



Białystok, 05.10.2020r.

PROJEKT BUDOWLANY BUDYNKU ŚWIETLICY WIEJSKIEJ WRAZ Z NIEZBĘDNYMI URZĄDZENIAMI BUDOWLANymi

LOKALIZACJA:

Leńce, gm. Dobrzyniewo Duże
dz. nr ewid. 106/1
jednostka ewid. Dobrzyniewo Duże
obręb ewid. 0011 Leńce

PROJEKTANT KONSTRUKCJI:

mgr inż. RAFAŁ WÓJCIK
upr. nr: PDL/0002/POOK/12
do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

SPIS TREŚCI:

- A) CZĘŚĆ OPISOWA
- B) OBLICZENIA STATYCZNE
- C) CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Nr rys.	tytuł	skala
KB/01	RZUT KONSTRUKCYJNY FUNDAMENTÓW	1:50
KB/02	RZUT KONSTRUKCYJNY PARTERU	1:50
KB/03	RZUT KONSTRUKCYJNY PODDASZA	1:50

A) OPIS TECHNICZNY – CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

1. Podstawa opracowania i materiały wyjściowe

- założenia konstrukcyjne obiektu,
- uzgodnienia z inwestorem,
- projekt branży architektonicznej.

2. Układ konstrukcyjny budynku

Projektowany budynek świetlicy wiejskiej zaprojektowany został w technologii murowanej ze stropem żelbetowym. Dach o konstrukcji drewnianej. Budynek parterowy z poddaszem nieużytkowym. Posadowienie budynku bezpośrednie na ławach i stopach żelbetowych. Układ konstrukcyjny budynku stanowić będą ściany zewnętrzne oraz wewnętrzne połączone w poziomie stropem żelbetowym wylewanym na mokro. Podstawowe elementy nośne obiektu jak: nadproża, słupy i krokwie obliczono jako wolnopodparte jedno i wieloprzęslowe.

3. Wykaz norm i literatury oraz założenia projektowe

- PN-77/B-02011. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- PN-80/B-02010. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem z uwzględnieniem zmian Az1 do tej normy (z października 2006r.),
- PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologicznie. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- PN-B-03150:2000 "Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie" z uwzględnieniem zmian Az1, Az2 i Az3 do tej normy,
- PN-B-03264:2002 "Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie."
- PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

4. Przyjęte strefy obciążeń

- obciążenie śniegiem – IV strefa
- obciążenie wiatrem – I strefa
- III strefa przemarzania gruntu - minimalna głębokość przemarzania $h = 1,20$ m p.p.t.

5. Warunki gruntowo-wodne

Na podstawie lokalnych odkrywek na głębokość poniżej projektowanego posadowienia ław fundamentowych oraz wywiadu środowiskowego do obliczeń przyjęto dopuszczalne naprężenia krawędziowe $\sigma_{\max} \leq 150$ kPa. Woda gruntowa występuje poniżej projektowanego poziomu posadowienia ław fundamentowych. Minimalna głębokość przemarzania na tym terenie wynosi $h = 1,20$ m p.p.t. Grunt po wykonaniu wykopu powinien być odebrany przez uprawnionego geologa.

W przypadku stwierdzenia w czasie wykopów występowania w poziomie posadowienia

- **gruntów nasypowych,**
- **innych gruntów nienośnych,**
- **gruntów o słabej nośności**

należy niezwłocznie powiadomić projektanta, celem znalezienia właściwego sposobu posadowienia budynku.

6. Kategoria geotechniczna gruntu

Budynek mieszkalny został zaliczony do pierwszej kategorii geotechnicznej – posadowiony w prostych warunkach gruntowych – zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 r., Nr 81, poz. 463).

7. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe podstawowych elementów konstrukcji obiektu

7.1. Materiały

- beton konstrukcyjny fundamentów C20/25 (B25),
- beton konstrukcyjny kondygnacji nadziemnych C25/30 (B30),
- beton podkładowy C12/15 (B15),
- stal zbrojeniowa B500SP, St500S – (AIIIN), S235J (A-I),
- bloczki betonowe gr. 24 cm z betonu C12/15 (B15),
- pustaki ceramiczne klasy 15,
- zaprawa cementowa z plastifikatorami klasy M5,
- drewno konstrukcyjne kl. C24.

Należy stosować wyłącznie materiały budowlane dopuszczone odpowiednimi przepisami krajowymi do stosowania w budownictwie.

7.2. Fundamenty

Zaprojektowano posadowienie obu budynków bezpośrednio na ławach i stopach fundamentowych na jednym poziomie. Ławy fundamentowe o wysokości 40cm zaprojektowano jako żelbetowe z betonu klasy C20/25 (B25) zbrojone podłużnie prętami 4#12 (stal A-IIIN) oraz strzemionami stalą A-I (St3S). Pod fundamentami warstwa betonu podkładowego C12/15 (B15) grub. 10cm.

Pod wszystkie schody i tarasy zewnętrzne stosować podwaliny betonowe o szerokości min. 25cm i zagłębione min. 120cm poniżej projektowanego terenu.

Minimalna dolna otulina prętów zbrojenia 5cm. Należy zapewnić ciągłość zbrojenia podłużnego ław, szczególnie w narożach stosując zakłady min. 60cm oraz zbrojenie kątowe.

W trakcie robót ziemnych i wykonywania ław należy skoordynować prace z projektem instalacji sanitarnych wewnętrznych oraz przyłączy tak, aby wykonać przejścia sanitarne w ławach i ścianach fundamentowych. Uziomy wg projektu elektrycznego.

7.3. Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe zaprojektowano z bloczków betonowych gr. 24cm z betonu kl. C12/15 (B15) na zaprawie cementowej z plastifikatorami marki „5”. Kategoria produkcji elementów murowych I, roboty murarskie wykonać w kategorii B. Alternatywnie ściany fundamentowe wykonać jako monolityczne z betonu klasy min. C20/25 (B25). Ścianę fundamentową zakończyć wieńcem żelbetowym wylewanym wg rysunków szczegółowych.

Na ławach oraz wierzchu ścian fundamentowych należy ułożyć poziomą izolację przeciwwilgociową, izolacje pionowe wykonać wg przekrojów i opisów architektonicznych.

7.4. Płyta posadzki na gruncie

Płyte betonową posadzek wewnętrznych jak i zewnętrznych na gruncie wykonać z betonu klasy C12/15. Płyte posadzki zaleca się zbroić w środku grubości siatką zbrojeniową ze stali A-IIIN, pręty $\varnothing 6$ w oczkach 20x20cm. Płyte należy oddylać od ścian budynku za pomocą dwóch warstw papy asfaltowej. Płyty posadzek należy układać na podłożu żwirowo-piaskowych o grubości min. 30cm i wskaźniku zagęszczenia $I_s=0,97$. Wskaźnik zagęszczenia podłoża podkładowego pod posadzkę powinien być sprawdzony przez uprawnionego geologa i potwierdzony wpisem do dziennika budowy. Zaleca się, aby gładź cementową podłóg układaną na warstwie izolacyjnej zbroić przeciwskurczowo (np. zbrojenie rozproszone).

7.5. Rdzenie i słupy żelbetowe

Rdzenie i słupy wykonać z betonu klasy C25/30 zbrojone stalą klasy A-IIIN (np. B500SP) oraz A-I (St3S).

W miejscu łączenia prętów zagęścić podwójnie rozstaw strzemion, pręty łączyć po wysokości słupa/rdzenia na zakład min. 60cm. Ograniczyć do minimum ilość przerw roboczych w betonowaniu słupów/rdzeni. Zbrojenie rdzeni wpuścić optymalnie i zakotwić w elementach konstrukcyjnych żelbetowych tj. nadprożach, podciągach, wieńcach.

7.6. Ściany konstrukcyjne nadziemne

Ściany nadziemne zaprojektowano, jako wykonane z elementów murowych (pustaki ceramiczne klasy 15) na zaprawie cementowej z plastifikatorami marki M5.

Należy zapewnić właściwe wiązanie pomiędzy ścianami konstrukcyjnymi, rdzeniami oraz ścianami działowymi za pomocą np. strzępi. Ściany murowane konstrukcyjne i działowe zbroić na styku z rdzeniami żelbetowymi - dyblami 2 pręty $\varnothing 6$ co 2 spoinę, zalecane zbrojenie prefabrykowane typu Murfor RND dostosowane do szerokości ściany (opcjonalnie zabetonować zamek za pomocą tzw. strzępi). Kategoria produkcji elementów murowych I, roboty murarskie wykonać w kategorii B.

7.7. Ściany nadziemne osłonowe i działowe

Wszelkie ściany murowane, osłonowe i wewnętrzne nienośne, należy podmurować pod strop/nadproże z zachowaniem szczeliny gr. 2cm dopiero po usunięciu wszystkich podpór montażowych. Szczelinę należy wypełnić styropianem.

7.8. Nadproża, podciągi i nadciągi

Podciągi/nadciągi i nadproża żelbetowe wylewane z betonu klasy C25/30, zbrojone stalą klasy A-IIIIN (np. B500SP) oraz A-I (St3S). W miejscu oparcia podciągów / nadproży na ścianach murowanych zastosować poduszki betonowe zbrojone siatkami z prętów $\varnothing 6$ co 15cm, opcjonalnie z cegły pełnej kl.15.

7.9. Stropy

Strop nad parterem zaprojektowano jako żelbetowe monolityczne krzyżowo zbrojone grubości 16cm i 20cm. Strop z betonu klasy C25/30 zbrojone stalą klasy A-IIIIN (np. B500SP) oraz A-I (St3S).

Przejścia przez strop wentylacji grawitacyjnej oraz pionów sanitarnych wykonać zgodnie z projektami branżowymi i zaszalować przed wylaniem stropu.

Zaleca się stosowanie zbrojenia podporowego z prętów ze stali klasy A-IIIIN w postaci odginanych klamer połączonych razem z podciągami i wieńcami.

7.10. Daszek

Daszek zaprojektowano jako żelbetowy monolityczny wspornikowy zbrojony o zmiennej grubości 14÷16cm. Daszek z betonu klasy C20/25 zbrojony stalą klasy A-IIIIN (np. B500SP) oraz A-I (St3S).

7.11. Wieńce

Przyjęto wieńce żelbetowe jako wykonane z betonu C20/25 – część fundamentowa oraz C25/30 – część nadziemna, zbrojone A-IIIIN (np. B500SP) oraz stalą A-I (St3S). Zbrojenie wieńców z min. czterech prętów o średnicy 12mm, strzemiona o średnicy 6mm o podstawowym rozstawie co 25cm.

Należy zachować ciągłość prętów zbrojeniowych w wieńcach łącząc je na zakład min. 60cm nie więcej niż 2 pręty w jednym przekroju. W narożnikach oraz miejscu łączenia wieńców prostopadłych należy stosować zbrojenie kątowe o dł. ramienia 75cm.

7.12. Dach

Dach płatwiowo-kleszczowy dwuspadowy o nachyleniu połaci dachowych 30°. Elementy dachu - płatwie o przekroju 16/24cm, oparte na słupkach drewnianych o przekroju 16/16cm w rozstawie ja na rzucie konstrukcyjnym. Krokwie o przekroju 8/20cm w rozstawie co max 90cm, kleszcze dwugąłzowe o przekroju 2x6/18cm, murlaty o przekroju 16/16cm mocowane kotwami #16 do wieńca kolankowego w rozstawie maksymalnie co 1,20m. Projektuje się elementy więźby z drewna klasy min. C24 o wilgotności do 12% (wg PN-B-03150).

Rozmieszczenie oraz wymiary elementów wg przekrojów oraz rzutu więźby dachowej proj. arch. Do połączeń poszczególnych elementów więźby użyć łączników ocynkowanych systemowych np. firmy SIMPSON STRONG-TIE oraz połączeń śrubowych. Wiatrownice połaci (nie pokazane w części rysunkowej) należy wykonać z elementów 4/10cm lub krzyżowo z płaskownika stalowego ocynkowanego, zgodnie ze sztuką budowlaną.

Na styku elementów drewnianych z murowanymi / wylewanymi żelbetowymi zapewnić odpowiednią izolację przeciwwilgociową (papa lub folia PE). Zabezpieczenie elementów drewnianych wykonać poprzez zaimpregnowanie preparatami owado- i grzybobójczymi np. SOLTOX, INTOX S oraz ogniochronnymi np. OGNIOPHON, FOBOS, FIRESTOP.

Przed przystąpieniem do wyznaczania i wykonania poszczególnych elementów więźby dachowej należy dokładnie sprawdzić poprzeczne i podłużne wymiary budynku w poziomie oparcia dachu. Po wyznaczeniu i wykonaniu wycięć i elementów połączeń w powtarzalnych elementach konstrukcji więźby dachowej, należy wykonać próbny montaż w celu sprawdzenia prawidłowości wymiarów i dokładności połączeń.

7.13. Elementy wykończeniowe

Elementy wykończeniowe wg. projektu architektury.

8. Uwagi końcowe

Prace budowlane prowadzić zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano – montażowych” Instytutu Techniki Budowlanej. Prace budowlane należy prowadzić pod stałą kontrolą osoby uprawnionej. Wszystkie użyte do budowy materiały budowlane i wykończeniowe powinny spełniać kryteria techniczne PN „aprobata technicznych wyrobu lub certyfikatu wyrobu na znak bezpieczeństwa”.

Podczas realizacji należy przestrzegać obowiązujących norm, zasad sztuki budowlanej, przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy oraz instrukcji producentów dotyczących zastosowanych materiałów.

Wszelkie odstępstwa od projektu konsultować i uzgadniać z projektantem.

Pozostałe uwagi

- wszystkie elementy drewniane stykające się z elementami stalowymi lub żelbetowymi zabezpieczyć papą asfaltową,
- beton zagęszczony przy pomocy wibratorów pograżanych,
- w ławach fundamentowych oraz wieńcach zachować ciągłość zbrojenia w narożach poprzez wykonanie zbrojenia kątowego o zakładzie zgodnym z PN.
- prace ziemne należy prowadzić z zachowaniem warunków BHP, a w szczególności bezpiecznego pochylenia skarp, składowanie urobku poza strefą aktywnego obciążenia skarp wykopu fundamentowego,
- wykopy fundamentowe należy chronić przed zalewaniem i przemarzaniem,
- fundamenty należy bezwzględnie zabezpieczyć przed podmakaniem i przemarzaniem.

Opracował:

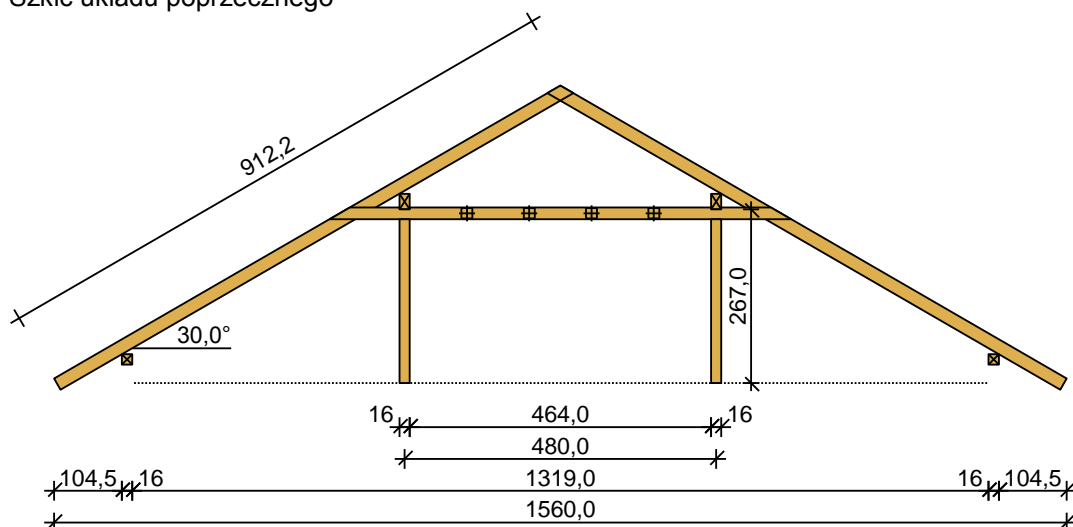
mgr inż. RAFAŁ KONRAD WÓJCIK
upr. nr: PDL/0002/POOK/12
do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

B) OBLICZENIA STATYCZNE – WYBRANE GŁÓWNE ELEMENTY KONSTRUKCYJNE

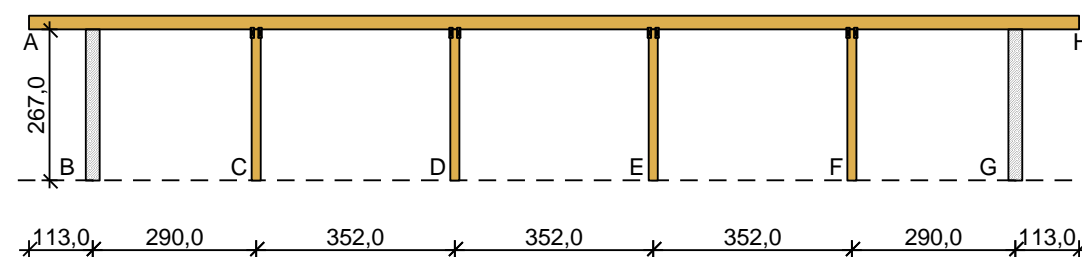
1. OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANEJ DACHU

DANE

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

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

Rozpiętość więzara $l = 15,60$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 13,19$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 4,80$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 0,50$ m

Płatw pośrednia złożona z siedmiu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 1,13$ m
lewy koniec odcinka niepodparty (wspornik)
prawy koniec odcinka oparty na murze

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 2,90$ m
lewy koniec odcinka oparty na murze
prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,52$ m
lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
- odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,52$ m
lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
- odcinek E - F o rozpiętości $l = 3,52$ m
lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
- odcinek F - G o rozpiętości $l = 2,90$ m
lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania
prawy koniec odcinka oparty na murze
- odcinek G - H o rozpiętości $l = 1,13$ m
lewy koniec odcinka oparty na murze
prawy koniec odcinka niepodparty (wspornik)

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,67$ m

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

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 1,13$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/20cm (bez zaciosu na podporach) z drewna C24
- płatew 16/24 cm z drewna C24
- słup 16/16 cm z drewna C24
- kleszcze 2x 6/18 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 96 cm z drewna C24
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

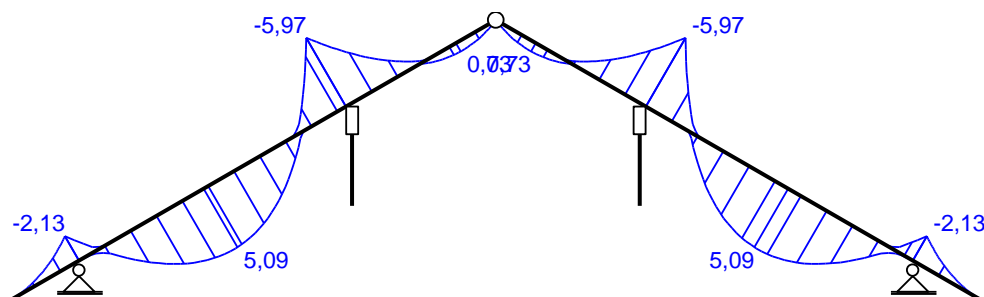
- pokrycie dachu : $g_k = 0,400$ kN/m², $g_o = 0,480$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 30,0 st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,920$ kN/m², $s_{ol} = 2,880$ kN/m²
 - na połaci prawej $s_{kp} = 1,280$ kN/m², $s_{op} = 1,920$ kN/m²
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 8,2$ m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,221$ kN/m², $p_{ol I} = -0,332$ kN/m²
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,123$ kN/m², $p_{ol II} = 0,184$ kN/m²
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,197$ kN/m², $p_{pp} = -0,295$ kN/m²
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,400$ kN/m², $g_{ok} = 0,480$ kN/m²
- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0$ kN, $F_o = 1,2$ kN

Założenia obliczeniowe:

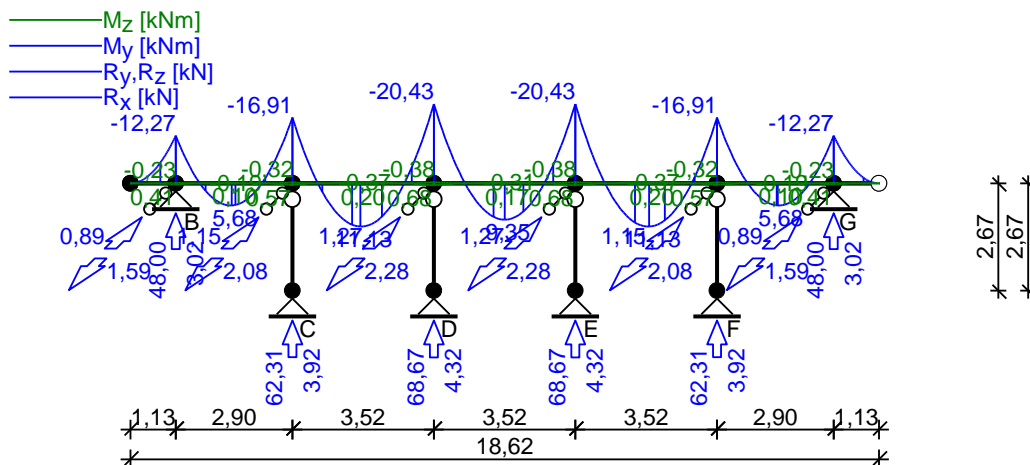
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 8/20 cm (bez zaciosu na podporach)

Smukłość

$\lambda_y = 85,5 < 150$

$\lambda_z = 21,7 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

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

$M_y = 5,09 \text{ kNm}$, $N = 10,12 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 9,54 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,63 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,412$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,765 < 1$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,455 < 1$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$M_y = -5,97 \text{ kNm}$, $N = 6,24 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 11,20 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,39 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,759 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

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

$u_{fin} = 17,16 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4936 / 200 = 24,68 \text{ mm} \quad (69,5\%)$

Płatew 16/24 cm

Smukłość

$\lambda_y = 13,0 < 150$

$\lambda_z = 19,5 < 150$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 19,23 \text{ kN/m}$ $q_{y,max} = 0,36 \text{ kN/m}$

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

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

$M_y = -20,43 \text{ kNm}$, $M_z = -0,34 \text{ kNm}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 13,30 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 0,33 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,916 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,653 < 1$

Maksymalne ugięcie (odcinek C - D)

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

$u_{fin} = 5,18 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 17,60 \text{ mm} \quad (29,4\%)$

Maksymalne ugięcie wspornika (odcinek A - B)

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

$u_{fin} = 1,93 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 11,30 \text{ mm} \quad (17,1\%)$

Słup 16/16 cm

Smukłość (słup C)

$$\lambda_y = -57,8 < 150$$

$$\lambda_z = 57,8 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup D)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 68,67 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,68 \text{ MPa}$$

$$k_{c,z} = 0,746$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,043 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,278 < 1$$

Kleszcze 2x 6/18 cm o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 96 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 92,4 < 150$$

$$\lambda_z = 129,3 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 1,67 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,127 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 5,03 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4800 / 200 = 24,00 \text{ mm} \quad (21,0\%)$$

Murlata 16/16 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 12,61 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,49 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,36 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,032 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 12,61 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,49 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 7,43 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,53 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 10,88 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,773 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,568 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

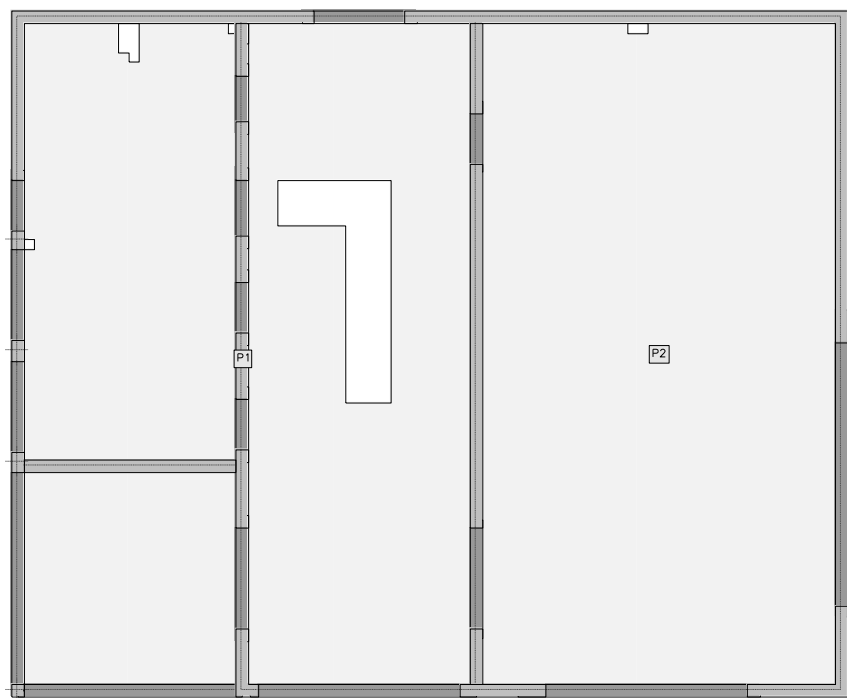
$$u_{fin} = 4,60 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1125 / 200 = 11,25 \text{ mm} \quad (40,9\%)$$

2. OBLICZENIA STROPU

Dane płyt

Symbol	Grubość	Pole powierzchni	Poziom pł. środk.	Materiał
1	160mm	115,82m ²	-0,08m	B30
2	200mm	96,71m ²	-0,10m	B30

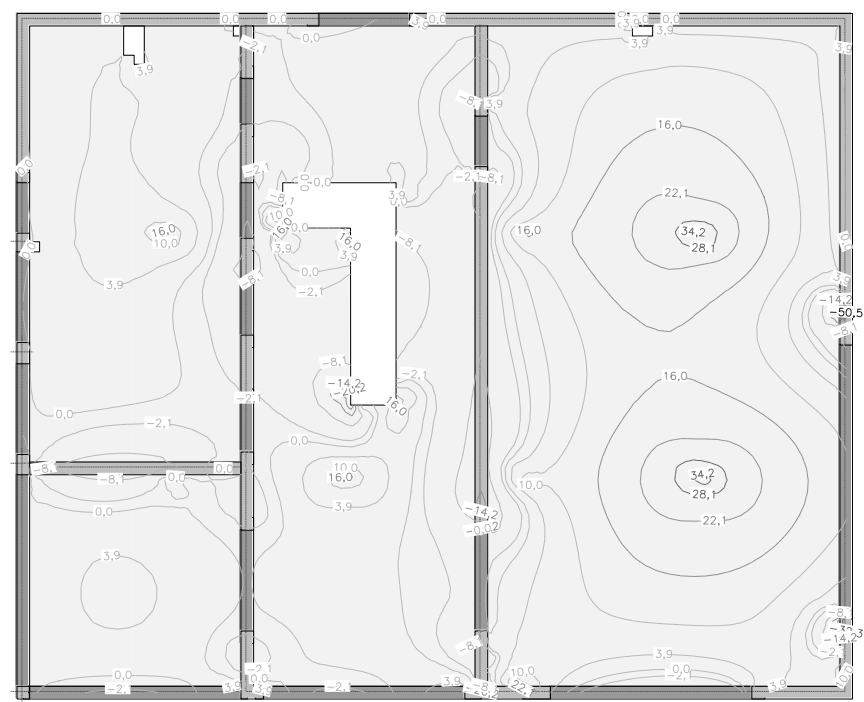
Model konstrukcyjny



ANALIZA Płyty - momenty zginające M_x [kNm/m] (obc. obliczeniowe)

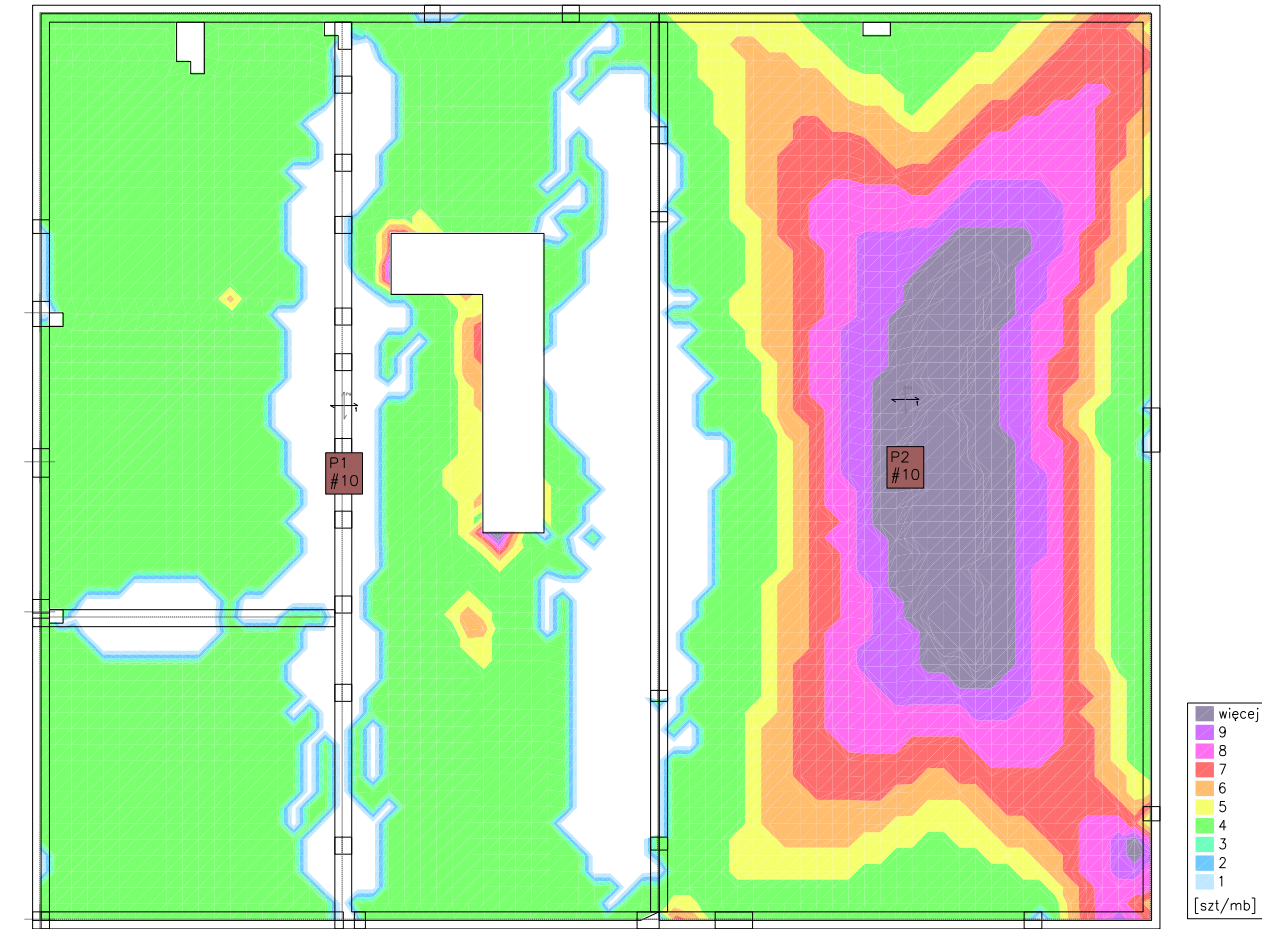


Płyty - momenty zginające M_y [kNm/m] (obc. obliczeniowe)

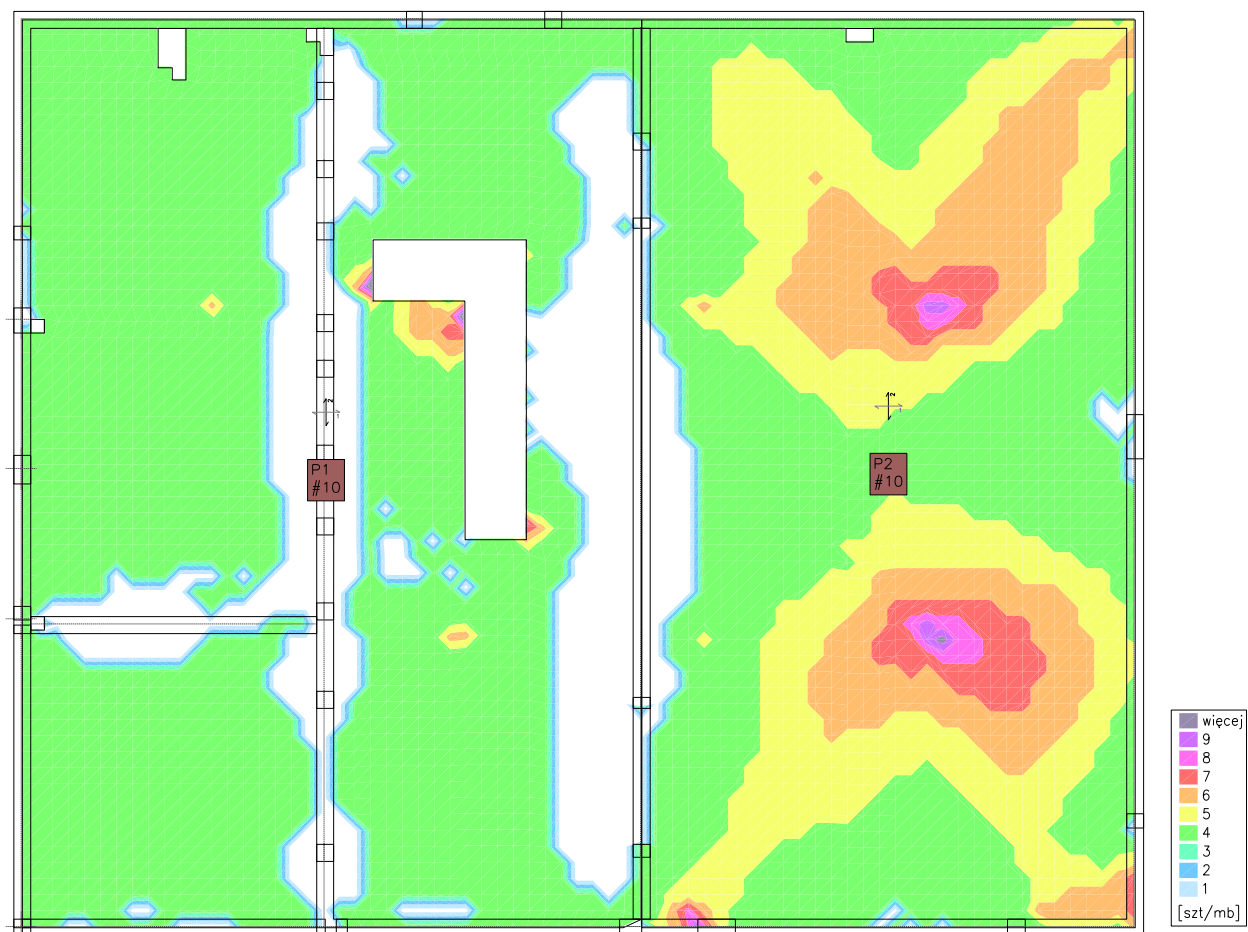


Wymiarowanie - Zbrojenie obliczone w płytach

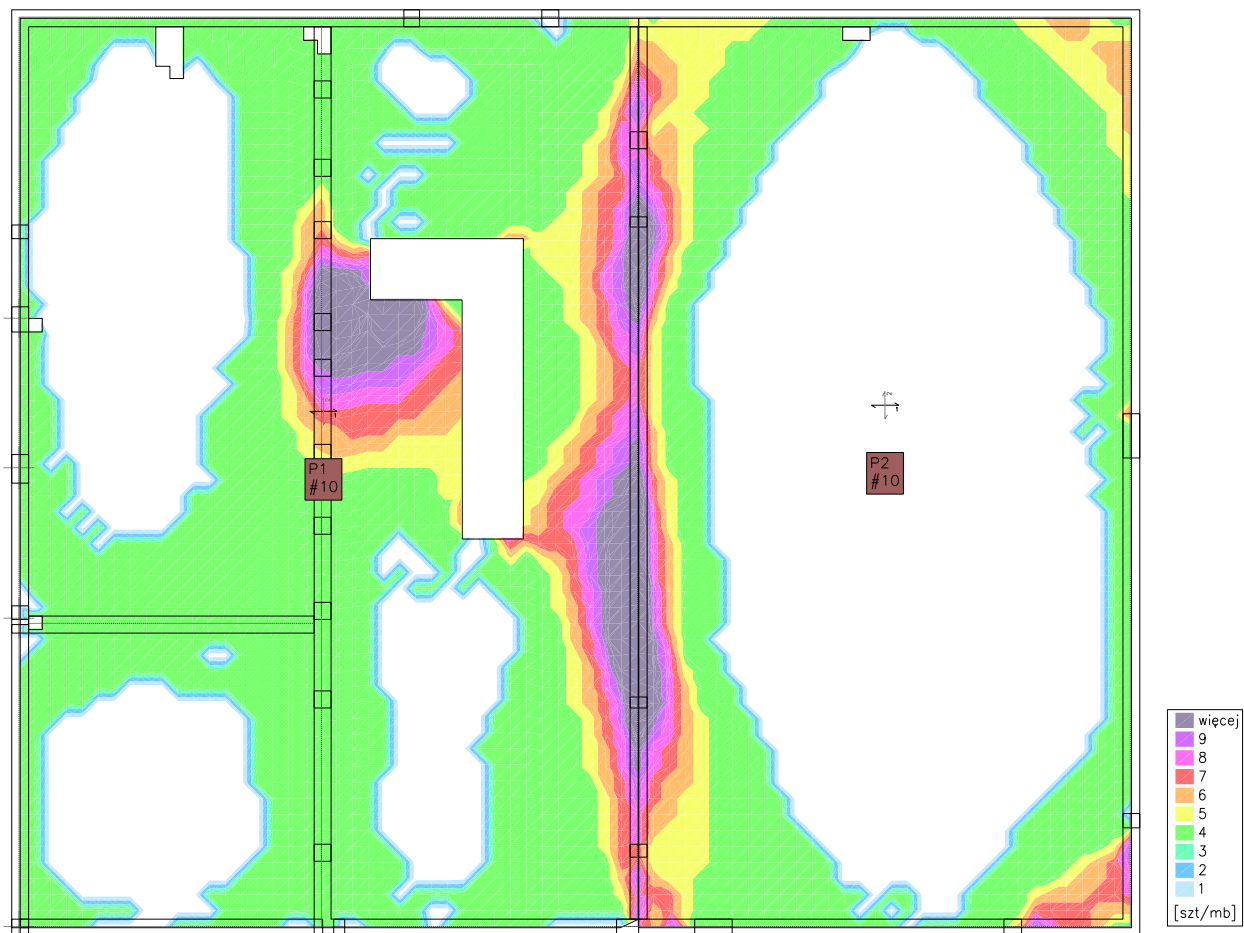
Zbrojenie dolne - kierunek 1 [szt/mb]



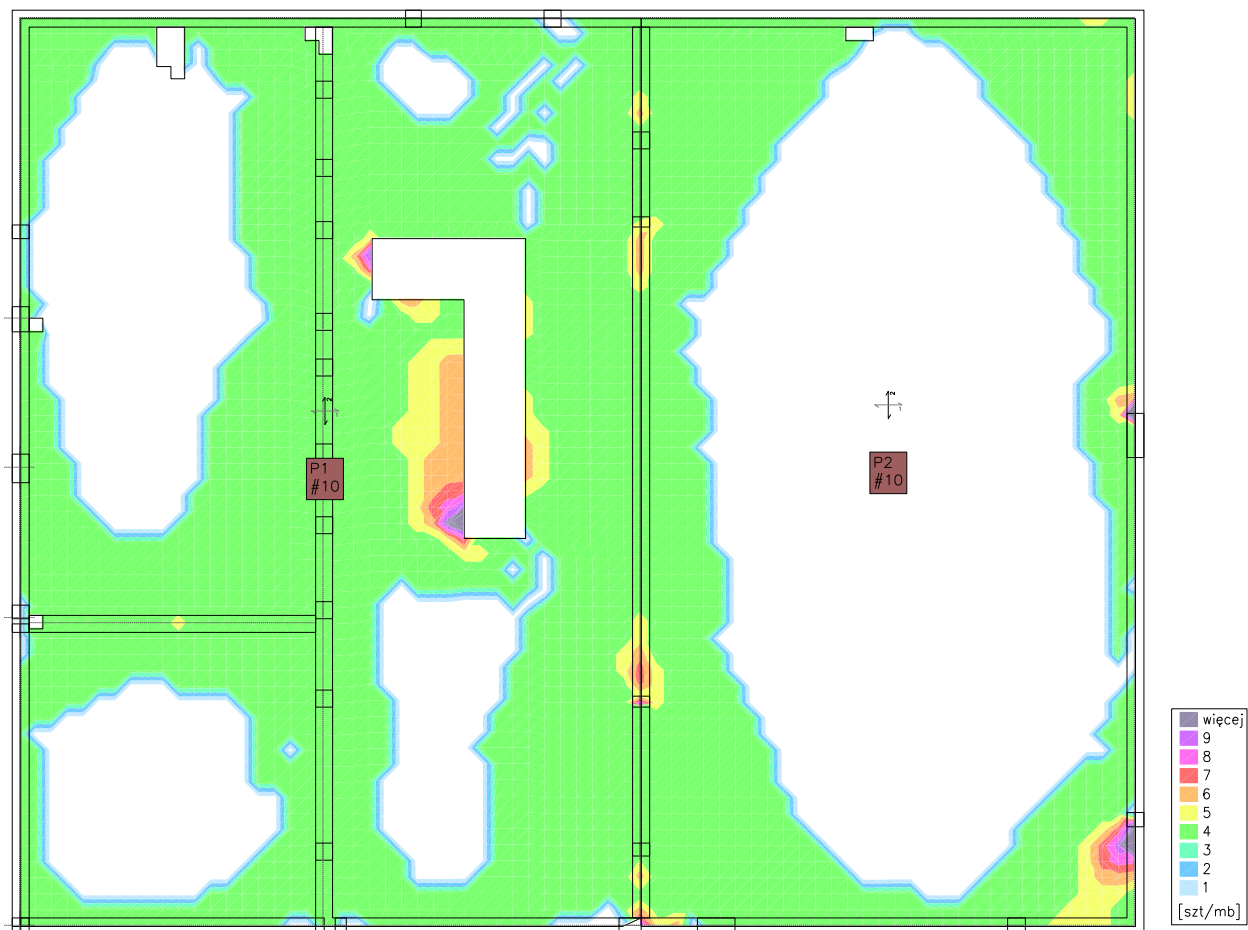
Zbrojenie dolne - kierunek 2 [szt/mb]



Zbrojenie górne - kierunek 1 [szt/mb]

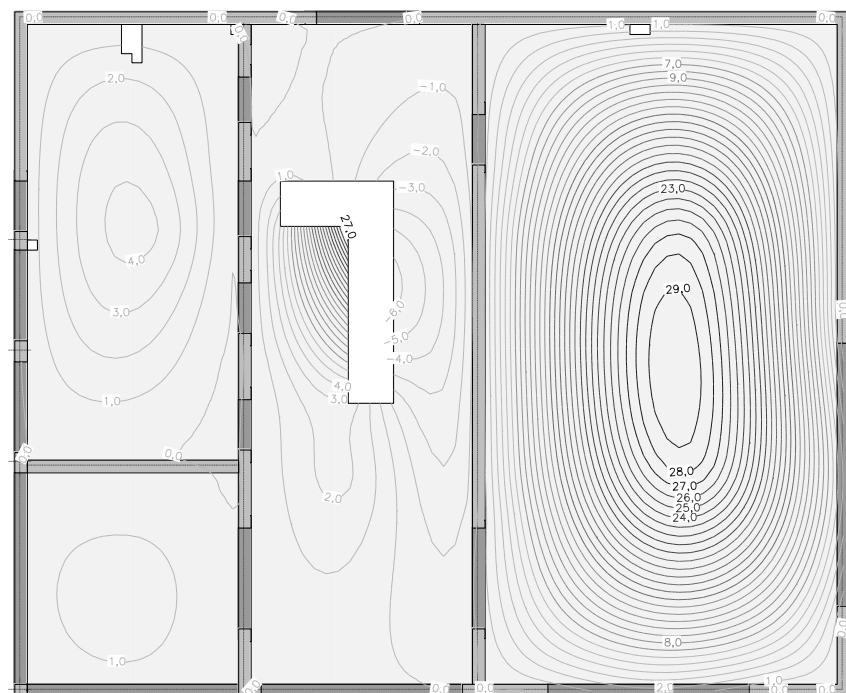


Zbrojenie górne - kierunek 2 [szt/mb]

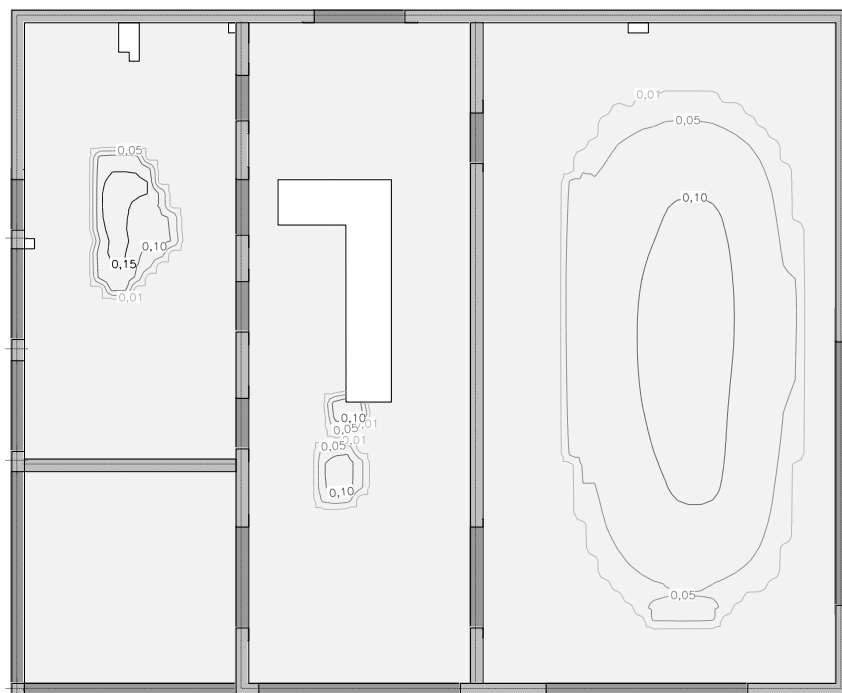


Analiza stanu granicznego użytkowności

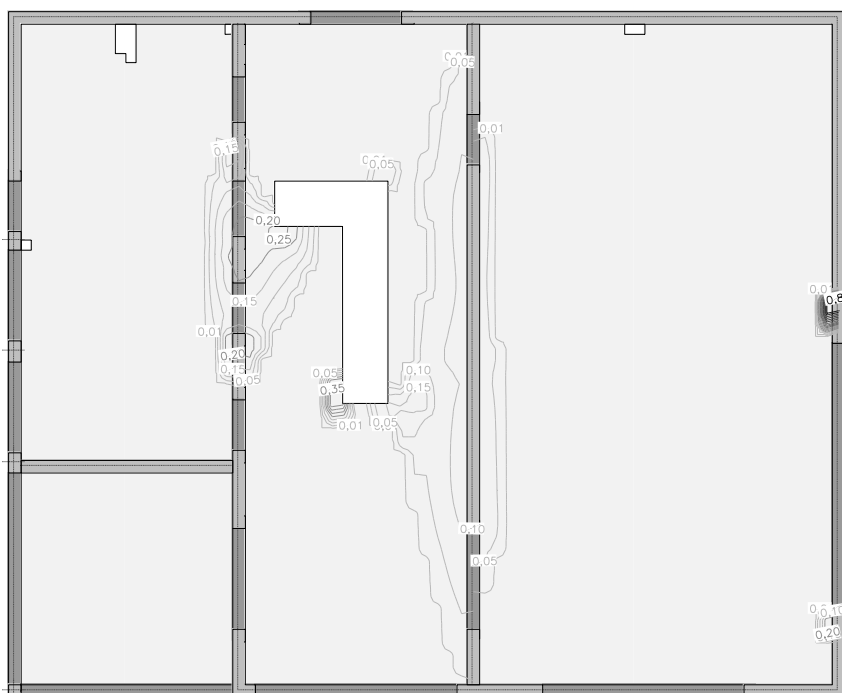
Płyty - SGU - przemieszczenia w [mm] - (obc. charakterystyczne)



Platy - SGU - rozwartosci rys na pow. dolnej [mm] - (obc. charakterystyczne)



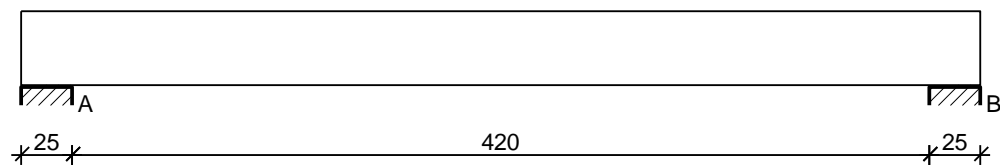
Płyty - SGU - rozwarości rys na pow. górnej [mm] - (obc. charakterystyczne)



3. OBLICZENIA PODCIĄGÓW I NADPROŻY

3.1. OBLICZENIA NADCIĄGU PŻ-1.2

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$

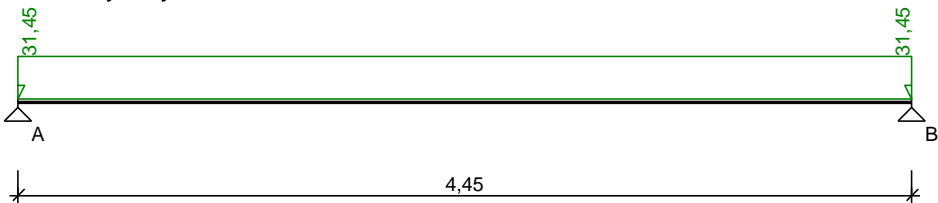
Wysokość przekroju $h = 36,0\text{ cm}$
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	od dachu wg SPECBUDa 11,94/0,9/1,35 [9,830kN/m]	9,83	1,35	--	13,27	cała belka
2.	od wieńca 25kN/m3*0,25*0,25 [1,560kN/m]	1,56	1,10	--	1,72	cała belka
3.	od ściany kolankowej 4,16kN/m2*0,50m [2,080kN/m]	2,08	1,13	--	2,35	cała belka
4.	od stropu nad parterem wg PL-WINa [9,700kN/m]	9,70	1,20	--	11,64	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,25m·0,36m·25,0kN/m3]	2,25	1,10	--	2,48	cała belka
Σ:		25,42	1,24		31,45	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

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

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,99$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500\text{ MPa}$, $f_{yd} = 420\text{ MPa}$, $f_{tk} = 550\text{ MPa}$

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

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16\text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500\text{ MPa}$, $f_{yd} = 420\text{ MPa}$, $f_{tk} = 550\text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (RB500W)

Średnica prętów $\phi = 12\text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25\text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

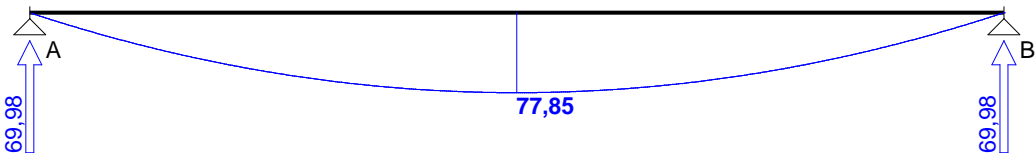
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3\text{ mm}$

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

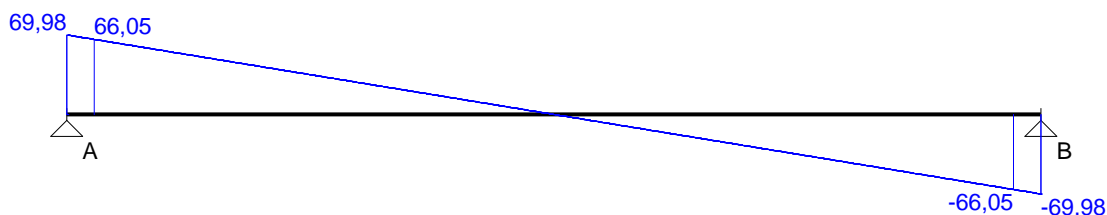
Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

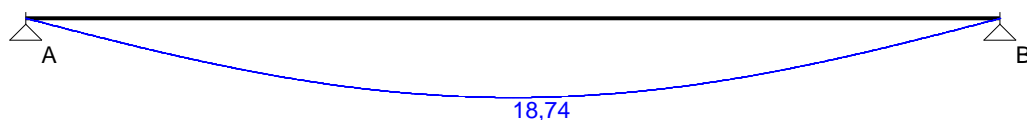
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Pręśło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 77,85 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 6,47 \text{ cm}^2$. Przyjęto $4\phi 16$ o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,01\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 77,85 \text{ kNm} < M_{Rd} = 94,06 \text{ kNm}$ (82,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 66,05 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 230 mm na odcinku $69,0 \text{ cm}$ przy podporach oraz co 230 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 66,05 \text{ kN} < V_{Rd3} = 105,41 \text{ kN}$ (62,7%)

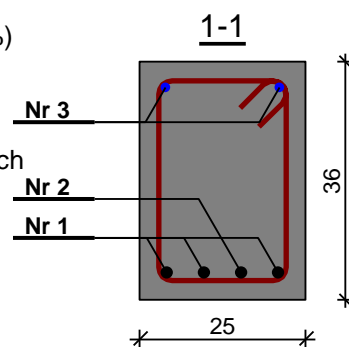
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 62,92 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 62,92 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,203 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (67,7%)

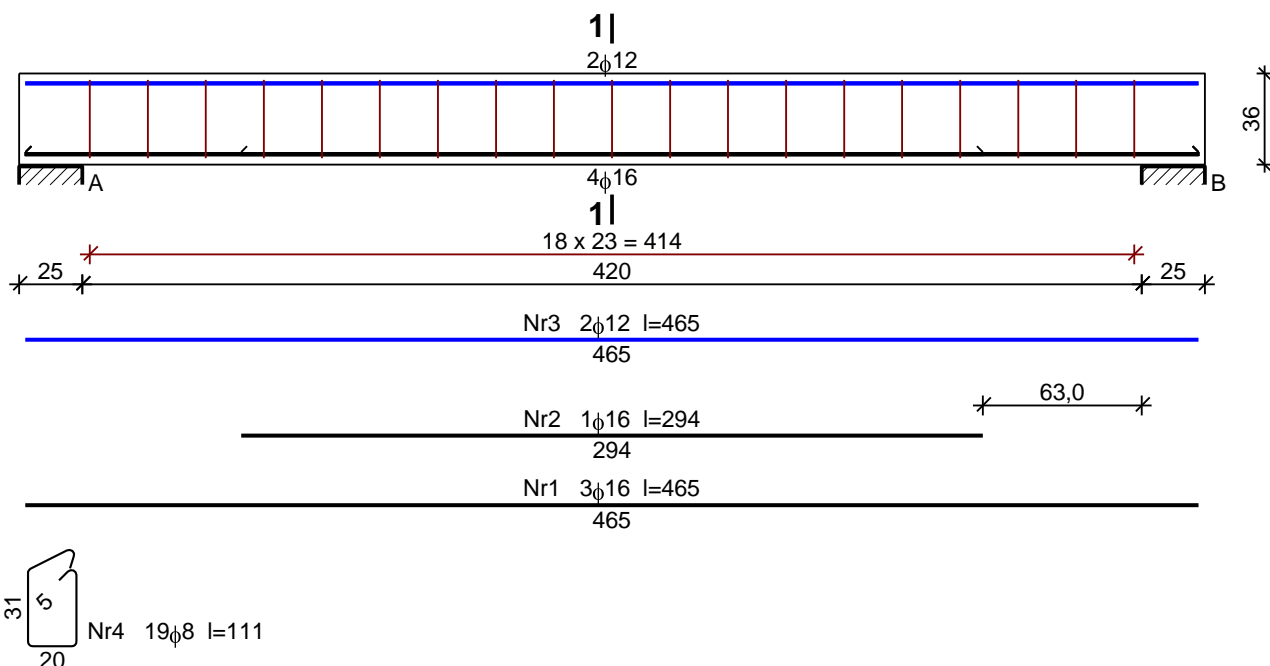
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 18,74 \text{ mm} < a_{lim} = 4450/200 = 22,25 \text{ mm}$ (84,2%)



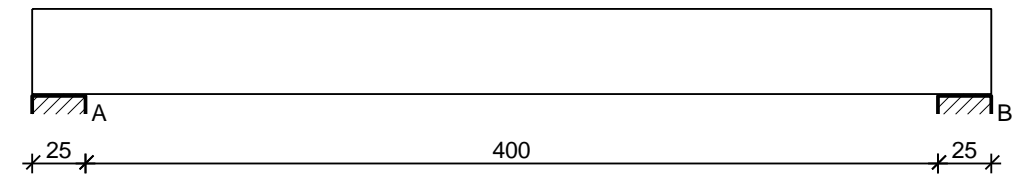
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 53,38 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,219 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (73,0%)

SZKIC ZBROJENIA



3.2. OBLICZENIA NADPROŻA NŻ-1.2
SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI

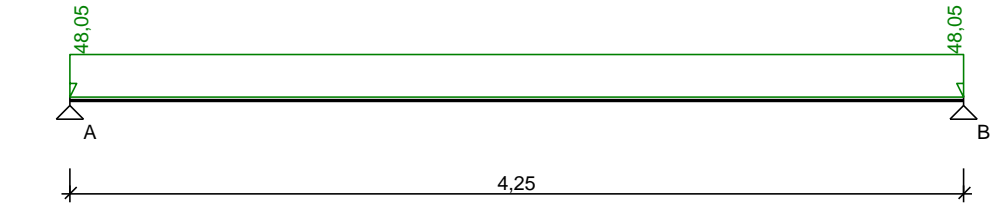
Wymiary przekroju:
Typ przekroju: prostokątny
Szerokość przekroju $b_w = 25,0$ cm
Wysokość przekroju $h = 40,0$ cm
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	od dachu wg SPECBUDa 11,94/0,9/1,35 [9,830kN/m]	9,83	1,35	--	13,27	cała belka
2.	od wieńca 25kN/m ³ ·0,25·0,25 [1,560kN/m]	1,56	1,10	--	1,72	cała belka
3.	od ściany kolankowej 4,16kN/m ² ·0,50m [2,080kN/m]	2,08	1,13	--	2,35	przęsło A-B
4.	od stropu nad parterem wg PL-WINa [23,300kN/m]	23,30	1,20	--	27,96	przęsło A-B
5.	Ciężar własny belki [0,25m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,50	1,10	--	2,75	cała belka
Σ:		39,27	1,22		48,05	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B30** (C25/30) → $f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa
Ciężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³
Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm
Wilgotność środowiska $RH = 50\%$
Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,76$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (RB500W)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa
Średnica prętów górnych $\phi_g = 12$ mm
Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16$ mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3S-b)** → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 265$ MPa
Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (RB500W)**
Średnica prętów $\phi = 12$ mm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25$ mm

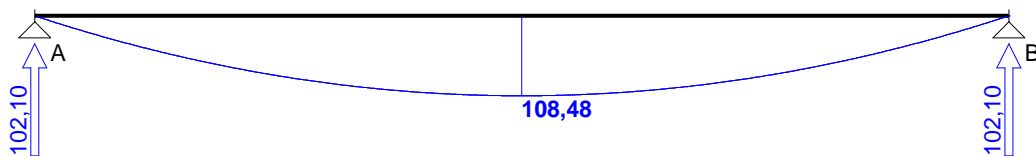
ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

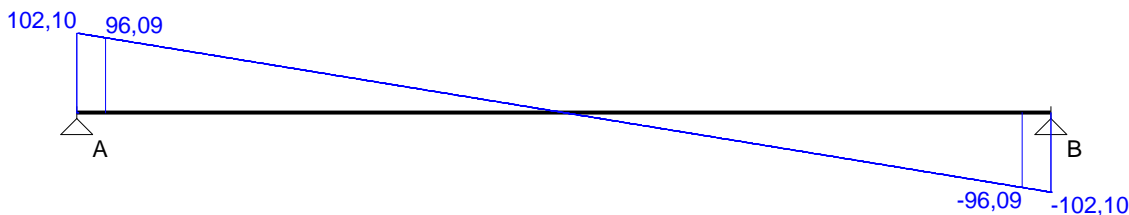
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$
 Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

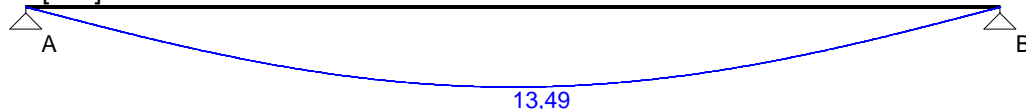
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 108,48 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górną $4\phi 12$ o $A_{s2} = 4,52 \text{ cm}^2$

Przyjęto indywidualnie dolną $5\phi 16$ o $A_{s1} = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,11\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 108,48 \text{ kNm} < M_{Rd} = 136,80 \text{ kNm}$ (79,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)96,09 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi $\phi 6$ co **160 mm** na odcinku 80,0 cm przy podporach

oraz co 250 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)96,09 \text{ kN} < V_{Rd3} = 96,46 \text{ kN}$ (99,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 88,66 \text{ kNm}$

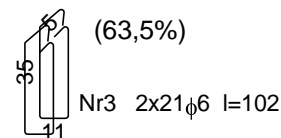
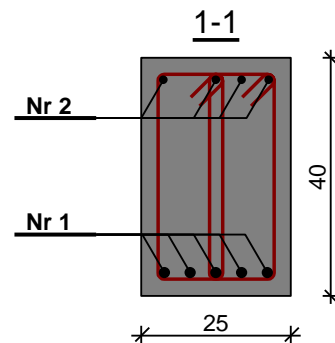
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 88,66 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,192 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (63,9%)

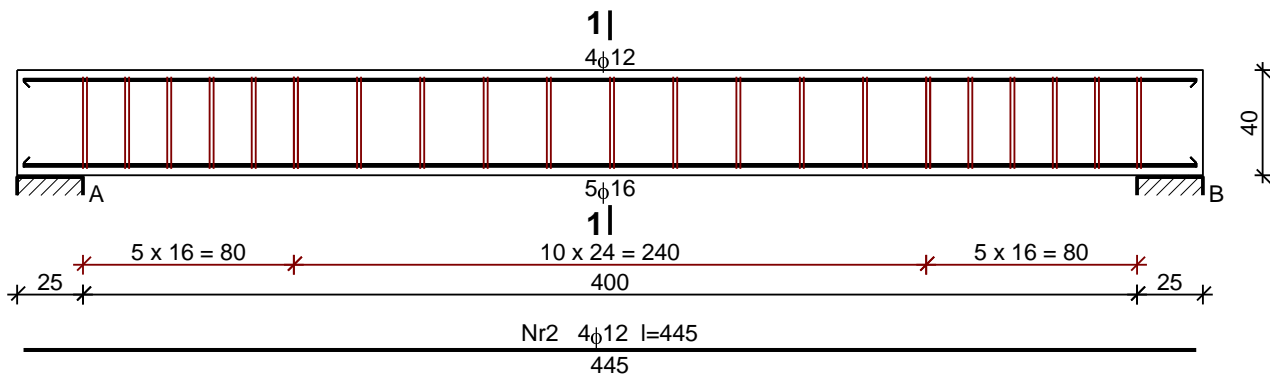
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 13,49 \text{ mm} < a_{lim} = 4250/200 = 21,25 \text{ mm}$

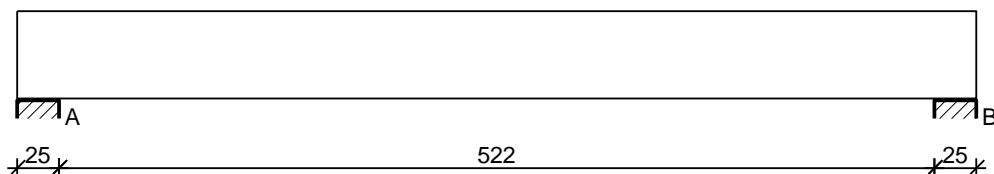
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 78,54 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,152 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (50,5%)



SZKIC ZBROJENIA



3.3. OBLICZENIA NADPROŻA NŻ-1.3**SZKIC BELKI****GEOMETRIA BELKI**Wymiary przekroju:

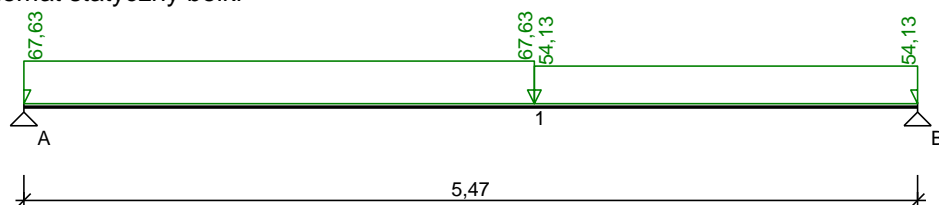
Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0$ cmWysokość przekroju $h = 52,0$ cm

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCEZestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	od stropu nad parterem wg PL-WINa [28,400kN/m]	28,40	1,21	--	34,36	cała belka
2.	od dachu wg zestawienia 3,01kN/m ² *1,50m [4,510kN/m]	4,51	1,43	--	6,45	przęsło A-B od pocz. do 3,00
3.	od ściany szczytowej wg zestawienia 4,16kN/m ² *1,50m [6,240kN/m]	6,24	1,13	--	7,05	przęsło A-B od pocz. do 3,00
4.	od nadproża NŻ-2.1 26,84kN/5,0m [5,370kN/m]	5,37	1,23	--	6,61	cała belka
5.	od płatwi 35,5kN/5,0m [7,100kN/m]	7,10	1,35	--	9,59	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,25m*0,52m*25,0kN/m ³]	3,25	1,10	--	3,58	cała belka

Schemat statyczny belki**DANE MATERIAŁOWE**Parametry betonu:Klasa betonu: **B30** (C25/30) → $f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,97$ Zbrojenie główne:Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów górnych $\phi_g = 12$ mmŚrednica prętów dolnych $\phi_d = 16$ mmStrzemiona:Klasa stali A-I (**St3SY-b**) → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPaŚrednica strzemion $\phi_s = 6$ mmZbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (RB500W)

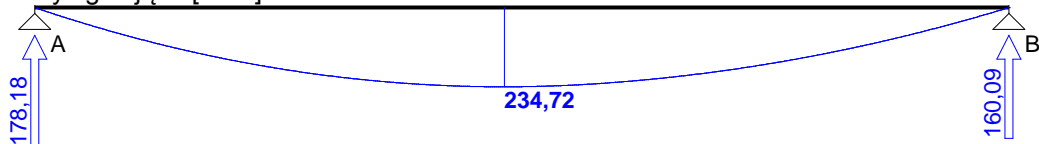
Średnica prętów $\phi = 12$ mmOtulenie:Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25$ mm

ZAŁOŻENIA

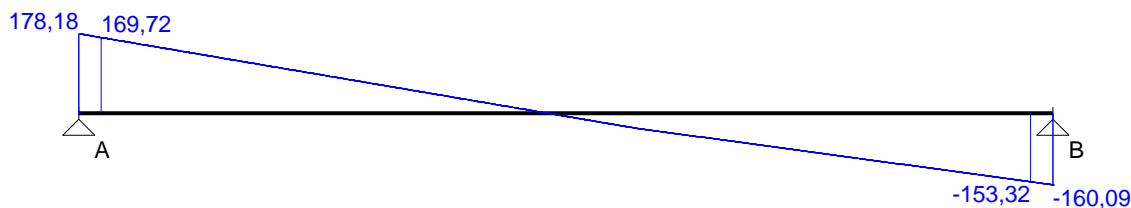
Sytuacja obliczeniowa: trwała
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$
Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników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

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

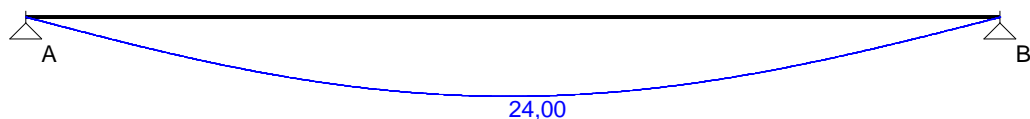
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 234,72 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 13,96 \text{ cm}^2$. Przyjęto $7\phi 16$ o $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,20\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 234,72 \text{ kNm} < M_{Rd} = 236,32 \text{ kNm}$ (99,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 169,72 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi $\phi 6$ co **110 mm** na odcinku 132,0 cm przy podporach oraz co 250 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 169,72 \text{ kN} < V_{Rd3} = 186,94 \text{ kN}$ (90,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 190,71 \text{ kNm}$

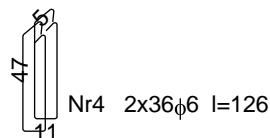
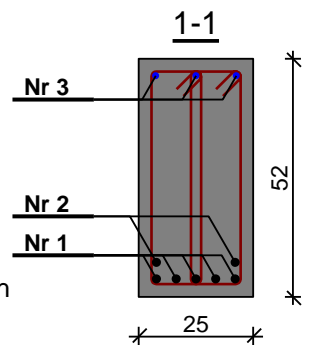
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 190,71 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,233 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (77,5%)

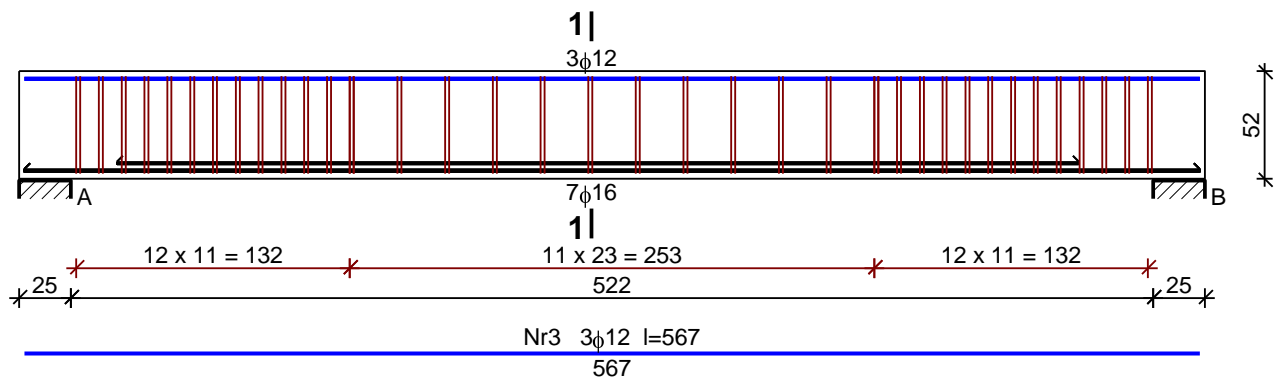
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 24,00 \text{ mm} < a_{lim} = 5470/200 = 27,35 \text{ mm}$ (87,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 137,80 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,142 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (47,4%)



SZKIC ZBROJENIA



22,2

Nr2 2φ16 l=464

464

Nr1 5φ16 l=567

567

4. OBLICZENIA FUNDAMENTÓW

4.1. OBLICZENIA ŁAWY FUNDAMENTOWEJ

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

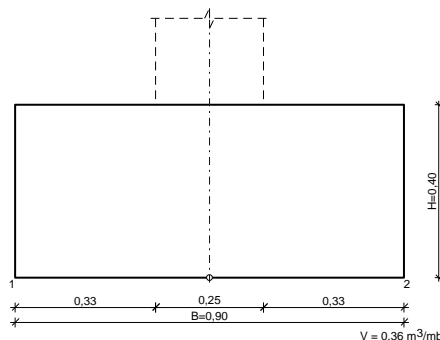
B = 0,90 m H = 0,40 m

B_s = 0,25 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,00 m D_{min} = 1,00 m

Brak wody gruntowej w zasypce



OPIS PODŁOŻA

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 150,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	115,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mm

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda = 1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 372,5$ kN/mb

$N_r = 133,9$ kN/mb < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 372,5$ kN/mb = 301,7 kN/mb (44,4%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 64,9 \text{ kN/mb}$
 $T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 64,9 \text{ kN/mb} = 46,7 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Naprężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 148,7 \text{ kPa}$

$\sigma_{\max} = 148,7 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 150,0 \text{ kPa} \quad (99,2\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 58,41 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 58,4 \text{ kNm/mb} = 42,1 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,24 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,04 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,28 \text{ cm}$

$s = 0,28 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm} \quad (27,8\%)$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,75 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 25,0 \text{ cm}$ o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{mb}$

4.2. OBLICZENIA STOPY FUNDAMENTOWEJ GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostokątnościenna**

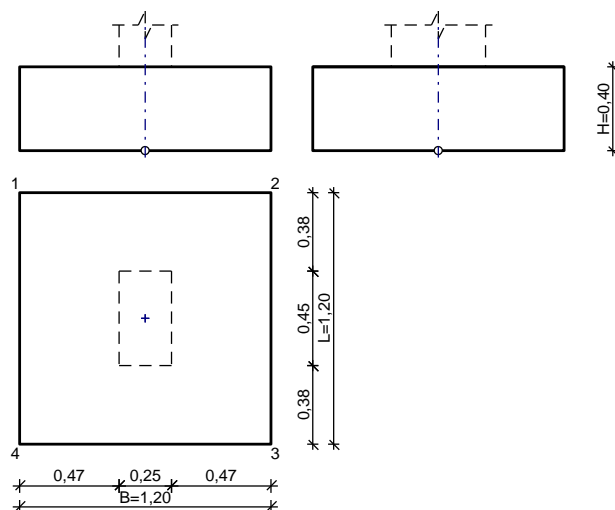
$B = 1,20 \text{ m} \quad L = 1,20 \text{ m} \quad H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,25 \text{ m} \quad L_s = 0,45 \text{ m} \quad e_B = 0,00 \text{ m} \quad e_L = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,00 \text{ m} \quad D_{\min} = 1,00 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce



$V = 0,58 \text{ m}^3$

OPIS PODŁOŻA

Naprężenie dopuszczalne dla podłoża $\sigma_{\text{dop}} [\text{kPa}] = 200,0 \text{ kPa}$

OBciążENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	215,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: $20,0 \text{ kN/m}^3$

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90; \gamma_{f,\max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}, E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$

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

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90; \gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{\text{nom},b} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$

- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda = 1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 1047,3 \text{ kN}$

$N_r = 249,3 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 1047,3 \text{ kN} = 848,3 \text{ kN} \quad (29,4\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 96,9 \text{ kN}$

$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 96,9 \text{ kN} = 69,8 \text{ kN} \quad (0,0\%)$

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 173,1 \text{ kPa}$

$\sigma_{\max} = 173,1 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 200,0 \text{ kPa} \quad (86,6\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00 \text{ kNm}$, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 145,07 \text{ kNm}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 145,1 \text{ kNm} = 104,4 \text{ kNm} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,25 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,03 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,28 \text{ cm}$

$s = 0,28 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm} \quad (28,0\%)$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 0,16 \text{ m}^2$

Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 28,2 \text{ kN}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 266,3 \text{ kN}$

$N_{Sd} = 28,2 \text{ kN} < N_{Rd} = 266,3 \text{ kN} \quad (10,6\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,14 \text{ cm}^2$

Zbrojenie minimalne z warunków 23a, 23b normy $A_{s,\min} = 5,27 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **7 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,59 \text{ cm}^2$

Zbrojenie minimalne z warunków 23a, 23b normy $A_{s,\min} = 5,27 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **7 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$

Obliczenia statyczne pozostałych elementów konstrukcyjnych dostępne są w wersji elektronicznej w biurze projektowym.

Opracował:

mgr inż. RAFAŁ KONRAD WÓJCİK

upr. nr: PDL/0002/POOK/12

do projektowania bez ograniczeń

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej