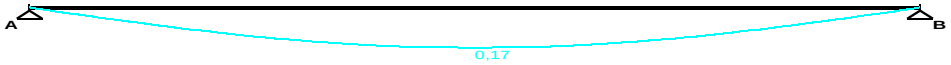


Przyjęto podciąg o wysokości h=0.30 mb. zatem wysokość użyteczna podciągu wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm
3.02.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1=8.23 KNmb.
μ_{cs}= 8.23 / 0.25x0.26^2 x14290=0.03
ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.03)$^{1/2}$ / 0.64=0.039 < 0.617
ζ = 1-0.4x0.039=0.98
A_{s1}=8.23 /0.98x0.26x435000=0.000074 m^2=0.74 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26=0.845 cm^2.
Przyjęto zbrojenie 2 # 12 o A_s=2.26 cm^2 .
3.02.2.5. Wymiarowanie na ścinanie
Siły tnące przy podporach: V_{sd}= 6.45 KN., V_{sd}=- 6.45 KN.
Reakcje podpór: R_A=6.45 KN, R_B=6.45 KN.



Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d
gdzie:
C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny
k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm
ρ =2.26 / 25x26= 0.0035 – stopień zbrojenia
f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa
b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]
d – wysokość przekroju [mb]
V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0035x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x1.9086x65.0=29.90KN> V_{sd}.
Podciąg przy podporach nie wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858
Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi :
s= (56x0.9x260x435/ 29900)x2=381.29 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

3.02.2.6. Sprawdzenie ugięcia u_{ef} = L/ 200=510 :200=2.55 cm >0.17 mm



3.03. Podciąg żelbetowy L= 5.10 + 4.40 mb.

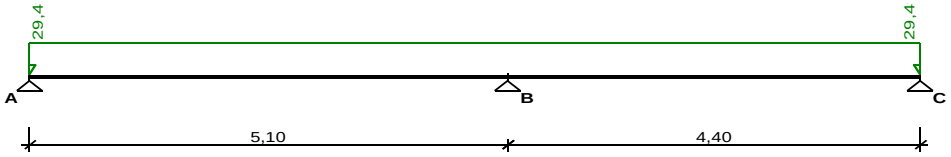
3.03.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001

- obciążenie od stropu Teriva poz. 2.04 -8.616x0.5x4.20=	18.09 KN/mb.
- obciążenie płytą poz. 2.01 – 7.39x0.5x2.40=	8.87 KN/mb.
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.
Razem g_1 =	29.49 KN/mb.

3.03.2. Wymiarowanie

3.03.2.1 Klasyfikacja podciągu;

- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej nierównomiernie o długości przęsła L=5.10 mb.



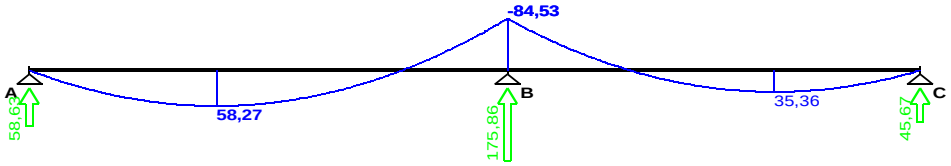
3.03.2.2.Dane materiałowe:

- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

3.03.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:

Momenty przęsłowe: M_1=58.27 KNmb. M_2=36.36 KNmb.

Momenty podporowy: M_{1B}=84.53 KNmb.



Wysokość użyteczną podciągu określono z warunku d=2.2x(M_{Ed} / b x f_{cd})$^{1/2}$

d= 2.2x (84.53/0.25x14290)$^{1/2}$ = 0.338 mb.

Dla klasy ekspozycji XC1 i klasy konstrukcji S4 minimalne otulenie wynosi c_{min}= 2.0 cm.

Dla odporności ogniowej R 60 minimalne otulenie wynosi c_{min}= 4.0 cm.

Przyjęto odchyłki otulenia Δc=1.0 cm.Przewidywane zbrojenie wkładkami stalowymi o przekroju 14.0mm.

Ostatecznie grubość otulenia wynosi a=2.0+1.0+0.7=3.7 cm

Potrzebna wysokość podciągu h=0.338+0.037=0.375 mb. przyjęto podciąg o wysokości h=0.40 mb.

Ustalono wysokość użyteczną podciągu d=h-a=40.0-4.0=36.0 cm

3.03.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1=58.27 KNmb.

μ_{cs}= 58.27 / 0.25x0.26^2 x14290=0.241

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.241)$^{1/2}$ / 0.64=0.35 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.35=0.86

A_{s1}=58.27 /0.86x0.26x435000=0.000599m^2=5.99 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 4 # 14 o A_s=6.16 cm^2 >$A_{s\,min}$= 0.0013x25x36=1.17 cm^2.

3.03.2.5. Zbrojenie przęsłowe na moment M_2=36.36 KNmb.

μ_{cs}=36.36 / 0.25x0.26^2 x14290=0.151

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.151)$^{1/2}$ / 0.64=0.205 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.205=0.92

A_{s1}=36.36 /0.92x0.26x435000=0.000349m^2=3.49 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 3 # 14 o A_s=4.62 cm^2 >$A_{s\ min}$= 0.0013x25x36=1.17 cm^2.

3.03.2.6. Zbrojenie podporowe na moment M_{1B}=84.53 KNmb.

μ_{cs}= 84.53 / 0.25x0.26^2 x14290=0.35

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.35)$^{1/2}$ / 0.64=0.565 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.565=0.77

A_{s1}=84.53 /0.77x0.26x435000=0.000971 m^2=9.71 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 7 # 14 o A_s=10.78 cm^2.

3.03.4.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: V_{sd}= 58.63KN, V_{1P}= - 91.77 KN, V_{2L}=84.09 KN, V_{sd}=- 45.67 KN.

Reakcje podpór: R_A= 58.63 KN, R_B= 175.86 KN, R_C=45.67 KN,

Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm

ρ =4.62 / 25x26= 0.0071 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]

V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0071x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x2.422x65.0=37.94 KN< V_{sd}.

Podciąg przy podporach wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858

Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi : s= (56x0.90x260x435/ 37940)x2=300.48 mm.

Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

Podpora 1. V_{sdA}= 58.63 KN

Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne

L_{w1P} =58.63-37.94/ 29.49=0.70mb.

s= (56x0.9x260x435/ 58630)x2=194.44 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.na odcinku 80 mb. od osi podpory.

Podpora 2 - Strona lewa. V_{1P}= 91.77 KN

Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne

L_{w1P} = 91.77-37.94/ 29.49= 1.83 mb.

s= (56x0.9x260x435/ 91770)x2=124.23 mm. Przyjęto strzemiona co 12 cm.na odcinku 1.80 mb. od osi podpory.

Podpora 2 - Strona prawa. V_{1P}= 84.09 KN

Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne

L_{w1P} = 84.09-37.94/ 29.49= 1.56 mb.

s= (56x0.9x260x435/84090)x2=135.41 mm. Przyjęto strzemiona co 12 cm.na odcinku 1.60 mb od osi podpory.

Podpora 3 - Strona lewa. V_{1P}= 45.67KN

Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne

L_{w1P} = 45.67-37.94/ 29.49= 0.26 mb.

s= (56x0.9x260x435/45670)x2=249.62 mm. Przyjęto strzemiona co 20 cm. od osi podpory

3.03.4.6. Sprawdzenie ugięcia

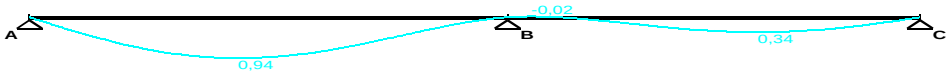
Ponieważ ρ >ρ_o sprawdzenie ugięcia dokonano ze wzoru l/d= K[11+1.5x(f_{ck})$^{1/2}$x ρ_o/ ρ- ρ' +1/12x(f_{ck} x ρ'/ ρ_o)$^{1/2}$] gdzie:

- stopień zbrojenia ρ =4.62 / 25x26= 0.0071
- stopień zbrojenia ściskanego ρ' =2#14 =3.08 / 25x26= 0.0047
- l/d- graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej
- K – współczynnik zależny od konstrukcji. Dla belki swobodnie podpartej z tablicy 6.4 K=1.0, dla skrajnych przęseł belek ciągłych K=1.3, dla wewnętrznych przęseł belek ciągłych K=1.5
- ρ_o- porównawczy stopień zbrojenia ρ_o=(f_{ck})$^{1/2}$x 10^{-3}= (20)$^{1/2}$x 10^{-3}=0.0045
- f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

l/d=1.3x[11+1.5x(20)$^{0.5}$x0.0045 /0.0071-0.0047 +1/12(20x0.0047/0.0045)$^{1/2}$]=

1.3[11+6.71x1.875+0.08333x4.57]=1.3x[11+12.58+0.38]=31.15

Stosunek długości efektywnej rozpiętości przęsła skrajnego do wysokości użytecznej wynosi
L_{ef}/d=510 :36=14.17<31.15 Obliczanie ugięcia nie jest konieczne.
L/ 200=510 :200=2.55 cm >0.94 mm



3.04. Podciąg żelbetowy L= 5.20 mb.

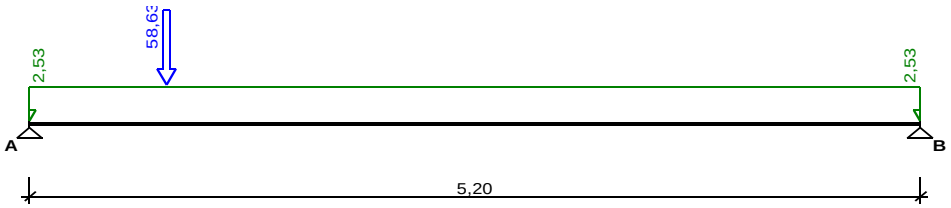
3.04.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

- obciążenie reakcją podciągu poz. 3.03 R_A= 58.63 KN
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 = 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.–

3.04.2. Wymiarowanie

3.04.2.1 Klasyfikacja podciągu;

- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej nierównomiernie oraz reakcją od podciągu 3.03 o długości przęsła L=5.320 mb.

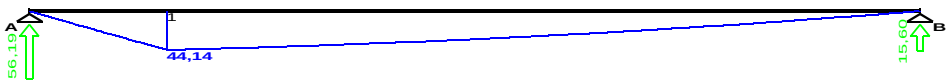


3.04.2.2.Dane materiałowe:

- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

3.04.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:

– Moment przęsłowy M_{1max}= 44.14 KNmb.



Przyjęto podciąg o wysokości h=0.30 mb. zatem wysokość użyteczna podciągu wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm

3.04.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1=8.23 KNmb.

μ_{cs}= 44.14 / 0.25x0.26^2 x14290=0.183

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.183)$^{1/2}$ / 0.64=0.254 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.254=0.90

A_{s1}=44.14 /0.90x0.26x435000=0.0000434 m^2=4.34 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26=0.845 cm^2.

Przyjęto zbrojenie dołem 3 # 14 o A_s=4.62 cm^2 .

3.04.2.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: V_{sd}= 56.19 KN.,

Reakcje podpór: R_A= 56.19 KN, R_B= 15.60 KN.

Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm

ρ = 4.62 / 25x26= 0.0071 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]

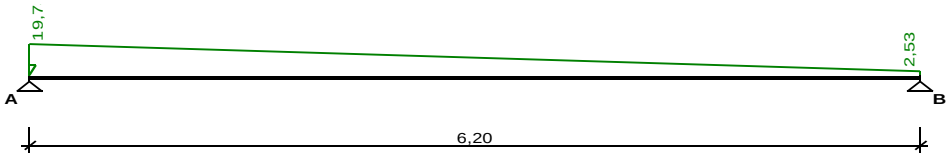
V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0071x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x2.422 x65.0=37.94KN> V_{sd}.

Podciąg przy podporach wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858
Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi :
s= (56x0.9x260x435/ 37940)x2=300.48 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.
Podpora 1. V_{sdA}= 56.19 KN
s= (56x0.9x260x435/ 56190)x2=202.89 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.na odcinku 80 mb. od osi podpór.
3.04.2.6. Sprawdzenie ugięcia u_{ef} = L/ 200=520 :200=2.60 cm >0.77 mm

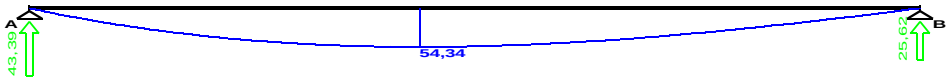
3.05. Podciąg żelbetowy L= 6.20 mb.
3.05.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

- obciążenie płytą żelbetową poz.2.01 – 8.82x0.5x3.90=	17.20 KN/mb
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.
	g_1= 19.73 KN/mb.
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	g_2= 2.53 KN/mb.

3.05.2. Wymiarowanie
3.05.2.1 Klasyfikacja podciągu;
- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej nierównomiernie o długości przęsła L=6.20 mb.



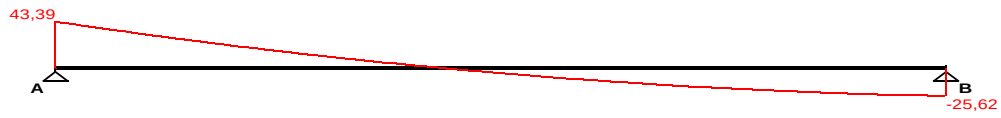
3.05.2.2.Dane materiałowe:
- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %
3.05.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:
– Moment przęsłowy M_{1max}= 54.34 KNmb.



Przyjęto podciąg o wysokości h=0.30 mb. zatem wysokość użyteczna podciągu wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm
3.05.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1= 54.34 KNmb.

μ_{cs}= 54.34 / 0.25x0.26^2 x14290=0.225
ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.225)$^{1/2}$ / 0.64=0.323 < 0.617
ζ = 1-0.4x0.323=0.87
A_{s1}= 54.34 /0.87x0.26x435000=0.000552 m^2=5.52 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26=0.845 cm^2.
Przyjęto zbrojenie dołem 4 # 14 o A_s=6.16 cm^2 .

3.05.2.5. Wymiarowanie na ścinanie
Siły tnące przy podporach: V_{sd}=43.39 KN., V_{sd}=- 25.62 KN.
Reakcje podpór: R_A=43.39 KN, R_B= 25.62 KN.

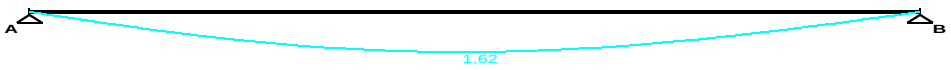


Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d gdzie:
C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny
k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm
ρ = 6.16 / 25x26= 0.0095 – stopień zbrojenia
f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]
d – wysokość przekroju [mb]
V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0095x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x2.696x65.0=42.23 KN = V_{sd}.
Podciąg przy podporach nie wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858
Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi :
s= (56x0.9x260x435/ 42230)x2=269.96 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.
3.05.2.6. Sprawdzenie ugięcia:
Ponieważ ρ >$ρ_o$ sprawdzenie ugięcia dokonano ze wzoru l/d= K[11+1.5x(f_{ck})$^{1/2}$x $ρ_o$/ ρ- ρ' +1/12x(f_{ck} x ρ'/ $ρ_o$)$^{1/2}$] gdzie

- stopień zbrojenia ρ = 6.16 / 25x26= 0.0095
- stopień zbrojenia ściskanego ρ' =2#14 =3.08 / 25x26= 0.0047
- l/d- graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej
- K – współczynnik zależny od konstrukcji. Dla belki swobodnie podpartej z tablicy 6.4 K=1.0, dla skrajnych przęseł belek ciągłych K=1.3, dla wewnętrznych przęseł belek ciągłych K=1.5
- $ρ_o$- porównawczy stopień zbrojenia $ρ_o$=(f_{ck})$^{1/2}$x 10^{-3}= (20)$^{1/2}$x 10^{-3}=0.0045
- f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

l/d=1.0x[11+1.5x(20)$^{0.5}$x0.0045 /0.0095-0.0047 +1/12(20x0.0047/0.0045)$^{1/2}$]= 1.0[11+6.71x0.9375+0.08333x4.57]
=1.0x[11+6.30+0.38]=17.67
Stosunek długości efektywnej rozpiętości przęsła skrajnego do wysokości użytecznej wynosi L_{ef}/d=620 :26=23.80>17.67
$u_{dop.}$ = L/ 200=620 :200=3.10 cm > u_{ef} =0.16 cm.



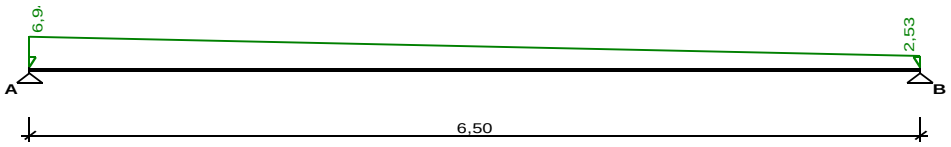
Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B (l_o = 6,20 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	43,39	--
1.	2,72	54,34	54,34	0,04	0,04	1,60
2.	3,01	53,82	53,82	-3,47	-3,47	1,62
B.	6,20	0,00	--	-25,62	--	--
Reakcje podporowe: R_A = 43,39 kN, R_B = 25,62 kN						

3.06. Podciąg żelbetowy L= 6.50 mb.
3.06.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.–
- obciążenie od płyty uzupełnienia – 0.5x1.00x8.82=	4.41 KN/mb.
Razem	6.94 KN/mb.–

3.06.2. Wymiarowanie
3.06.2.1 Klasyfikacja podciągu;
- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej nierównomiernie o długości przęsła L=6.50 mb.

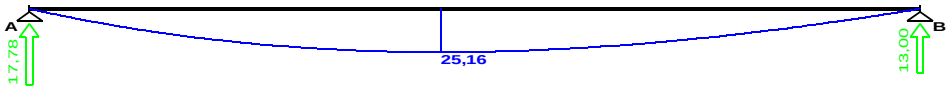


3.06.2.2.Dane materiałowe:
- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,

- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

3.06.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:

– Moment przęsłowy M_{1max}= 25.16 KNmb.



Przyjęto podciąg o wysokości h=0.30 mb. zatem wysokość użyteczna podciągu wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm

3.06.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1=25.16 KNmb.

μ_{cs}= 25.16 / 0.25x0.26^2 x14290=0.104

ξ = 0.8-(0.64-1.28x104)$^{1/2}$ / 0.64=0.138 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.138=0.94

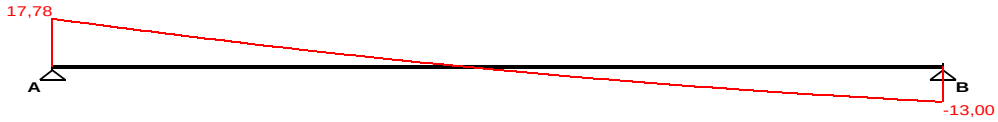
A_{s1}= 25.16 /0.94x0.26x435000=0.000237 m^2= 2.37 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26=0.845 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 2 # 14 o A_s= 3.08 cm^2 .

3.06.2.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: V_{sd}= 17.78 KN., V_{sd}=- 13.00 KN.

Reakcje podpór: R_A= 17.78 KN, R_B= 13.00 KN.



Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d

gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm

ρ =2.26 / 25x26= 0.0035 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]

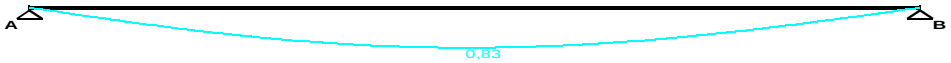
V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0035x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x1.9086x65.0=29.90KN> V_{sd}.

Podciąg przy podporach nie wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858

Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi : s= (56x0.9x260x435/ 29900)x2=381.29 mm.

Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

3.06.2.6. Sprawdzenie ugięcia u_{ef} =2.50 cm dla podciągów o rozpiętości od 5.00 mb do 10.0 mb.>0.83 mm



Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B (l_o = 6,50 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	17,78	--
1.	3,00	25,16	25,16	0,00	0,00	0,83
2.	3,19	25,07	25,07	-0,89	-0,89	0,83
B.	6,50	0,00	--	-13,00	--	--
Reakcje podporowe: R_A = 17,78 kN, R_B = 13,00 kN						

<u>3.07. Podciąg żelbetowy L= 7.40 mb.</u>

3.07.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

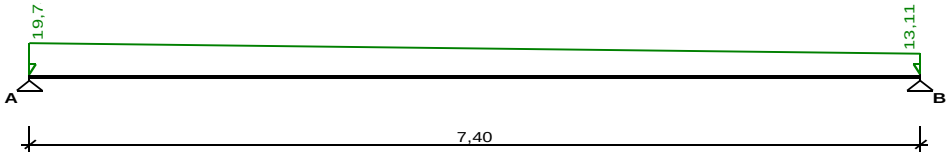
- obciążenie płytą żelbetową poz.2.01 – 8.82x0.5x3.90= 17.20 KN/mb
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 = 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.

Razem q_1=	19.73 KN/mb.
- obciążenie płytą żelbetową poz.2.01 – 8.82x0.5x2.40=	10.58 KN/mb
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	2.53 KN/mb.
Razem q_2=	13.11 KN/mb

3.07.2. Wymiarowanie

3.07.2.1 Klasyfikacja podciągu;

- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej nierównomiernie o długości przęsła L=7.40 mb.

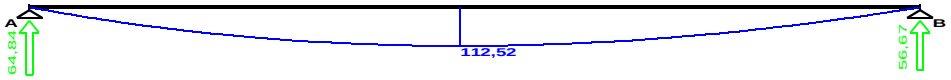


3.07.2.2.Dane materiałowe:

- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

3.07.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:

– Moment przęsłowy M_{1max}= 112.52 KNmb.



Wysokość użyteczną podciągu określono z warunku $d=2.2x(M_{Ed} / b \times f_{cd})^{1/2}$

$d= 2.2x (112.52/0.25x14290)^{1/2} = 0.39$ mb.

Dla klasy ekspozycji XC1 i klasy konstrukcji S4 minimalne otulenie wynosi c_{min}= 2.0 cm.

Dla odporności ogniowej R 60 minimalne otulenie wynosi c_{min}= 4.0 cm.

Przyjęto odchyłki otulenia Δc=1.0 cm.Przewidywane zbrojenie wkładkami stalowymi o przekroju 14.0mm.

Ostatecznie grubość otulenia wynosi a=2.0+1.0+0.7=3.7 cm

Potrzebna wysokość podciągu h=0.39+0.037=0.427 mb. przyjęto podciąg o wysokości h=0.40 mb.

Ustalono wysokość użyteczną podciągu d=h-a=40.0-4.0=36.0 cm

3.07.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1= 112.52 KNmb.

$\mu_{cs}=112.52 / 0.25x0.36^2 x14290=0.243$

$\xi = 0.8-(0.64-1.28x0.243)^{1/2} / 0.64=0.354 < 0.617$

$\zeta = 1-0.4x0.354=0.86$

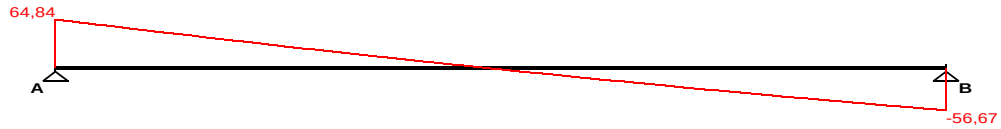
A_{s1}= 112.52 /0.86x0.36x435000=0.000835 m^2=8.35 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x66= 1.17 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 6 # 14 o A_s=9.24 cm^2 .

3.07.2.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: V_{sd}=64.84 KN., V_{sd}=- 56.67 KN.

Reakcje podpór: R_A= 64.84 KN, R_B= 56.67 KN.



Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru $V_{Rd} = [C_{Rd} \times k \times (100x \rho \times f_{ck})^{1/2}] \times b \times d$ gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

$k = 1 +(200 / d)^{1/2} =1 +(200 / 360)^{1/2} = 1+0.745=1.745 < 2$ – współczynnik skali w mm

$\rho = 9.24 / 25x26= 0.010$ – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]

$V_{Rd} = [0.1286 \times 1.745 \times (100x0.010x20)^{1/3}] \times 0.25x0.36x10^3= 0.224x2.738x90.0=55.20$ KN > V_{sd}.

Podciąg przy podporach nie wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858
Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi :
s= (56x0.9x360x435/ 55200)x2=285.97 mm. Przyjęto strzemiona co 25.0 cm.
Podpora 1. V_{sdA}=64.84 KN
Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne
L_{w1P} =64.84-55.20/ 19.73=0.49 mb.
s= (56x0.9x360x435/ 64840)x2=243.45 mm. Przyjęto strzemiona co 25.0 cm.

3.07.2.6. Sprawdzenie ugięcia:
Ponieważ ρ >$ρ_o$ sprawdzenie ugięcia dokonano ze wzoru l/d= K[11+1.5x(f_{ck})$^{1/2}$x $ρ_o$/ ρ- ρ' +1/12x(f_{ck} x ρ'/ $ρ_o$)$^{1/2}$] gdzie
- stopień zbrojenia ρ = 9.24 / 25x26= 0.010
- stopień zbrojenia ściskanego ρ' =2#14 =3.08 / 25x26= 0.0047
- l/d- graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej
- K – współczynnik zależny od konstrukcji. Dla belki swobodnie podpartej z tablicy 6.4 K=1.0, dla skrajnych przęseł belek ciągłych K=1.3, dla wewnętrznych przęseł belek ciągłych K=1.5
- $ρ_o$- porównawczy stopień zbrojenia $ρ_o$=(f_{ck})$^{1/2}$x 10^{-3}= (20)$^{1/2}$x 10^{-3}=0.0045
- f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

l/d=1.0x[11+1.5x(20)$^{0.5}$x0.0045 /0.01-0.0047 +1/12(20x0.0047/0.0045)$^{1/2}$]= 1.0[11+6.71x0.849+0.08333x4.57]
=1.0x[11+5.70+0.38]=17.08
Stosunek długości efektywnej rozpiętości przęsła skrajnego do wysokości użytecznej wynosi L_{ef}/d=740 :36=20.56>17.08
$u_{dop.}$ =2.5 cm> u_{ef} =0.48 cm.

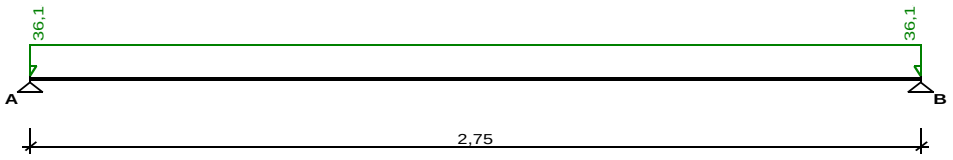
Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B (l_o = 7,40 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	64,84	--
1.	3,58	112,52	112,52	-0,09	-0,09	4,83
2.	3,67	112,45	112,45	-1,55	-1,55	4,84
B.	7,40	0,00	--	-56,67	--	--
Reakcje podporowe: R_A = 64,84 kN, R_B = 56,67 kN						

3.08. Podciąg żelbetowy L= 2.75 mb.
3.08.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.
- obciążenie płytą żelbetową poz.2.07 – 8.62x0.5x4.80= 20.69 KN/mb
- obciążenie płytą żelbetową poz.2.10 – 8.62x0.5x3.00= 12.93 KN/mb
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 = 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.

Razem q_1= 36.15 KN/mb.

3.08.2. Wymiarowanie
3.08.2.1 Klasyfikacja nadproża;
- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej równomiernie o długości przęsła L=3.75 mb.

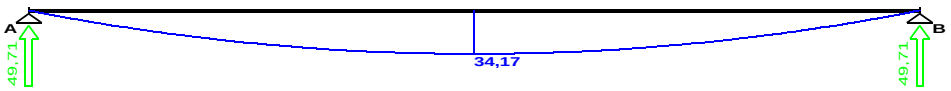


3.08.2.2.Dane materiałowe:

- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

3.08.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:

– Moment przęsłowy M_{1max}= 0.125x36.15x2.75^2=34.17 KNmb.



Przyjęto nadproże o wysokości h=0.30 mb. Wysokość użyteczna nadproża wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm

3.08.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1= 27.06 KNmb.

μ_{cs}= 34.17 / 0.25x0.26^2 x14290=0.142

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.142)$^{1/2}$ / 0.64=0.192 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.192=0.92

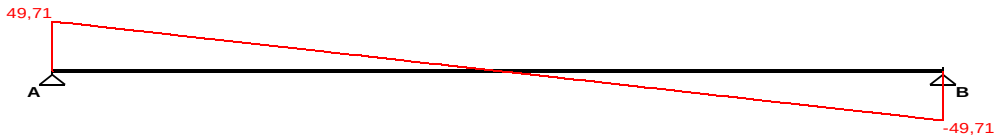
A_{s1}= 34.17 /0.92x0.26x435000=0.000328 m^2=3.28 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26= 0.845 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 3 # 14 o A_s=4.62 cm^2 .

3.08.2.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: V_{sd}=49.71 KN., V_{sd}=- 49.71 KN.

Reakcje podpór: R_A=R_B= 0.5x36.15x2.75= 49.71 KN.



Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm

ρ =4.62 / 25x26= 0.0071 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]

V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0071x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x2.422x65.0=37.94 KN< V_{sd}.

Nadeproże przy podporach wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858

Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi : s= (56x0.9x260x435/ 37940)x2=300.49 mm.

Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

Podpora 1. V_{sdA}= 49.71 KN

Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne

L_{w1P} = 49.71-37.94 / 36.15=0.33 mb.

s= (56x0.9x260x435/ 49710)x2=229.34 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

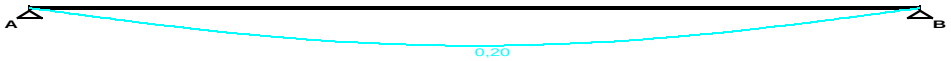
3.08.2.6. Sprawdzenie ugięcia:

Ponieważ ρ >ρ_o sprawdzenie ugięcia dokonano ze wzoru l/d= K[11+1.5x(f_{ck})$^{1/2}$x ρ_o/ ρ- ρ' +1/12x(f_{ck} x ρ'/ ρ_o)$^{1/2}$] gdzie

- stopień zbrojenia ρ =4.62 / 25x26= 0.0071
- stopień zbrojenia ściskanego ρ' =2#14 =3.08 / 25x26= 0.0047
- l/d- graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej
- K – współczynnik zależny od konstrukcji. Dla belki swobodnie podpartej z tablicy 6.4 K=1.0, dla skrajnych przęseł belek ciągłych K=1.3, dla wewnętrznych przęseł belek ciągłych K=1.5
- ρ_o- porównawczy stopień zbrojenia ρ_o=(f_{ck})$^{1/2}$x 10^{-3}= (20)$^{1/2}$x 10^{-3}=0.0045
- f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

l/d=1.0x[11+1.5x(20)$^{0.5}$x0.0045 /0.0071-0.0047 +1/12(20x0.0047/0.0045)$^{1/2}$]= 1.0[11+6.71x1.875+0.08333x4.57] =1.0x[11+12.58+0.38]=23.96

Stosunek długości efektywnej rozpiętości przęsła skrajnego do wysokości użytecznej wynosi L_{ef}/d=275 :26=10.58<23.96
Obliczanie nadproża na ugięcie nie jest konieczne.



3.09. Nadproże żelbetowe L= 2.10 mb.

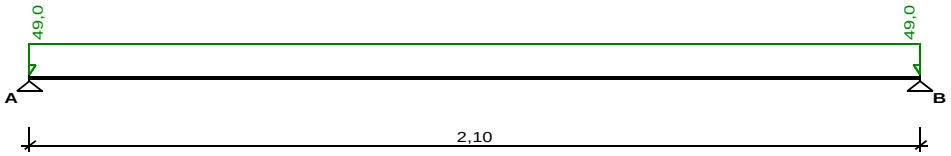
3.09.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

- obciążenie płytą żelbetową poz.2.05 – 8.62x0.5x6.60=	28.45 KN/mb
- obciążenie płytą żelbetową poz.2.09 – 8.62x0.5x4.20=	18.10 KN/mb
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.
Razem q_1=	49.08 KN/mb.

3.09.2. Wymiarowanie

3.09.2.1 Klasyfikacja nadproża;

- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej równomiernie o długości przęsła L=2.10 mb.

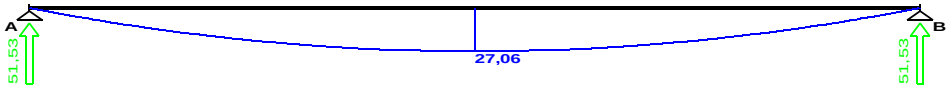


3.09.2.2.Dane materiałowe:

- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

3.09.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:

– Moment przęsłowy M_{1max}= 0.125x49.08x2.10^2=27.06 KNmb.



Przyjęto nadproże o wysokości h=0.30 mb. Wysokość użyteczna nadproża wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm

3.09.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1= 27.06 KNmb.

μ_{cs}= 27.06 / 0.25x0.26^2 x14290=0.112

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.112)$^{1/2}$ / 0.64=0.149 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.149=0.94

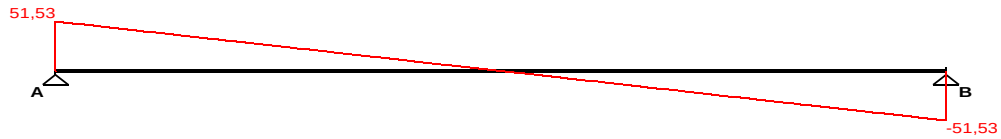
A_{s1}= 27.06 /0.94x0.26x435000=0.000255 m^2=2.55 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26= 0.845 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 2 # 14 o A_s=3.08 cm^2 .

3.09.2.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: V_{sd}=51.53 KN., V_{sd}=- 51.53 KN.

Reakcje podpór: R_A=R_B= 0.5x49.08x2.10= 51.53 KN.



Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm

ρ =3.08 / 25x26= 0.0047 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]
V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x $(100x0.0047x20)^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x2.116x65.0=33.20 KN< V_{sd}.
Nadeproże przy podporach wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858
Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi : s= (56x0.9x260x435/ 33200)x2=343.39 mm.
Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.
Podpora 1. V_{sdA}=51.53 KN
Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne
L_{w1P} =51.53-33.20/ 49.08=0.37 mb.
s= (56x0.9x260x435/ 51530)x2=221.23 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

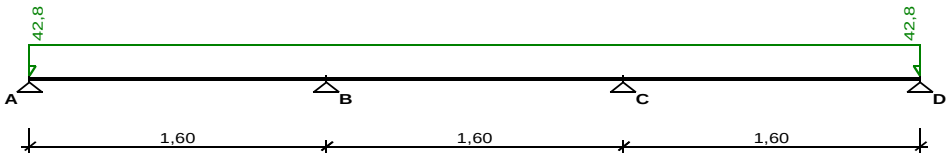
3.09.2.6. Sprawdzenie ugięcia:
Ponieważ ρ >$ρ_o$ sprawdzenie ugięcia dokonano ze wzoru l/d= K[11+1.5x(f_{ck})$^{1/2}$x $ρ_o$/ ρ- ρ' +1/12x(f_{ck} x ρ'/ $ρ_o$)$^{1/2}$] gdzie
- stopień zbrojenia ρ =3.08 / 25x26= 0.0047
- stopień zbrojenia ściskanego ρ' =2#14 =3.08 / 25x26= 0.0047
- l/d- graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej
- K – współczynnik zależny od konstrukcji. Dla belki swobodnie podpartej z tablicy 6.4 K=1.0, dla skrajnych przęseł belek ciągłych K=1.3, dla wewnętrznych przęseł belek ciągłych K=1.5
- $ρ_o$- porównawczy stopień zbrojenia $ρ_o$=(f_{ck}) $^{1/2}$x 10^{-3}= (20) $^{1/2}$x 10^{-3}=0.0045
- f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

l/d=1.0x[11+1.5x(20) $^{0.5}$x0.0045 /0.0047-0.0047 +1/12(20x0.0047/0.0045)$^{1/2}$]= 1.0[11+0.08333x4.57]
=1.0x[11+0.38]=11.38
Stosunek długości efektywnej rozpiętości przęsła skrajnego do wysokości użytecznej wynosi L_{ef}/d=210 :26=8.08<11.38
Obliczanie nadproża na ugięcie nie jest konieczne.

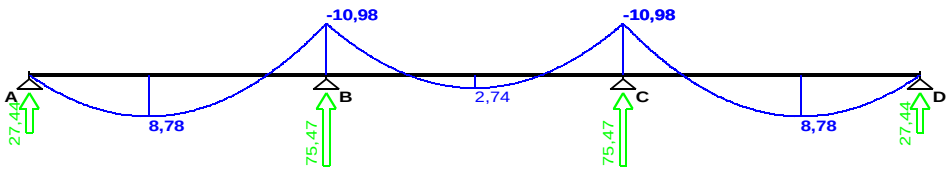
<u>3.10. Nadproże żelbetowe L= 4.80 mb.</u>
3.10.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

- obciążenie płytą żelbetową poz.2.05 – 8.62x0.5x6.60=	28.45 KN/mb
- obciążenie płytą żelbetową poz.2.02 – 7.93 x0.5x3.00=	11.90 KN/mb
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 =	1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.
	Razem q_1= 42.88 KN/mb.

3.10.2. Wymiarowanie
3.10.2.1 Klasyfikacja nadproża;
- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki trójprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej równomiernie o długości przęsła L=1.60 mb.



3.10.2.2.Dane materiałowe:
- beton C 20/25 B-20, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14.29 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-II, B500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. $ε_{yd}$ = 435 : 200 = 2.17 %
3.10.2.3.Siły wewnętrzne w przekroju:



Przyjęto nadproże o wysokości h=0.30 mb. Wysokość użyteczna nadproża wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm

3.10.2.4. Zbrojenie przęsłowe na moment M_1= 8.78 KNmb.

μ_{cs}= 8.78 / 0.25x0.26^2 x14290=0.036

ξ = 0.8-(0.64-1.28x0.036)$^{1/2}$ / 0.64=0.046 < 0.617

ζ = 1-0.4x0.046=0.98

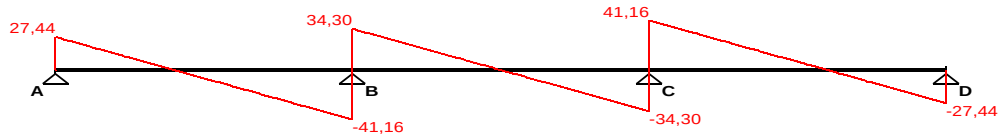
A_{s1}= 8.78 /0.98x0.26x435000=0.000079 m^2=0.79 cm^2<$A_{s\,min}$= 0.0013x25x26= 0.845 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 2 # 14 o A_s=3.08 cm^2 .

3.10.2.5. Wymiarowanie na ścinanie

Siły tnące przy podporach: $V_{sd,1L}$= 27.44 KN., $V_{sd,2\,L}$=- 41.16 KN, $V_{sd,2P}$ = 34.30 KN., $V_{sd,3\,L}$=- 34.30 KN.
$V_{sd,3P}$ = 41.16 KN., $V_{sd,34L}$=- 27.44 KN.

Reakcje podpór: R_A=R_B= 27.44 KN.



Nośność przekroju niezbrojonego określono ze wzoru V_{Rd} = [C_{Rd} x k x (100x ρ x f_{ck})$^{1/2}$] x b x d gdzie:

C_{Rd} = 0.1286 -współczynnik empiryczny

k = 1 +(200 / d)$^{1/2}$ =1 +(200 / 260)$^{1/2}$ = 1+0.877=1.877 < 2 – współczynnik skali w mm

ρ =3.08 / 25x26= 0.0047 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

d – wysokość przekroju [mb]

V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x (100x0.0047x20)$^{1/3}$] x 0.25x0.26x10^3= 0.241x2.116x65.0=33.20 KN< V_{sd}.

Nadeproże przy podporach wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858

Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi : s= (56x0.9x260x435/ 33200)x2=343.39 mm.

Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

Podpora 2. V_{sdA}= 41.16 KN

Długość odcinka od teoretycznej osi podparcia na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne

L_{w1P} =41.16-33.20/ 42.88 =0.19 mb.

s= (56x0.9x260x435/ 41160)x2=276.98 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.

3.10.2.6. Sprawdzenie ugięcia:

Ponieważ ρ >ρ_o sprawdzenie ugięcia dokonano ze wzoru l/d= K[11+1.5x(f_{ck})$^{1/2}$x ρ_o/ ρ- ρ' +1/12x(f_{ck} x ρ'/ ρ_o)$^{1/2}$] gdzie

- stopień zbrojenia ρ =3.08 / 25x26= 0.0047
- stopień zbrojenia ściskanego ρ' =2#14 =3.08 / 25x26= 0.0047
- l/d- graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej
- K – współczynnik zależny od konstrukcji. Dla belki swobodnie podpartej z tablicy 6.4 K=1.0, dla skrajnych przęseł belek ciągłych K=1.3, dla wewnętrznych przęseł belek ciągłych K=1.5
- ρ_o- porównawczy stopień zbrojenia ρ_o=(f_{ck}) $^{1/2}$x 10^{-3}= (20) $^{1/2}$x 10^{-3}=0.0045
- f_{ck}- wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

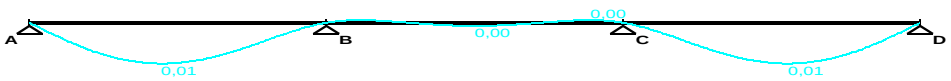
l/d=1.3x[11+1.5x(20) $^{0.5}$x0.0045 /0.0047-0.0047 +1/12(20x0.0047/0.0045)$^{1/2}$]= 1.3[11+0.08333x4.57] =
=1.0x[11+0.38]=14.79

Stosunek długości efektywnej rozpiętości przęsła skrajnego do wysokości użytecznej wynosi L_{ef}/d=160 :26=6.15<14.79

Obliczanie nadproża na ugięcie nie jest konieczne.

Parametry belki:- moment bezwładności przekroju J_x = 56250,0 cm^4; moduł sprężystości podłużnej E = 205 GPa;

Ugięcie nadproża wynosi u_{ef} =0.01 mm.



3.11. Nadproże żelbetowe L=1.80 mb.

3.11.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 = 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.

Ze względu na niewielkie obciążenie przyjęto nadproże o zbrojeniu minimalnynm $A_{s\,min}$= 0.0013x25x26= 0.845 cm^2.
Przyjęto zbrojenie 2 # 14 o A_s=3.08 cm^2 .

Wymiarowanie na siły tnące i ugięcie pominięto

3.12. Nadproże żelbetowe L=2x 1.20 mb.

3.12.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

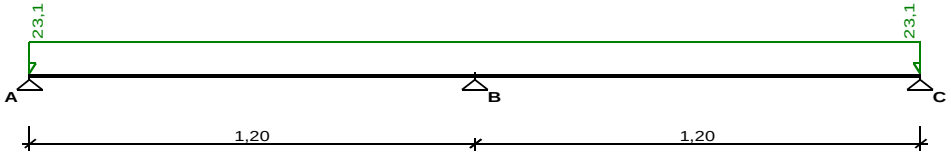
- obciążenie płytą żelbetową poz.2.09 – 8.62x0.5x4.20= 18.10 KN/mb
- ciężar ściany grub. 25.0 cm.-0.25x15.0x0.5= 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb
- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 = 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.

Razem q_1= 23.16 KN/mb.

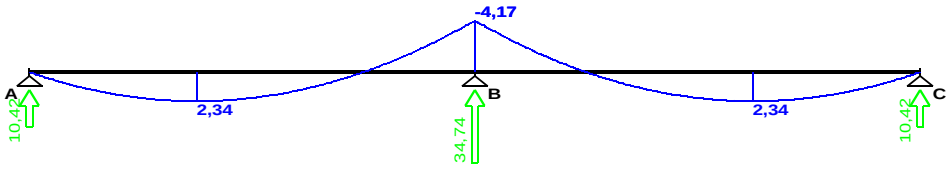
3.12.2. Wymiarowanie

3.12.2.1 Klasyfikacja nadproża;

- konstrukcja wewnątrz budynku - klasa ekspozycji XC1
- klasa konstrukcji – S4 (użytkowanie nakres 50 lat)
- schematu belki dwuprzęsłowej swobodnie podpartej obciążonej równomiernie o długości przęsła L=1.20 mb.



3.12.2.2.SIŁY WEWNĘTRZNE-Momenty zginające [kNm]:



Przyjęto nadproże o wysokości h=0.30 mb. Wysokość użyteczna nadproża wynosi d=h-a=30.0-4.0=26.0 cm
Ze względu na nieznaczne obciążenie przyjęto zbrojenie minimalne 2 #12 o A_s=1.78 cm^2.> $A_{s\,min}$=0.0013x25x26= 0.845 cm^2.

Siły poprzeczne [kN]: $V_{sd,1}$.=10.42 KN, $V_{sd,1L}$.=- 17.37 KN, $V_{sd,2P}$.=17.37 KN, $V_{sd,3L}$.=- 10.42 KN

ρ =2.26 / 25x26= 0.0035 – stopień zbrojenia

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa

b – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej [w mb]

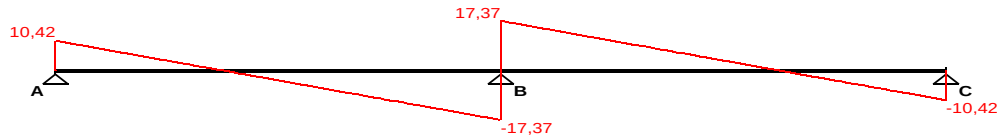
d – wysokość przekroju [mb]

V_{Rd} = [0.1286 x 1.877 x $(100x0.0035x20)^{1/3}$] x $0.25x0.26x10^3$= 0.241x1.9086x65.0=29.90KN> V_{sd}.

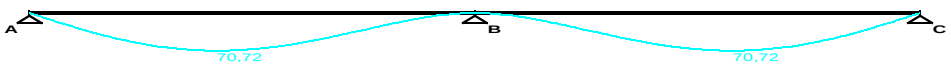
Podciąg przy podporach nie wymaga zbrojenia na siły poprzeczne. Zbrojenie na siły poprzeczne strzemionami dwuciętymi o przekroju Ø 6 mm. o przekroju A_{sw}= 2x0.28= 0.56cm^2. Osiowy rozstaw strzemion określony został ze wzoru s= (A_{sw}x 0.9d x f_{yd} / V_{Ed})ctgΘ . Przyjęto ctg Θ=2 stąd tg Θ= 0.49858

Maksymalny rozstaw strzemion w przęsłach wynosi :

s= (56x0.9x260x435/ 29900)x2=381.29 mm. Przyjęto strzemiona co 20.0 cm.



Ugięcia [mm]:



Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	z [m]	M_l [kNm]	M_p [kNm]	V_l [kN]	V_p [kN]	f_k [mm]
Przęsło A - B (l_o = 1,20 m)						
A.	0,00	--	0,00	--	10,42	--
1.	0,45	2,34	2,34	-0,03	-0,03	69,78
2.	0,50	2,31	2,31	-1,25	-1,25	70,72
B.	1,20	-4,17	--	-17,37	--	--
Przęsło B - C (l_o = 1,20 m)						
B.	1,20	--	-4,17	--	17,37	--
3.	1,90	2,31	2,31	1,25	1,25	70,72
4.	1,95	2,34	2,34	0,03	0,03	69,78
C.	2,40	0,00	--	-10,42	--	--
Reakcje podporowe: R_A = 10,42 kN, R_B = 34,74 kN, R_C = 10,42 kN						

3.13. Nadproże żelbetowe L= 2.40 mb.

3.13.1. Zestawienie obciążeń stałych - PN-82/ B-02001.

- ciężar własny podciągu-0.25x0.30x25.0 = 1.875 x 1.35= 2.53 KN/mb.

Ze względu na niewielkie obciążenie przyjęto nadproże o zbrojeniu minimalnynm $A_{s\,min}$= 0.0013x25x26= 0.845 cm^2.

Przyjęto zbrojenie 2 # 14 o A_s=3.08 cm^2 .

Poz.4.01. Słup żelbetowy o przekroju Ø 25 cm.

4.01.1.Zestawienie obciążeń:

- reakcja R_2 od podciągu poz. 3.03. - 175.86 175.86 KN
- ciężar własny słupa –0.25x3.14x0.25^{2}x3.70x25.0= 4.54 x 1.35= 6.13 KN

Razem N_{sd} =180.40 181.99 KN

Przyjęto N_{sd} =185.00 KN

4.01.2. Wymiarowanie:

4.01.2.1. Dane materiałowe

- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14290 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

4.01.2.2. Sprawdzenie wymiarów przekroju słupa h=(N_{sd} / f_{cd} x 21/17)$^{0.5}$=(185.00x10^{-3}x21/13.3x17)$^{0.5}$=0.131 mb

Przyjęto słup o przekroju okrągłym o średnicy Ø 25.0 cm. A=0.25x3.14x0.25^2=0.049 m^2.

Sprawdzenie smukłości słupa λ=L_o/h=3.70/0.25=14.8 > 7 należy uwzględnić wpływ wyboczenia

Mimośród przypadkowy:

e_a = L_k / 600 =370/600=0.62 cm

e_a = h / 30=25/30=0.83 cm

e_a =1.0 cm. Przyjęto mimośród e_a =1.00 cm.

Określenie współczynnika zwiększającego mimośród początkowy ze wzoru η= 1/(1-N_{sd}/ N_{crit})

4.01.2.2.Określenie siły krytycznej J_c=0.05xd^4=0.05x0.25^4=0.0001953 m^4.

Założono stopień zbrojenia ρ=0.025 oraz otulenie a=0.03 mb.

Moment bezwładności stali J_s=0.05x0.19^4 =0.0000651=0.0651x10^{-3}m^4.

α_e = E_s / E_{cm} =200000 / 29000=6.897

e_o / h= max=0.01/0.25=0.04

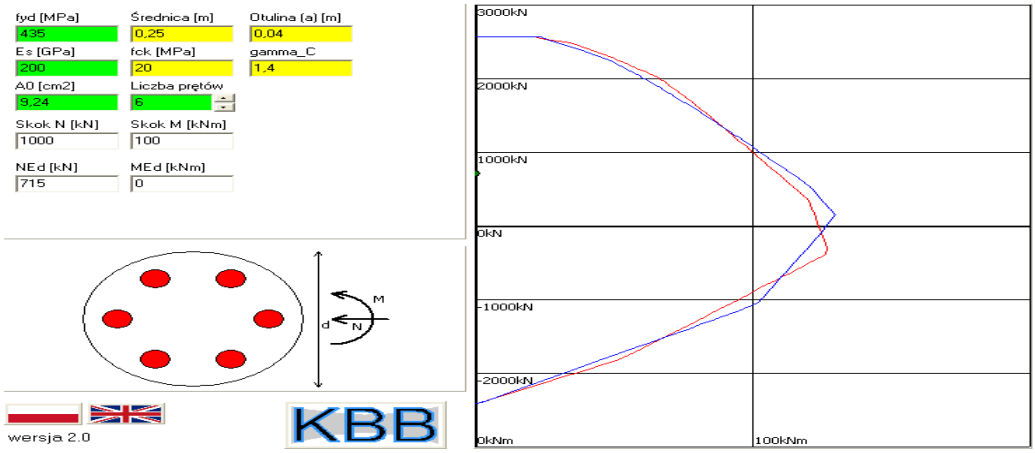
e_o/h=max=0.5-0.01xL_o/h-0.01xf_{cd}=0.5-0.01x3.70/0.25-0.01x13.3=0.5-0.14-0.133=0.219

e_o / h= max=0.05 Przyjęto e_o / h= max=0.219

k_{lt} = 1+ N_{sdlt} / N_{sd}x0.5xØ=1+185.00/185.00x0.5x2=2.0

N_{sdlt} =9x E_{cm} / L_o^2{J_c / 2 k_{lt} [0.11/0.1+ e_o / h+0.1]+ α_ex J_s}=9x29x10^3/ 3.70^2{0.0001953/2x2x[0.11/(0.1+0.219) +0.1]
+ 6.897x10^{-3}x0.0651}=19.07x10^3{0.0000488x[0.445]+0.000449}= 19070 x{0.000217+0.000449}=12.700 MN=12700 KN
η= 1/(1-185 / 12700)=1 / 0.985=1.015
Mimośród całkowity e = η x e_o = 1.015x0.01=0.01 mb.
e / d=0.012 /0.21=0.06 <0.3 siła znajduje się w rdzeniu przekroju i nie występuje strefa rozciągana.
Cały przekrój jest ściskany.
4.01.2.3.Określenie zbrojenia ściskanego
e_{sl} =e+h/2 – a=0.01+0.25/2-0.03=0.105 mb.
A_s=N_{sdlt} x e_{sl} -0.5x α_e x f_{cd} x b x d^2 / f_{yd} x(d-a_2) =0.185x0.105-0.5x11.3x0.25x0.21^2 / 310x(0.21-0.04)=
=(0.0194-0.06229)/52.7= - 0.000813m^2.< 0.00
A_{smin}=0.15x185.00/435x10^{4}x0.25x3.14x0.21^2= 27.75 /15.059x10^4 =0.000184 m^2=1.84 cm^2.
A_{smin}=0.25x 3.14x0.21^{2}x0.3/100=0.000104 m^2=1.04 cm^2.
Przyjęto całkowite zbrojenie słupa 6 #12 o A_s=6.78 cm^2.

Sprawdzenie z zastosowaniem programu komputerowego



<u>Poz.4.02. Słup żelbetowy antresoli o przekroju 25.0x25.0 cm.</u>

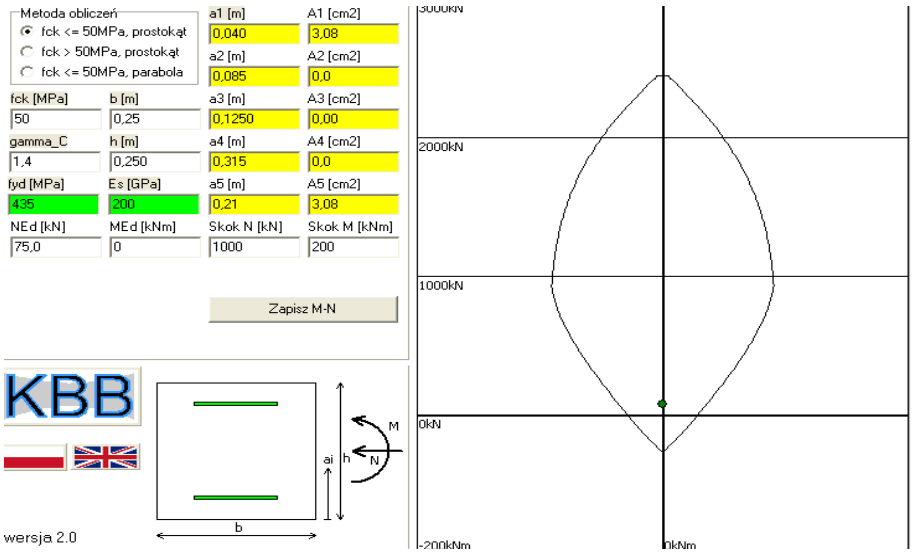
4.02.1.Zestawienie obciążeń:

- reakcja R_1 od podciągu poz. 3.07. -	56.67		56.67 KN
- reakcja R_1 od podciągu poz. 3.05. -	25.62		25.62 KN
- ciężar własny słupa –0.25x0.25x3.70x25.0=	5.78	x 1.35=	7.80 KN
Razem N_{sd} =	88.07		90.09 KN
Przyjęto N_{sd} =95.00 KN			

4.02.2. Wymiarowanie:
4.02.2.1. Dane materiałowe
- beton C 20/25 B-25, XC1,XF1,XM1, f_{ck}=20.0, f_{cd}= 20 :1.4 = 14290 MPa, E_{cm}=0.310 MPa,
- stal: A-III, B 500 f_{yd} =500 : 1.15= 435 MPa, E_s= 200GPa= 2.0 MPa. ε_{yd} = 435 : 200 = 2.17 %

4.02.2.2. Sprawdzenie wymiarów przekroju słupa
h=(N_{sd} / f_{cd} x 21/17)$^{0.5}$=(715.00x10^{-3}x21/13.3x17)$^{0.5}$=0.258 mb
Przyjęto słup o przekroju 25.0x25.0 cm. A=0.25x0.25=0.0625 m^2.
Sprawdzenie smukłości słupa λ=L_o/h=3.50/0.25=14.0> 7 należy uwzględnić wpływ wyboczenia
Mimośród przypadkowy:
e_a = L_k / 600 =370/600=0.62 cm
e_a = h / 30=25/30=0.83 cm
e_a =1.0 cm Przyjęto mimośród e_a =1.00 cm.
Określenie współczynnika zwiększającego mimośród początkowy ze wzoru η= 1/(1-N_{sd}/ N_{crit})
4.02.2.2.Określenie siły krytycznej J_s= bxh^3/12=0.25x0.25^3/12=0.0003255 m^4.
Założono stopień zbrojenia ρ=0.025 oraz otulenie a=0.04 mb.
Moment bezwładności stali J_s=0.025x0.25^{2}x0.09^2=0.000126=0.126x10^{-3}m^4.
α_e = E_s / E_{cm} =200000 / 29000=6.897

e_o / h= max=0.01/0.25=0.04
e_o/h=max=0.5-0.01xL_o/h-0.01xf_{cd}=0.5-0.01x3.70/0.25-0.01x13.3=0.5-0.148-0.133=0.219
e_o / h= max=0.05 Przyjęto e_o / h= max=0.219
k_{lt} = 1+ N_{sdlt} / N_{sd}x0.5xØ=1+75.00/75.00x0.5x2=2.0
N_{sdlt} =9x E_{cm} / L_o^2{J_c / 2 k_{lt} [0.11/0.1+ e_o / h+0.1]+ α_ex J_s}=9x29x10^3/3.70^2{0.0003255/2x2x[[(0.11/0.1+0.219+0.1]+ +6.897x10^{-3}x0.126}= 19.07x10^3{0.0000813x[1.419]+0.869x10^{-3}}=0.8712 MN= 872 KN
η= 1/(1-95/872)=1 /0.914=1.12
Mimośród całkowity e = η x e_o =1.12x0.01=0.011mb.
e / d=0.011 /0.21=0.052 <0.3 siła znajduje się w rdzeniu przekroju i nie występuje strefa rozciągana.
Cały przekrój jest ściskany.
4.02.2.3.Określenie zbrojenia ściskanego
e_{sl} =e+h/2 – a=0.011+0.25/2-0.04=0.096 mb.
A_s=N_{sdlt} x e_{sl} -0.5x α_e x f_{cd} x b x d^2 / f_{yd} x(d-a_2) =0.095x0.096-0.5x11.3x0.25x0.21^2 / 310x(0.21-0.04)
=(0.00912-0.06229)/52.7=- 0.000101m^2.< 0.0
A_{smin}=0.15x75.00/435x10^4x0.25x0.21= 11.25 / 22.84x10^4 =0.00005 m^2=0.50 cm^2.
A_{smin}=0.25x0.21x0.3/100=0.000158 m^2=1.58 cm^2. Przyjęto całkowite zbrojenie słupa 4 #14 o A_s=6.16 cm^2.
Sprawdzenie z zastosowaniem programu komputerowego



Poz. 5.0. Fundamenty
5.01.Geotechniczne warunki posadowienia
Na podstawie dokonanych odkrywek w terenie przeznaczonym do zabudowyprojektowanego obiektu dla określenia fundamentowania obiektu przyjęto proste warunki gruntowo-wodne. W rejonie posadowienia budynku wykonano 3 odkrywki geotechniczne o głębokości 1.50 mb. w wyniku których stwierdzono następujące warstwy geologiczne:
- warstwa I – grunty orne, humus uprawny Miąższość występującego humusu wynosi 0.30 mb. od poziomu istniejącego terenu.
- warstwa II- grunty niespoiste, wykształcone jako piaski drobnoziarniste słabo zagęszczone o stopniu zagęszczenia I_D=0.45. Miąższość tej warstwy wynosi od 0.70 do 1.20 mb. od poziomu terenu.Gęstość objętościowa utworów tej warstwy wynosi 1.70 g/cm^2, moduł ściśliwości edometrycznej M_o= 55000 kPa, kąt tarcia wewnętrznego φ = 30°.

Na głębokości wykonanych odkrywek nie stwierdzono swobodnego zwierciadła wody.Do obliczeń statycznych fundamentowania przyjęto parametry techniczne gruntu:
- piasek drobny o I_D=0.55
- ciężar objętościowy γ =1.72 t/m3=17.2 KN/m3.
- pochodzenie geologiczne-czwartorzędowe,
- kąt tarcia wewnętrznego φ = 28°.
- moduł ściśliwości M_o= 65000 kPa.

Posadawiany obiekt zakwalifikowano do II kategorii geotechnicznej.

Poz.5.02.1. Stopa fundamentowa pod słup.

Poz.5.02.1. Stopa fundamentowa pod słup.

5.02.1.1.Zestawienie obciążeń wg PN – 81 / B – 02001.

- reakcja R_2 od podciągu poz. 3.03. -	175.86		175.86 KN
- ciężar własny słupa –0.25x3.14x0.25^{2}x3.70x25.0=	4.54	x 1.35=	6.13 KN
- ciężar trzonu stopy – 0.40x0.40x0.80x25.0=	3.20	x 1.35=	4.32 KN
- ciężar stopy – 1.00x1.00x0.40x25.0=	10.00	x 1.35=	13.50 KN
Razem V_d = 193.60			199.81 KN
Przyjęto V_d = 200.00KN			

5.02.1.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego φ =28°

tgφ=0.53171, ctg φ=1.8807, sinφ=0.46947, c=0

N_q=e$^{\pi tg\varphi}$xtg^2 (45+φ/2)=e$^{3.14x0.53171}$xtg^2(45+28/2)=2.72$^{1.67}$x tg^{2}59°=5.318x1.66428^2=14.73

N_C=(N_q, -1)ctg φ=(14.73-1)x1.8807=25.82, N_γ=2x(N_q-1) tg φ =2x(14.73-1)x0.53171=14.60

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu b_c= b_q= bγ=1.0

Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 1

s_q=1+(B / L)sin φ =1+1x0.46947=1.47, sγ=1-0.3x(1)=1-0.3x1=0.70, s_c= (s_qx N_q-1)/(N_q-1)=(1.47x14.73-1)/(14.73-1)=1.47

Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego i_c= i_g= iγ=1.0

Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu

q'=D x γ'_b =17.2x1.0=17.20 kPa dla ciężaru objętościowego gruntu γ =17.20 KN/m^3

Nośność obliczeniowa podłoża R wg wzoru dla stopy o wymiarach 0.80x0.80 mb.

R= Ax(c'x N_c x b_cx s_cx i_c+q'x N_qx b_qx s_qx i_q+0.5xB γ'x Nγx bγx sγx iγ=

R =0.80^{2}x(0+17.20x14.73x1.47+0.5x17.20x2.90x14.60x0.7)=0.64x(372.43+175.78)=350.85 KN.

Nośność obliczeniowa R_d= R/ γ =350.85 / 1.4=250.61 > 200.00 KN.

5.02.3.Wymiarowanie stopy fundamentowej

Przyjęto:- beton C-20/25, f_{ck}=20 MPa, f_{ctk}=1.50 MPa , f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29 MPa, f_{ctd}=f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07 MPa

Eb=0.270 MPa

- stal: A-II, f_{yk}=400 MPa, f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348 MPa Ea= 2.1 MPa

5.02.1.3. Wysokość stopy.

Wysokość ekonomiczną stopy przyjęto z zależności h=(0.30 – 0.40)(L-a_s) =(0.30 – 0.40)(0.80-0.40)=(0.12-0.16) mb.

Przyjęto wysokość stopy h=0.40 mb. Przyjęto wysokość użyteczną stopy d=h - a=0.40-0.07=0.33 mb.Całkowite obciążenie w poziomie posadowienia stopy V_d=200.00 KN.

Nacisk jednostkowy o wartości obliczeniowej powodujący zginanie

σ_{gd}=V_d/ B^2=200.00 / 80x80=0.031 KN/cm^2=0.31 MPa.

Wytrzymałość charakterystyczna betonu f_{gd}=0.8x1.8/2=0.72MPa=0.072KN/cm^3

Wysięg wspornika c=(0.80-0.40)/ 2=0.20 mb

Moment zginający M=0.125xσ_{gd}xBx(L- a_s)^2=0.125x0.031x80x(80.0-40.0)^2=496.00 KNcm.

Pole przekroju zbrojenia A_s=M / 0.9xdxf_{yd}= 496.00 / 0.9x33x34.8=0.48 cm^2>A_{min}=0.0013xdxb=0.0013x33x80.0=3.43 cm^2.

Przyjęto zbrojenie:4#12 co 20.0 cm w jednym kierunku o przekroju 4.52 cm^2.

5.02.1.4. Sprawdzenie stopy fundamentowej na przebicie.

Odległość obwodu kontrolnego od krawędzi słupa c_s=2xd=2x0.33= 0.66 mb.

Wysięg wspornika stopy c=(0.80-0.40)/ 2=0.20 mb < c_s=0.76 mb. Obwód kontrolny wychodzi poza obrys wspornika. Przyjęto obrys kontrolny w odległosci d od krawędzi słupa czyli pod < 45°.

Pole powierzchni wyznaczone przez obwód kontrolny A_{contr}=πd^2+4$a_s$xd+a_s^2=3.14x33^2+4x40x33+40^2= 3419.46+5280+1600=10299.46 cm^2.

Długość przyjętego obwodu kontrolnego u= 2πd +4a_s=2x3.14x33 +4x40=207.24+160.0=367.24 cm.

Zredukowana wartość siły przebicia $V_{Ed\,red}$= V_{dG} - Δ V_{Ed} =200.00 -0.031x10299.46=-119.28 KN.< 0.0

Przebicie stopy nie nastapi.

Poz.5.02.2. Stopa fundamentowa pod słup.

5.02.2.1.Zestawienie obciążeń wg PN – 81 / B – 02001.

- reakcja R_2 od podciągu poz. 3.05. -	25.62		25.62 KN
- reakcja R_2 od podciągu poz. 3.07. -	56.67		56.67 KN
- ciężar własny słupa –0.25x0.25x3.70x25.0=	5.78	x 1.35=	7.80 KN

- ciężar trzonu stopy – 0.40x0.40x0.80x25.0= 3.20 x 1.35= 4.32 KN
- ciężar stopy – 1.00x1.00x0.40x25.0= 10.00 x 1.35= 13.50 KN

Razem V_d =101.27 107.91 KN

Przyjęto V_d =110.00KN

5.02.2.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego φ =28°

tgφ=0.53171, ctg φ=1.8807, sinφ=0.46947, c=0

$N_q=e^{\pi tg\varphi}xtg^2 (45+\varphi/2)=e^{3.14x0.53171}xtg^2(45+28/2)=2.72^{1.67}x\ tg^2 59^o=5.318x1.66428^2=14.73$

$N_C=(N_q, -1)ctg\ \varphi=(14.73-1)x1.8807=25.82$, $N_\gamma=2x(N_q-1)\ tg\ \varphi =2x(14.73-1)x0.53171=14.60$

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu $b_c= b_q= b\gamma=1.0$

Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 1

$s_q=1+(B / L)sin\ \varphi =1+1x0.46947=1.47$, $s\gamma=1-0.3x(1)=1-0.3x1=0.70$, $s_c= (s_q x\ N_q-1)/(N_q-1)=(1.47x14.73-1)/(14.73-1)=1.47$

Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego $i_c= i_g= i\gamma=1.0$

Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu

$q'=D\ x\ \gamma'_b =17.2x1.0=17.20$ kPa dla ciężaru objętościowego gruntu $\gamma =17.20\ KN/m^3$

Nośność obliczeniowa podłoża R wg wzoru dla stopy o wymiarach 0.60x0.60 mb.

$R= Ax(c'x\ N_c\ x\ b_c x\ s_c x\ i_c+q'x\ N_q x\ b_q x\ s_q x\ i_q+0.5xB\ \gamma'x\ N\gamma x\ b\gamma x\ s\gamma x\ i\gamma=$

$R =0.60^2x(0+17.20x14.73x1.47+0.5x17.20x2.90x14.60x0.7)=0.36x(372.43+175.78)=197.36$ KN.

Nośność obliczeniowa $R_d= R/ \gamma = 197.36 / 1.4= 140.97 > 110.00$ KN.

5.02.2.3.Wymiarowanie stopy fundamentowej

Przyjęto:- beton C-20/25, f_{ck}=20 MPa, f_{ctk}=1.50 MPa , $f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29$ MPa, $f_{ctd}=f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07$ MPa

Eb=0.270 MPa

- stal: A-II, f_{yk}=400 MPa, $f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348$ MPa Ea= 2.1 MPa

5.02.2.4. Wysokość stopy.

Wysokość ekonomiczną stopy przyjęto z zależności $h=(0.30 – 0.40)(L-a_s) =(0.30 – 0.40)(0.60-0.40)=(0.06-0.08)$ mb.

Przyjęto wysokość stopy h=0.40 mb. Przyjęto wysokość użyteczną stopy d=h - a=0.40-0.07=0.33 mb.Całkowite obciążenie w poziomie posadowienia stopy V_d=110.00 KN.

Nacisk jednostkowy o wartości obliczeniowej powodujący zginanie

$\sigma_{gd}=V_d/ B^2=110.00 / 60x60=0.0306\ KN/cm^2=0.31$ MPa.

Wytrzymałość charakterystyczna betonu $f_{gd}=0.8x1.8/2=0.72MPa=0.072KN/cm^3$

Wysięg wspornika c=(0.60-0.40)/ 2=0.10 mb

Moment zginający $M=0.125x\sigma_{gd}xBx(L- a_s)^2=0.125x0.031x60x(60.0-40.0)^2=93.00$ KNcm.

Pole przekroju zbrojenia $A_s=M / 0.9xdxf_{yd}= 93.00 / 0.9x33x34.8=0.09\ cm^2>A_{min}=0.0013xdxb=0.0013x33x80.0=3.43\ cm^2$.

Przyjęto zbrojenie:3#12 co 25.0 cm w jednym kierunku o przekroju 3.39 cm^2.

5.02.2.4. Sprawdzenie stopy fundamentowej na przebicie pominięto.

<u>Poz.5.02.3. Stopa fundamentowa pod słup.</u>

5.02.3.1.Zestawienie obciążęń wg PN – 81 / B – 02001.

- reakcja R_2 od podciągu poz. 3.01. - 61.91 61.91 KN
- ciężar własny słupa –$0.25x3.14x0.25^2x3.70x25.0$= 4.54 x 1.35= 6.13 KN
- ciężar trzonu stopy – 0.40x0.40x0.80x25.0= 3.20 x 1.35= 4.32 KN
- ciężar stopy – 0.50x0.50x0.40x25.0= 2.50 x 1.35= 2.50 KN

Razem V_d = 72.15 74.86 KN

Przyjęto V_d = 75.00KN

5.02.3.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego φ =28°

tgφ=0.53171, ctg φ=1.8807, sinφ=0.46947, c=0

$N_q=e^{\pi tg\varphi}xtg^2 (45+\varphi/2)=e^{3.14x0.53171}xtg^2(45+28/2)=2.72^{1.67}x\ tg^2 59^o=5.318x1.66428^2=14.73$

$N_C=(N_q, -1)ctg\ \varphi=(14.73-1)x1.8807=25.82$, $N_\gamma=2x(N_q-1)\ tg\ \varphi =2x(14.73-1)x0.53171=14.60$

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu $b_c= b_q= b\gamma=1.0$

Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 1

$s_q=1+(B / L)sin\ \varphi =1+1x0.46947=1.47$, $s\gamma=1-0.3x(1)=1-0.3x1=0.70$, $s_c= (s_q x\ N_q-1)/(N_q-1)=(1.47x14.73-1)/(14.73-1)=1.47$

Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego $i_c= i_g= i\gamma=1.0$

Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu

$q'=D \times \gamma'_b = 17.2 \times 1.0 = 17.20$ kPa dla ciężaru objętościowego gruntu $\gamma = 17.20$ KN/m^3
Nośność obliczeniowa podłoża R wg wzoru dla stopy o wymiarach 0.40x0.60 mb.
$R = A \times (c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0.5 \times B\ \gamma' \times N\gamma \times b\gamma \times s\gamma \times i\gamma =$
$R = 0.40 \times 0.60 \times (0 + 17.20 \times 14.73 \times 1.47 + 0.5 \times 17.20 \times 2.90 \times 14.60 \times 0.7) = 0.24 \times (372.43 + 175.78) = 137.05$ KN.
Nośność obliczeniowa $R_d = R / \gamma = 137.05 / 1.4 = 97.89 > 75.00$ KN.
5.02.3.3.Wymiarowanie stopy fundamentowej
Przyjęto:- beton C-20/25, $f_{ck}=20$ MPa, $f_{ctk}=1.50$ MPa , $f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29$ MPa, $f_{ctd}=f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07$ MPa
Eb=0.270 MPa
- stal: A-II, $f_{yk}=400$ MPa, $f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348$ MPa Ea= 2.1 MPa
5.02.3.4. Wysokość stopy.
Przyjęto wysokość stopy h=0.40 mb. Przyjęto wysokość użyteczną stopy d=h - a=0.40-0.07=0.33 mb.
Pole przekroju zbrojenia $A_{min}=0.0013 \times d \times b=0.0013 \times 33 \times 60.0=2.57$ cm^2.
Przyjęto zbrojenie:3#12 co 25.0 cm w jednym kierunku o przekroju 3.39 cm^2.
5.02.2.4. Sprawdzenie stopy fundamentowej na przebicie pominięto.

<u>5.03.Ławy fundamentowe.</u>
<u>5.03.1. Ława fundamentowa ściany zewnętrznej Ł-1.</u>
5.03.1.1.Zestawienie obciążęń wg PN – 81 / B – 02001.

- ciężar ściany fundam. gr 25.0 cm. z bloczków bet.-0.25x24.0x1.10=	6.60 x1.35=	8.91 KN/mb.
- ciężar ściany gr. 24.0 cm z bloczków Silka.-0.24x15.0x4.05=	14.58 x1.35=	19.68 KN/mb.
- ciężar tynku wewnętrz. gips. ścian gr.1.2 cm.-x0.012x3.75x12.0=	0.54 x1.35=	0.73 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x30.0 cm.-0.25x0.30x25.0=	1.88 x1.35=	2.53 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.04-0.5x7.80x8.62=	33.62	33.62 KN/mb.
Razem V_{dG} =	43.19	65.47 KN/mb.
Przyjęto V_{dG}=	70.00 KN/mb.	

-ciężar własny ławy fundamentowej o wysokości h=0.40 mb. przy ciężarze ławy $\gamma_b=25$ KN/m^3.
$V_{df}=(B \times h \times 1.00 \times \gamma_{śr}) \times 1.35 = B \times 0.40 \times 1.0 \times 25.0 \times 1.35 = 13.50\ B$
- ciężar ziemi na odsadzkach
$G_d = (B-c_s) \times d_p \times 1.0 \times \gamma_{śr} \times 1.35 = (B-0.25) \times 1.10 \times 1.0 \times 17.2 \times 1.35 = 18.92B-4.73$
- całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy
$V_d = V_{dG} + V_{d1} + G_d = 70.00+13.50B+18.92B-4.73 = 32.42B+65.27$
5.03.1.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego $\varphi = 28^o$
$tg\varphi=0.53171$, $ctg\ \varphi=1.8807$, $sin\varphi=0.46947$, $c=0$
$N_q=e^{\pi tg\varphi} \times tg^2 (45+\varphi/2)=e^{3.14 \times 0.53171} \times tg^2(45+28/2)=2.72^{1.67} \times tg^2 59^o=5.318 \times 1.66428^2=14.73$
$N_C=(N_q, -1)ctg\ \varphi=(14.73-1) \times 1.8807=25.82$
$N_\gamma=2 \times (N_q-1)\ tg\ \varphi = 2 \times (14.73-1) \times 0.53171=14.60$
Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu $b_c= b_q= b\gamma=1.0$
Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 0
$s_q=1+(B / L)sin\ \varphi =1+0 \times 0.46947=1.00$, $s\gamma=1-0.3 \times (0)=1-0.3 \times 1= 1.00$, $s_c= (s_q \times N_q-1)/(N_q-1)=(1.00 \times 14.73-1)/(14.73-1)=1.00$
Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego $i_c= i_g= i\gamma=1.0$
Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu
$q'=D \times \gamma'_b = 17.2 \times 1.0 = 17.20$ kPa dla ciężaru objętościowego gruntu $\gamma = 17.20$ KN/m^3
Nośność obliczeniowa podłoża R w warunkach z odpływem
$R= A \times (c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0.5 \times B\ \gamma' \times N\gamma \times b\gamma \times s\gamma \times i\gamma =$
$R = B \times (0+17.20 \times 14.73 \times 1.00+0.5 \times 17.20 \times B \times 14.60)=B \times (253.36+125.56B)$.
Nośność obliczeniowa $R_d= R/ \gamma = B \times (253.36+125.56B)/ 1.4=B(180.97+89.69B)=89.69B^2+180.97B$
Warunek nośności $V_d= R_d=32.42B+65.27=89.69B^2+180.97B$, Stąd $89.69\ B^2+148.55B-65.27=0$
5.03.1.3. Wymiarowanie ławy fundamentowej
5.03.1.3.1.Dane materiałowe
Przyjęto:- beton C-20/25, $f_{ck}=20$ MPa, $f_{ctk}=1.50$ MPa , $f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29$ MPa,
$f_{ctd}= f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07$ MPa Eb=0.270 MPa
- stal: A-III, $f_{yk}=400$ MPa, $f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348$ MPa Ea= 2.10 MPa

5.03.1.3.2.Określenie szerokości ławy.

$\Delta=148.55^2-4x89.69x(-65.27)=22067.10+23416.27=45483.37$

$B=-148.55+(45483.37)^{0.5}/2x89.69=0.36$ mb. Przyjęto szerokość ławy b=0.40 mb.

5.03.1.3.3. Określenie wysokości ławy.

Wysokość ławy betonowej niezbrojonej określono ze wzoru: $h=1.18xcx(3x\sigma_{gd}/f_{gd})^{0.5}$.

Całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy

$V_d=32.42B+65.27=32.42x0.40+65.27=12.97+65.27=78.24$ KN.

Nacisk jednostkowy pod podstawą ławy, odpór podłoża

$\sigma_{gd}=V_d/ BxL=78.24/0.40x1.0=195.60$ kPa=0.20 MPa,

Wytrzymałość charakterystyczna betonu $f_{gd}=0.8x1.8/2=0.72$ MPa=0.072KN/cm^3

Wysięg wspornika c=(0.40-0.25)/ 2=0.075

$h=1.18xcx(3x\sigma_{gd}/f_{gd})^{0.5}=1.18x0.075x(3x0.20/0.072)^{0.5}=0.255$ mb. Przyjęto h=0.40 mb

5.03.1.3.4. Zbrojenia ławy fundamentowej

Moment zginający od odporu gruntu $M=0.5x\sigma_{gd}xc^2=0.5x195.60x0.075^2=0.55$ KNmb=55.00 KNcm.

h= 0.40 mb., otulenie a = 0.07 mb. stąd $h_o=0.40 – 0.07 = 0.33$ mb., b =0.70 mb.

Pole przekroju zbrojenia $A_s=55.0 / 0.9x33.0x34.8=0.053$ cm^2< A_{min} =0.0013xdxb=0.0013x33x40=1.72cm^2.

Przyjęto zbrojenie podłużne ławy z prętów # 12 mm o rozstawie osiowym co 25.0 cm. co stanowi przekrój prętów na 1.0 mb ławy A_s=2.26 cm^2.

<u>5.03.2. Ława fundamentowa ściany wewnętrznej Ł-2.</u>

5.03.2.1.Zestawienie obciążęń wg PN – 81 / B – 02001.

- ciężar ściany fundam. gr 25.0 cm. z bloczków bet.-0.25x24.0x1.10=	6.60 x1.35=	8.91 KN/mb.
- ciężar ściany gr. 24.0 cm z bloczków Silka.-0.24x15.0x6.55=	23.58 x1.35=	31.83KN/mb.
- ciężar tynku wewnętrz. gips. ścian gr.1.2 cm.-2x0.012x7.40x12.0=	4.18 x1.35=	5.64 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x30.0 cm.- 2x0.25x0.30x25.0=	3.76 x1.35=	5.08 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x25.0 cm.- 2x0.25x0.25x25.0=	1.56 x1.35=	2.11 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.04-0.5x7.80x8.62=	33.62	33.62 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.10-0.5x3.00x8.62=	12.93	12.93 KN/mb.
	Razem V_{dG} =	91.21 KN/mb.
	Przyjęto V_{dG}= 95.00 KN/mb.	

-ciężar własny ławy fundamentowej o wysokości h=0.40 mb. przy ciężarze ławy γ_b =25 KN/m^3.

$V_{df}=(B x hx1.00 x \gamma_{śr})x1.35=Bx0.40x1.0x25.0x1.35=13.50 B$

- ciężar ziemi na odsadzkach

$G_d =(B-c_s)xd_px1.0x \gamma_{śr}x1.35=(B-0.25)x1.10x1.0x17.2x1.35=18.92B-4.73$

- całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy

$V_d= V_{dG} +V_{d1} +G_d=95.00+13.50B+18.92B-4.73=32.42B+90.27$

5.03.2.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego φ =28°

tgφ=0.53171, ctg φ=1.8807, sinφ=0.46947, c=0

$N_q=e^{\pi tg\varphi}xtg^2 (45+\varphi/2)=e^{3.14x0.53171}xtg^2(45+28/2)=2.72^{1.67}x tg^2 59^o=5.318x1.66428^2=14.73$

$N_C=(N_q, -1)ctg \varphi=(14.73-1)x1.8807=25.82$

$N_\gamma=2x(N_q-1) tg \varphi =2x(14.73-1)x0.53171=14.60$

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu $b_c= b_q= b\gamma=1.0$

Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 0

$s_q=1+(B / L)sin \varphi =1+0x0.46947=1.00$, $s\gamma=1-0.3x(0)=1-0.3x1= 1.00$, $s_c= (s_qx N_q-1)/(N_q-1)=(1.00x14.73-1)/(14.73-1)=1.00$

Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego $i_c= i_g= i\gamma=1.0$

Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu

$q'=D x \gamma'_b =17.2x1.0=17.20$ kPa dla ciężaru objętościowego gruntu γ =17.20 KN/m^3

Nośność obliczeniowa podłoża R w warunkach z odpływem

$R= Ax(c'x N_c x b_cx s_cx i_c+q'x N_qx b_qx s_qx i_q+0.5xB \gamma'x N\gamma x b\gamma x s\gamma x i\gamma=$

$R =Bx(0+17.20x14.73x1.00+0.5x17.20xBx14.60)=Bx(253.36+125.56B)$.

Nośność obliczeniowa $R_d= R/ \gamma = Bx(253.36+125.56B)/ 1.4=B(180.97+89.69B)=89.69B^2+180.97B$

Warunek nośności $V_d= R_d=32.42B+90.27=89.69B^2+180.97B$, Stąd $89.69 B^2+148.55B-90.27=0$

5.03.2.3. Wymiarowanie ławy fundamentowej

5.03.2.3.1.Dane materiałowe

Przyjęto:- beton C-20/25, f_{ck}=20 MPa, f_{ctk}=1.50 MPa , f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29 MPa,

f_{ctd}= f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07 MPa Eb=0.270 MPa

- stal: A-III, f_{yk}=400 MPa, f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348 MPa Ea= 2.10 MPa

5.03.2.3.2.Określenie szerokości ławy.

Δ=148.55^2-4x89.69x(-90.27)=22067.10+32385.27=54452.27

B=-148.55+(54452.27) $^{0.5}$/2x89.69=0.47 mb. Przyjęto szerokość ławy b=0.50 mb.

5.03.2.3.3. Określenie wysokości ławy.

Wysokość ławy betonowej niezbrojonej określono ze wzoru: h=1.18xcx(3xσ_{gd}/f_{gd}) $^{0.5}$.

Całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy

V_d=32.42B+90.27=32.42x0.50+90.27=16.21+90.27=106.48 KN.

Nacisk jednostkowy pod podstawą ławy, odpór podłoża

σ_{gd}=V_d/ BxL=106.48/0.50x1.0=212.96kPa=0.21 MPa,

Wytrzymałość charakterystyczna betonu f_{gd}=0.8x1.8/2=0.72 MPa=0.072KN/cm^3

Wysięg wspornika c=(0.50-0.25)/ 2=0.125

h=1.18xcx(3xσ_{gd}/f_{gd}) $^{0.5}$=1.18x0.125x(3x0.21/0.072) $^{0.5}$=0.436 mb. Przyjęto h=0.40 mb

5.03.2.3.4. Zbrojenia ławy fundamentowej

Moment zginający od odporu gruntu M=0.5xσ_{gd}xc^2=0.5x212.96x0.125^2=1.664 KNmb=166.40 KNcm.

h= 0.40 mb., otulenie a = 0.07 mb. stąd h_o=0.40 – 0.07 = 0.33 mb., b =0.70 mb.

Pole przekroju zbrojenia A_s=166.40 / 0.9x33.0x34.8=0.161 cm^2< A_{min} =0.0013xdxb=0.0013x33x40=1.72cm^2.

Przyjęto zbrojenie podłużne ławy z prętów # 12 mm o rozstawie osiowym co 25.0 cm. co stanowi przekrój prętów na 1.0 mb ławy A_s=2.26 cm^2.

5.03.3. Ława fundamentowa ściany wewnętrznej Ł-3.

5.03.3.1.Zestawienie obciążeń wg PN – 81 / B – 02001.

- ciężar ściany fundam. gr 25.0 cm. z bloczków bet.-0.25x24.0x1.10=	6.60	x 1.35=	8.91 KN/mb.
- ciężar ściany gr. 24.0 cm z bloczków Silka.-0.24x15.0x3.75=	13.50	x 1.35=	18.23KN/mb.
- ciężar tynku wewnętrz. gips. ścian gr.1.2 cm.-2x0.012x3.80x12.0=	1.37	x 1.35=	1.85 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x30.0 cm.- 0.25x0.30x25.0=	1.875	x 1.35=	2.53 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.05-0.5x7.80x8.62=	33.62		33.62 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.09-0.5x4.20x8.62=	18.10		18.10 KN/mb.
	Razem V_{dG} =		78.07 KN/mb.

Przyjęto V_{dG}= 80.00 KN/mb.

-ciężar własny ławy fundamentowej o wysokości h=0.40 mb. przy ciężarze ławy γ_b =25 KN/m^3.

V_{df}=(B x hx1.00 x $\gamma_{śr}$)x1.35=Bx0.40x1.0x25.0x1.35=13.50 B

- ciężar ziemi na odsadzkach

G_d =(B-c_s)xd_px1.0x $\gamma_{śr}$x1.35=(B-0.25)x1.10x1.0x17.2x1.35=18.92B-4.73

- całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy

V_d= V_{dG} +V_{d1} +G_d=80.00+13.50B+18.92B-4.73=32.42B+75.27

5.03.3.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego φ =28°

tgφ=0.53171, ctg φ=1.8807, sinφ=0.46947, c=0

N_q=e$^{\pi tg\varphi}$xtg^2 (45+φ/2)=e$^{3.14x0.53171}$xtg^2(45+28/2)=2.72$^{1.67}$x tg^{2}59°=5.318x1.66428 ^{2}=14.73

N_C=(N_q, -1)ctg φ=(14.73-1)x1.8807=25.82

N_γ=2x(N_q-1) tg φ =2x(14.73-1)x0.53171=14.60

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu b_c= b_q= bγ=1.0

Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 0

s_q=1+(B / L)sin φ =1+0x0.46947=1.00, sγ=1-0.3x(0)=1-0.3x1= 1.00, s_c= (s_qx N_q-1)/(N_q-1)=(1.00x14.73-1)/(14.73-1)=1.00

Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego i_c= i_g= iγ=1.0

Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu

q'=D x γ'_b =17.2x1.0=17.20 kPa dla ciężaru objętościowego gruntu γ =17.20 KN/m^3

Nośność obliczeniowa podłoża R w warunkach z odpływem

R= Ax(c'x N_c x b_cx s_cx i_c+q'x N_qx b_qx s_qx i_q+0.5xB γ'x Nγx bγx sγx iγ=
R =Bx(0+17.20x14.73x1.00+0.5x17.20xBx14.60)=Bx(253.36+125.56B).
Nośność obliczeniowa R_d= R/ γ = Bx(253.36+125.56B)/ 1.4=B(180.97+89.69B)=89.69B^2+180.97B
Warunek nośności V_d= R_d=32.42B+75.27=89.69B^2+180.97B, Stąd 89.69 B^2+148.55B-75.27=0
5.03.3.3. Wymiarowanie ławy fundamentowej
5.03.3.3.1.Dane materiałowe
Przyjęto:- beton C-20/25, f_{ck}=20 MPa, f_{ctk}=1.50 MPa , f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29 MPa,
f_{ctd}= f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07 MPa Eb=0.270 MPa
- stal: A-III, f_{yk}=400 MPa, f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348 MPa Ea= 2.10 MPa
5.03.3.3.2.Określenie szerokości ławy.
Δ=148.55^2-4x89.69x(-75.27)=22067.10+27003.87= 49070.97
B=-148.55+(49070.97) $^{0.5}$/2x89.69=0.407 mb. Przyjęto szerokość ławy b=0.45 mb.
5.02.3.3.3. Określenie wysokości ławy.
Wysokość ławy betonowej niezbrojonej określono ze wzoru: h=1.18xcx(3xσ$_{gd}$/f $_{gd}$) $^{0.5}$.
Całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy
V_d=32.42B+75.27=32.42x0.45+75.27=14.59+75.27=89.86 KN.
Nacisk jednostkowy pod podstawą ławy, odpór podłoża
σ$_{gd}$=V_d/ BxL=89.86/0.45x1.0=199.69 kPa=0.20 MPa,
Wytrzymałość charakterystyczna betonu f$_{gd}$=0.8x1.8/2=0.72 MPa=0.072KN/cm^3
Wysięg wspornika c=(0.45-0.25)/ 2=0.10
h=1.18xcx(3xσ$_{gd}$/f $_{gd}$) $^{0.5}$=1.18x0.10x(3x0.20/0.072) $^{0.5}$=0.34 mb. Przyjęto h=0.40 mb
5.03.3.3.4. Zbrojenia ławy fundamentowej
Moment zginający od odporu gruntu M=0.5xσ$_{gd}$xc^2=0.5x199.69x0.10^2=0.998 KNmb=99.80 KNcm.
h= 0.40 mb., otulenie a = 0.07 mb. stąd h_o=0.40 – 0.07 = 0.33 mb., b =0.70 mb.
Pole przekroju zbrojenia A_s=99.80 / 0.9x33.0x34.8=0.096 cm^2< A_{min} =0.0013xdxb=0.0013x33x40=1.72cm^2.
Przyjęto zbrojenie podłużne ławy z prętów # 12 mm o rozstawie osiowym co 25.0 cm. co
stanowi przekrój prętów na 1.0 mb ławy A_s=2.26 cm^2.

5.03.4. Ława fundamentowa ściany wewnętrznej Ł-4.
5.03.4.1.Zestawienie obciążeń wg PN – 81 / B – 02001.

- ciężar ściany fundam. gr 25.0 cm. z bloczków bet.-0.25x24.0x1.10=	6.60 x1.35=	8.91 KN/mb.
- ciężar ściany gr. 24.0 cm z bloczków Silka.-0.24x15.0x6.55=	23.58 x1.35=	31.83 KN/mb.
- ciężar tynku wewnętrz. gips. ścian gr.1.2 cm.-2x0.012x7.40x12.0=	4.18 x1.35=	5.64 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x30.0 cm.- 2x0.25x0.30x25.0=	3.76 x1.35=	5.08 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x25.0 cm.- 2x0.25x0.25x25.0=	1.56 x1.35=	2.11 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.05-0.5x6.60x7.39=	24.39	24.39 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.09-0.5x4.20x8.62=	18.10	18.10 KN/mb.
	Razem V_{dG} =	96.06KN/mb.
	Przyjęto V_{dG}= 100.00 KN/mb.	

-ciężar własny ławy fundamentowej o wysokości h=0.40 mb. przy ciężarze ławy $γ_b$ =25 KN/m^3.
V_{df}=(B x hx1.00 x $γ_{śr}$)x1.35=Bx0.40x1.0x25.0x1.35=13.50 B
- ciężar ziemi na odsadzkach
G_d =(B-c_s)xd_px1.0x $γ_{śr}$x1.35=(B-0.25)x1.10x1.0x17.2x1.35=18.92B-4.73
- całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy
V_d= V_{dG} +V_{d1} +G_d=100.00+13.50B+18.92B-4.73=32.42B+95.27
5.03.4.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego φ =28°
tgφ=0.53171, ctg φ=1.8807, sinφ=0.46947, c=0
N_q=$e^{πtgφ}$xtg^2 (45+φ/2)=$e^{3.14x0.53171}$xtg^2(45+28/2)=2.72$^{1.67}$x tg^{2}59°=5.318x1.66428 ^{2}=14.73
N_C=(N_q, -1)ctg φ=(14.73-1)x1.8807=25.82
$N_γ$=2x(N_q-1) tg φ =2x(14.73-1)x0.53171=14.60
Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu b_c= b_q= bγ=1.0
Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 0

s_q=1+(B / L)sin φ =1+0x0.46947=1.00, sγ=1-0.3x(0)=1-0.3x1= 1.00, s_c= (s_qx N_q-1)/(N_q-1)=(1.00x14.73-1)/(14.73-1)=1.00
Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego i_c= i_g= iγ=1.0
Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu
q'=D x γ'_b =17.2x1.0=17.20 kPa dla ciężaru objętościowego gruntu γ =17.20 KN/m^3
Nośność obliczeniowa podłoża R w warunkach z odpływem
R= Ax(c'x N_c x b_cx s_cx i_c+q'x N_qx b_qx s_qx i_q+0.5xB γ'x Nγx bγx sγx iγ=
R =Bx(0+17.20x14.73x1.00+0.5x17.20xBx14.60)=Bx(253.36+125.56B).
Nośność obliczeniowa R_d= R/ γ = Bx(253.36+125.56B)/ 1.4=B(180.97+89.69B)=89.69B^2+180.97B
Warunek nośności V_d= R_d=32.42B+95.27=89.69B^2+180.97B, Stąd 89.69 B^2+148.55B-95.27=0
5.03.4.3. Wymiarowanie ławy fundamentowej
Przyjęto:- beton C-20/25, f_{ck}=20 MPa, f_{ctk}=1.50 MPa , f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29 MPa,
5.03.4.3.1.Dane materiałowe
f_{ctd}= f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07 MPa Eb=0.270 MPa
- stal: A-III, f_{yk}=400 MPa, f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348 MPa Ea= 2.10 MPa
5.03.4.3.2.Określenie szerokości ławy.
Δ=148.55^2-4x89.69x(-95.27)=22067.10+34179.07= 56246.17
B=-148.55+$(56246.17)^{0.5}$/2x89.69=0.494 mb. Przyjęto szerokość ławy b=0.50 mb.
5.03.4.3.3. Określenie wysokości ławy.
Wysokość ławy betonowej niezbrojonej określono ze wzoru: h=1.18xcx$(3x\sigma_{gd}/f_{gd})^{0.5}$.
Całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy
V_d=32.42B+95.27=32.42x0.50+95.27=16.21+95.27= 111.48 KN.
Nacisk jednostkowy pod podstawą ławy, odpór podłoża
σ_{gd}=V_d/ BxL= 111.48/0.50x1.0=222.96 kPa=0.22 MPa,
Wytrzymałość charakterystyczna betonu f_{gd}=0.8x1.8/2=0.72 MPa=0.072KN/cm^3
Wysięg wspornika c=(0.50-0.25)/ 2=0.125
h=1.18xcx$(3x\sigma_{gd}/f_{gd})^{0.5}$=1.18x0.125x$(3x0.22/0.072)^{0.5}$=0.447 mb. Przyjęto h=0.40 mb.
5.03.4.3.4. Zbrojenia ławy fundamentowej
Moment zginający od odporu gruntu M=0.5xσ_{gd}xc^2=0.5x222.96x0.125^2=1.742 KNmb=174.20 KNcm.
h= 0.40 mb., otulenie a = 0.07 mb. stąd h_o=0.40 – 0.07 = 0.33 mb., b =0.70 mb.
Pole przekroju zbrojenia A_s=174.20 / 0.9x33.0x34.8=0.169 cm^2< A_{min} =0.0013xdxb=0.0013x33x40=1.72cm^2.
Przyjęto zbrojenie podłużne ławy z prętów # 12 mm o rozstawie osiowym co 25.0 cm. co
stanowi przekrój prętów na 1.0 mb ławy A_s=2.26 cm^2.

5.03.5. Ława fundamentowa ściany wewnętrznej Ł-5.
5.03.5.1.Zestawienie obciążeń wg PN – 81 / B – 02001.

- ciężar ściany fundam. gr 25.0 cm. z bloczków bet.-0.25x24.0x1.10=	6.60 x 1.35=	8.91 KN/mb.
- ciężar ściany gr. 24.0 cm z bloczków Silka.-0.24x15.0x6.75=	24.30 x 1.35=	32.81KN/mb.
- ciężar tynku wewnętrz. gips. ścian gr.1.2 cm.-2x0.012x6.75x12.0=	2.43 x 1.35=	3.28 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x30.0 cm.- 0.25x0.30x25.0=	1.875 x 1.35=	2.53 KN/mb.
- obciążenie od połaci dachowej poz. 1.01. –(0.564+1.08+0.017)x0.5x11.65=		9.68 KN/mb.
	Razem V_{dG} =	57.21 KN/mb.

Przyjęto V_{dG}= 60.00 KN/mb.
Przyjęto ławę Ł-1 o szerokości 40.0 cm jak w poz. 5.03.1.

5.03.6. Ława fundamentowa ściany wewnętrznej Ł-6.
5.03.6.1.Zestawienie obciążeń wg PN – 81 / B – 02001.

- ciężar ściany fundam. gr 25.0 cm. z bloczków bet.-0.25x24.0x1.10=	6.60 x 1.35=	8.91 KN/mb.
- ciężar ściany gr. 24.0 cm z bloczków Silka.-0.24x15.0x3.75=	13.50 x 1.35=	18.23KN/mb.
- ciężar tynku wewnętrz. gips. ścian gr.1.2 cm.-2x0.012x3.80x12.0=	1.37 x 1.35=	1.85 KN/mb.
- ciężar wieńca żelbetowego 25.0x30.0 cm.- 0.25x0.30x25.0=	1.875 x 1.35=	2.53 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.08-0.5x4.50x8.62=	19.40	19.40 KN/mb.
- ciężar stropu z płyt kanałowych poz. 2.07-0.5x4.80x8.62=	20.69	20.69 KN/mb.
	Razem V_{dG} =	71.61 KN/mb.

Przyjęto V_{dG}= 75.00 KN/mb.

-ciężar własny ławy fundamentowej o wysokości h=0.40 mb. przy ciężarze ławy γ_b =25 KN/m^3.

V_{df}=(B x hx1.00 x $\gamma_{śr}$)x1.35=Bx0.40x1.0x25.0x1.35=13.50 B

- ciężar ziemi na odsadzkach

G_d =(B-c_s)xd_px1.0x $\gamma_{śr}$x1.35=(B-0.25)x1.10x1.0x17.2x1.35=18.92B-4.73

- całkowite obciążenie w poziomie posadowienia ławy

V_d= V_{dG} +V_{d1} +G_d=75.00+13.50B+18.92B-4.73=32.42B+70.27

5.03.6.2. Określenie nośności podłoża gruntowego dla kąta tarcia wewnętrznego φ =28°

tgφ=0.53171, ctg φ=1.8807, sinφ=0.46947, c=0

N_q=$e^{\pi tg\varphi}$xtg^2 (45+φ/2)=$e^{3.14x0.53171}$xtg^2(45+28/2)=2.72$^{1.67}$x $tg^2$59°=5.318x1.66428 ^{2}=14.73

N_C=(N_q, -1)ctg φ=(14.73-1)x1.8807=25.82

N_γ=2x(N_q-1) tg φ =2x(14.73-1)x0.53171=14.60

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu b_c= b_q= bγ=1.0

Współczynniki kształtu fundamentu dla ławy prostokątnej o nieskończonej długości B / L = 0

s_q=1+(B / L)sin φ =1+0x0.46947=1.00, sγ=1-0.3x(0)=1-0.3x1= 1.00, s_c= (s_qx N_q-1)/(N_q-1)=(1.00x14.73-1)/(14.73-1)=1.00

Współczynniki nachylenia obciążenia spowodowane brakiem obciążenia poziomego i_c= i_g= iγ=1.0

Efektywne obliczeniowe naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu

q'=D x γ'_b =17.2x1.0=17.20 kPa dla ciężaru objętościowego gruntu γ =17.20 KN/m^3

Nośność obliczeniowa podłoża R w warunkach z odpływem

R= Ax(c'x N_c x b_cx s_cx i_c+q'x N_qx b_qx s_qx i_q+0.5xB γ'x Nγx bγx sγx iγ=

R =Bx(0+17.20x14.73x1.00+0.5x17.20xBx14.60)=Bx(253.36+125.56B).

Nośność obliczeniowa R_d= R/ γ = Bx(253.36+125.56B)/ 1.4=B(180.97+89.69B)=89.69B^2+180.97B

Warunek nośności V_d= R_d=32.42B+70.27=89.69B^2+180.97B, Stąd 89.69 B^2+148.55B-70.27=0

5.03.6.3. Wymiarowanie ławy fundamentowej

5.03.6.3.1.Dane materiałowe

Przyjęto:- beton C-20/25, f_{ck}=20 MPa, f_{ctk}=1.50 MPa , f_{cd}= f_{ck}/1.4=20 :1.4=14.29 MPa,

f_{ctd}= f_{ctk}/1.4=1.5:1.4=1.07 MPa Eb=0.270 MPa

- stal: A-III, f_{yk}=400 MPa, f_{yd}=f_{yk}1.15=400/1.15=348 MPa Ea= 2.10 MPa

5.03.6.3.2.Określenie szerokości ławy.

Δ=148.55^2-4x89.69x(-70.27)=22067.10+25210.07= 47277.17

B=-148.55+(47277.17) $^{0.5}$/2x89.69=0.384 mb. Przyjęto szerokość ławy b=0.40 mb.

Przyjęto ławę Ł-1 jak w poz. 5.03.1.