

USŁUGI PROJEKTOWE

I OBSŁUGA PROCESU INWESTYCYJNEGO

Franciszek Lipski, ul. Kołłątaja 88/18

05-402 OTWOCK, tel. 510 175 332

fax 22 789 30 58; e-mail franciszeklipski@gmail.com

PROJEKT BUDOWLANY PRZEDSZKOLA SAMORZĄDOWEGO
w CELESTYNOWIE przy ul. Szkolnej – działki nr ew. 468, 472, 473
-- KONSTRUKCJA --

INWESTOR:

Gmina CELESTYNÓW

Ul. Regucka 3

05-430 CELESTYNÓW

PROJEKTANT:

SPRAWDZAJĄCY:

inż. Wiktor Kuśmirek
[Signature]
Uprawnienia budowlane do projektowania
bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej.
upr. nr st-24/87



ASYSTENT PROJEKTANTA

[Signature]
tech. bud. Franciszek LIPSKI
upr. bud. 69/65 i 141/142 z 06/93g
w specj. architektura i inż.
uprawniony do kontrolowania
stanu technicznego budynków i budowli

Otwock, 29 października 2014 r.

OPIS TECHNICZNY DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH

1. PODSTAWA opracowania:

- Zlecenie Inwestora.
- Opinia geologiczna.
- Projekt budowlany – ARCHITEKTURA.
- Projekty budowlane – branżowe.

2. PRZEDMIOT opracowania:

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany KONSRTUKCJI budynku Przedszkola Samorządowego w Celestynowie przy ul. Szkolnej posadowionego na działkach o numerach ewidencyjnych 468; 472 i 473. Budynek przedszkola będzie przeznaczony dla 175 dzieci wraz z pełnym zapleczem dydaktycznym, gastronomicznym i pomieszczeniami dla personelu pomocniczego. Niniejszy projekt budowlany konstrukcji obiektu obejmuje niezbędny zakres dla uzyskania Decyzji o pozwoleniu na budowę. Szczegóły konstrukcyjne należy wykonać wg odrębnego opracowania – projektu wykonawczego lub ustalić z nadzorem wykonawczym.

3. DANE lokalizacyjne i geotechniczne:

- | | | |
|--|---|-------------|
| - Obciążenie wiatrem | - | I – strefa |
| - Obciążenie śniegiem | - | II – strefa |
| - Głębokość przemarzania | - | 1,00 m |
| - Strefa klimatyczna | - | III |
| - Kategoria geotechniczna budynku | - | I |
| - Warunki posadowienia | - | PROSTE |
| - Budynek nie będzie podatny na dynamiczne działanie wiatru. | | |
| - Nie będą występowały niekorzystne zjawiska geologiczne. | | |

4. WARUNKI posadowienia:

Projektowany obiekt jest posadowiony na trzech działkach w Celestynowie w Gminie Celestynów. Poziom posadowienia – 1,00 m poniżej poziomu terenu.

Warunki gruntowo-wodne zostały ustalone przez uprawnionego geologa w załączonej OPINII Geologicznej.

5. UKŁAD konstrukcyjny budynku:

Układ konstrukcyjny budynku zaprojektowano w technologii tradycyjnej. Strop nad parterem – żelbetowy, oparty został na ścianach murowanych z bloczków gazobetonowych grubości 24-30 cm.

Konstrukcję dachu stanowi więźba drewniana zaprojektowana w schemacie płatwiowo-kleszczowym.

Posadowienie budynku na ławach i stopach żelbetowych.

6. **PODSTAWY prawne wykonanych obliczeń:**

Jak podstawę sporządzenie obliczeń statycznych przyjęto aktualne przepisy, literaturę techniczną oraz normy:

PN-90/B-03000	Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.
PN-88/B-01041	Rysunek konstrukcyjny budowlany. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.
PN-82/B-02000	Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
PN-82/B-02001	Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
PN-82/B-02003	Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
PN-80/B-02010	Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem. (Az1:2006 poprawka do PN-80/B-02010)
PN-77/B-02011	Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
PN-81/B-02020	Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-03264	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-90/B-03200	Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-03150:2000	Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-03002	Konstrukcje muryne niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.

7. **PRZYJĘTE wartości obciążeń charakterystycznych:**

- Obciążenie wiatrem – strefa I - 1,080/0,720 kN/m²
- Obciążenie śniegiem – strefa II - 0,129/-0,232kN/m²
- Strop nad parterem - 4,46kN/m²
 - pokoje biurowe, pom. techn. (w tym 2,00 kN/m²—obciążenie zmienne)

8. **DANE materiałów konstrukcyjnych:**

- Drewno lite, sosnowe – klasa C24
- Beton B20 – dla ław i stop fundamentowych
- Beton B37 – dla elementów stropu nad parterem
- Stal gładka – A-0 (St0S-b)
- Stal żebrowana – A-IIIIN (RB500W)

9. **DANE konstrukcyjno - materiałowe**

FUNDAMENTY

- Projektuje się posadowienie bezpośrednie pod słupy nośne w postaci prostokątnych stóp fundamentowych, a pod ściany nośne – ławy żelbetowe.
- Poziom posadowienia poniżej poziomu terenu – 1,00m, ze względu na wysokość przemarzania gruntu. Poziom posadowienia posadzki przyziemia - +0,10m względem p. terenu.
- Pod fundamentami należy wykonać warstwę chudego betonu B10 o gr. 10 cm.
- Żelbetowe ławy i stopy fundamentowe o wysokości 35 cm z betonu B20, zbrojone stalą A-IIIIN (RB500W) i A-0 (St0S-b) wg obliczeń statycznych i rysunków szczegółowych. Przyjęto otulinę 80mm.
- W miejscach zakładów prętów podłużnych stosować zagęszczony rozstaw strzemion do połowy rozstawu obliczeniowego. Szczególnie należy zwrócić uwagę na prawidłowe wykonanie zakładów prętów w narożach i w miejscach przenikania się elementów. Nie dopuszcza się łączenia w jednym przekroju większej ilości prętów niż połowa wymaganych obliczeniowo prętów podłużnych.

- Przed zabetonowaniem stopy fundamentowej należy zamontować pręty startowe słupa.

ŚCIANY FUNDAMENTOWE

- Zaprojektowano z bloczków betonowych grubości 24cm, z betonu B20. Murowane na zaprawie cementowej.
- Ściany fundamentowe schodów zewnętrznych – wylewane z betonu B20, poziom posadowienia poniżej poziomu terenu - 0,80m.

TRZPIENIE ŻELBETOWE W ŚCIANACH

- Projektuje się trzpienie żelbetowe o wymiarach 24 x 24 cm zbrojone podłużnie prętami 4#12 ze stali A-IIIN (RB500W). W każdej płaszczyźnie równoległej do boku trzpienia muszą znaleźć się 2 pręty. Trzpień zbroi się poprzecznie strzemionami #6 ze stali A-0 (St0S-b) w rozstawie 240 mm. Słupy projektuje się z betonu B25. Otulina wynosi 40 mm.
- W obszarach zakładów, bądź poniżej lub powyżej połączeń z innymi elementami konstrukcyjnymi zagęszcza się zbrojenie poprzeczne wedle załączonych rysunków konstrukcyjnych.
- Trzpienie należy połączyć ze ścianami na tzw. „strzępia” z przesunięciem o 0,5 pustaka ściennego.

ŚCIANY ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE

- Ściany nośne zaprojektowano, jako murowane o grubości 24 cm z bloczków gazobetonowych odmiany 700. Murowane na zaprawie ciepłochronnej, na pełne spoiny – poziome, pionowe. Wyjątek stanowią ściany w miejscu dylatacji stropu – ściana w osi 7 oraz ściana w osi E (na długości od osi 3 do 12). Ściany te zaprojektowano o grubości 30 cm z bloczków gazobetonowych odmiany 700.
- Ściany murowane na zaprawie ciepłochronnej, na pełne spoiny – poziome, pionowe.
- W ścianach parteru należy wykonać trzpienie żelbetowe, stanowiące oparcie dla podciągów i nadproży – wg rys. szalunkowego stropu, które należy połączyć ze ścianami na tzw. „strzępia” z przesunięciem o 0,5 pustaka ściennego.
- Ścianki działowe o grubości 12 cm z pustaków betonu komórkowego murowane na zaprawie cementowo-wapiennej. Ścianki działowe w salach dla dzieci z zaokrąglonymi narożnikami.
- Wszystkie ściany fundamentowe zewnętrzne należy ocieplić od zewnątrz styropianem o właściwościach hydrofobowych gr. 10 cm.
- Wszystkie ściany zewnętrzne parteru należy ocieplić styropianem EPS 040 FASADA gr. 15 cm.

NADPROŻA

- Do rozpiętości otworów 2,50m należy przyjąć typowe belki nadprożowe typu „L 19”. Pod nadproża prefabrykowane należy wykonać tzw. „poduszki betonowe”.

STROP NAD PARTEREM

- Zaprojektowano, jako płytę żelbetową o grubości 25 cm, z betonu B37 oraz stali A-IIIN (RB500W). Otulina nominalna – 25 mm. Zbrojenie stropu według rys. konstrukcyjnych.
- Strop żelbetowy został wydzielony na trzy odrębnie pracujące płyty wydzielone dylatacjami (oś 7 i oś E). Detal rozwiązania dylatacji stropu pokazano na rysunku „Szczegóły dylatacji stropu”.

- Wieńce żelbetowe ścian zewnętrznych projektuje się o wymiarach 24x45cm - wieńiec W1, ścian wewnętrznych gr. 24 cm – wieńiec W2 o wymiarach 24x35 cm. Wieńce ścian w miejscu dylatacji stropu – W3 i W4, dzielące ścianę o gr. 30 cm. Beton B37, stal zbrojeniowa z A-IIIN (RB500W), strzemiona A-0 (St0S-b). Zbrojenie wieńcy pokazano na rysunkach.
- Podciągi żelbetowe w stropie nad parterem o przekroju 24x30 cm – poz. 2.3 - 2.5. oraz 24x85 cm – poz. 2.2. (nadproża nad przeszkleniem). Beton B25, stal konstrukcyjna A-IIIN (RB500W), strzemiona A-0 (St0S-b).

SCHODY

- Schody płytowe zaprojektowano z betonu B25, zbrojone stalą A-IIIN (RB500W). Płyta biegowa i spocznikowa grubości 15cm, oparte na belkach spocznikowych. Belki oparte na ścianach klatki schodowej.
- Schody należy wykonać wg obliczeń statycznych i rysunku szczegółowego.

DACH

- Dach zaprojektowano w konstrukcji drewnianej o układzie płatwiowo-kleszczowym, drewno lite – sosnowe klasy C24. Dach wielopołaciowy o kącie nachylenia wszystkich połaci - 30°.
- Kotwienie murałów więźby należy wykonać za pomocą stalowych kotew $\phi 14$, mocowanych na wieńcu co 70 do 100 cm, a w narożach - 30 cm od krawędzi oraz na końcach belek.
- Zaleca się łączenie poszczególnych elementów więźby dachowej za pomocą systemowych łączników stalowych np. BMF.
- Przekroje poszczególnych elementów konstrukcyjnych więźby dachowej należy przyjąć zgodnie z rysunkiem więźby dachowej.
- Wbudowane drewno należy zabezpieczyć środkami ochronnymi biologicznej dopuszczonymi do stosowania w budownictwie mieszkaniowym np. FOBOS M2L. Wilgotność drewna nie powinna przekraczać 15%. Wbudowane drewno należy zabezpieczyć przeciwogniowo do granicy trudno zapalności. Poddasze wykończone płytami gipsowo-kartonowymi OGNIODPORNYMI umocowanymi do konstrukcji drewnianej zgodnie z Aprobata Techniczną AT-15-4499/2001-Poddasze użytkowe.

KOMINY

- Kominy zaprojektowano w technologii tradycyjnej – z cegły ceramicznej pełnej klasy 15MPa, murowane na zaprawie cementowo-wapiennej M5.
- Na kominie należy wykonać „czapkę” żelbetową gr. 7 cm z odpowiednim kapinosem.
- Kominy wolnostojące należy zdylatować i wyłączyć z przenoszenia obciążeń stropu. Natomiast kominy wbudowane w ściany uczestniczą w przejmowaniu obciążeń, pręty płyty należy rozłożyć także pomiędzy kanałami wentylacyjnymi – szczegóły zbrojenia kominów pokazano na wydzielonych rysunkach konstrukcyjnych.

10. WARUNKI wykonania robót ziemnych:

- Przed rozpoczęciem robót fundamentowych należy, niezależnie od danych zawartych w projekcie, dokonać komisijnego rozeznania w wykopie rzeczywistego układu warstw gruntowych, oraz określić głębokość występowania warstw nośnych, licząc od poziomu posadowienia.
- Wykopy pod fundamenty powinny być wykonane w ten sposób, aby nie nastąpiło naruszenie naturalnej struktury gruntu poniżej spodu fundamentów. Przy wykonaniu wykopów

fundamentowych za pomocą maszyn należy na dnie wykopu zostawić w gruntach sypkich warstwę gruntu o grubości 0,2-0,3 m, w gruntach spoistych – o grubości 0,5 m poniżej przewidywanego poziomu posadowienia, ze względu na możliwość rozluźnienia gruntu przez maszyny. Dalsze roboty ziemne należy wykonać ręcznie.

- Wyrównanie, względnie podnoszenie poziomu dna wykopu przez podsypywanie gruntem miejscowym jest niedopuszczalne.
- Dno wykopów należy chronić przed zalaniem wodami powierzchniowymi gruntowymi. W przypadku zalania dna wykopu wodami powierzchniowymi lub gruntowymi należy przede wszystkim usunąć wodę, a następnie zbadać, czy nie nastąpiło przy tym naruszenie naturalnej struktury gruntu w podłożu. Rozluźniona górna warstwę gruntu należy usunąć, zastępując ją do poziomu posadowienia chudym betonem lub innym odpowiednim materiałem, jak np.. zagęszczonym piaskiem gruboziarnistym, pospółką, żwirem.
- Na dnie wykopu pod fundamenty należy wykonać warstwę chudego betonu o grubości 10 cm.
- Podczas wykonywania wykopów w warunkach zimowych należy ochronić podłoże gruntowe od przemarzania. Przed nastaniem mrozów fundamenty powinny być zasypane do odpowiedniej wysokości gruntem lub ochronione w inny sposób tak, aby nie nastąpiło zjawisko spęcznienia gruntów pod fundamentami.
- Do robót fundamentowych można przystąpić dopiero po odbiorze podłoża pod fundament, co powinno być stwierdzone w protokole odbioru oraz wpisem w dzienniku budowy.
- Do zasypywania fundamentów należy stosować grunt rodzimy pochodzący z wykopów (jeśli jest to możliwe). Grunt użyty do zasypywania fundamentów nie powinien zawierać odpadków materiałów budowlanych lub innych zanieczyszczeń, zwłaszcza organicznych. Przydatność gruntu do zasypywania fundamentów określi Kierownik budowy wraz z Inspektorem Nadzoru. Zasypkę fundamentów należy wykonać ze spadkiem ułatwiającym odprowadzenie wody od ścian wg zasad budowlanych.
- Wszystkim pracom związanym z robotami ziemnymi i fundamentami powinien towarzyszyć geolog z odpowiednimi uprawnieniami (kontrola stanu gruntu).
- Wykonawca i Inwestor w razie ujawnienia przedmiotu, który posiada cechy zabytku, zobowiązani są niezwłocznie powiadomić Wójta Gminy Celestynów i Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków, jednocześnie zobowiązani są do zabezpieczenia odkrytego przedmiotu i do wstrzymania wykonywania wszelkich robót mogących uszkodzić dany przedmiot.
- INWESTOR i Wykonawca realizujący przedsięwzięcie są zobowiązani uwzględnić ochronę środowiska na obszarze prowadzonych prac, a w szczególności ochronę gleby, zieleni, naturalnego ukształtowania terenu i stosunków wodnych.
- OBOWIĄZUJE zakaz przekształcania naturalnej rzeźby terenu, likwidowania i niszczenia zadrzewień przydrożnych i śródpalnych.

11. WARUNKI wykonania robót żelbetowych:

- Betonowanie należy prowadzić stopniowo i równomiernie tak aby nie dopuścić do przeciążenia deskowania mieszanką betonową.
- W przypadku stosowania domieszek chemicznych do masy betonowej, roztwór należy przygotowywać w wydzielonych naczyniach i w wyznaczonym do tego miejscu, a pracownicy przy tym zatrudnieni powinni być zaopatrzeni w sprzęt ochrony osobistej.
- Wylewanie mieszanki betonowej nie może być prowadzone z wysokości powyżej 1m.
- Nie zabetonowane zbrojenie konstrukcji należy uziemić, jeżeli ma ono styczność z odcinkiem nagrzewanym elektrycznie.

- Stemplowania, jako konstrukcje nośne pod wszelkiego typu deskowania stropów i belek, muszą być odpowiednio zamocowane i zaklinowane. Podłoże, na których są ustawione powinno posiadać dostateczną nośność, po to by uniemożliwić osiadanie stojaków.
- Rozbiórka stemplowania musi być wykonywana tylko przez fachowe brygady, bez udziału pracowników niekwalifikowanych. Termin rozpoczęcia demontażu wyznacza każdorazowo kierownik budowy. Stojaki powinny być usuwane stopniowo. Nie należy usuwać ich jednocześnie spod znacznej części zabetonowanej konstrukcji. W czasie wybijania klinów spod stojaków należy zabezpieczyć ich górne części, by nie dopuścić do niespodziewanego wyskoczenia i przewrócenia się.
- Do rozbiórki deskowania stropów wolno przystąpić dopiero po osiągnięciu przez beton dostatecznej wytrzymałości i wyłącznie na polecenie kierownika budowy

12. UWAGI dotyczące bezpieczeństwa i higieny pracy:

Przed rozpoczęciem prac kierownik budowy powinien umieścić na budowie w widocznym miejscu tablicę informacyjną. Teren budowy powinien być ogrodzony. Kierownik budowy zobowiązany jest do poinstruowania pracowników o podstawowych zasadach bezpieczeństwa pracy. Pracownicy powinni być wyposażeni w odpowiednią odzież roboczą i ochronną, kaski i odpowiednie obuwie. Wszyscy pracownicy powinni mieć odpowiednią kwalifikację i mieć ważne orzeczenie lekarskie o dopuszczeniu do pracy. Na budowie powinna być apteczka i zapewniony kontakt do punktu pomocy medycznej. Roboty konstrukcyjne należy wykonywać pod kierownictwem osoby posiadającej odpowiednie uprawnienia budowlane.

Otwock, 29.X.2014r.

SPRAWDZAJĄCY:

Inż. Wiktor Kuśmirek
[Signature]
 Uprawnienia budowlane do projektowania
 bez ograniczeń w specjalności
 konstrukcyjno-budowlanej.
 upr. nr st-24/87

PROJEKTANT:



ASYSTENT PROJEKTANTA

[Signature]
[Signature]
 tech. bud. Franciszek CIPSKI
 upr. bud. 69/65 i NUB/159/93g
 w specj. architekton. i konstr.-inż.
 uprawniony do kontrolowania
 stanu technicznego budynków i budowli

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z Dziennikiem Ustaw z 2013r. poz. 1409 oświadczam, że niżej wymieniony:

*PROJEKT BUDOWLANY PRZEDSZKOLA SAMORZĄDOWEGO
w CELESTYNOWIE przy ul. Szkolnej – działki nr ew. 468, 472, 473
-- KONSTRUKCJA --*

jest kompletny oraz sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Otwock, dnia 29.X.2014r.

PROJEKTANT:

SPRAWDZAJĄCY:

inż. Wiktor Kuśmirek
[Signature]
Uprawnienia budowlane do projektowania
bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej.
upr. nr st-24/87



ASYSTENT PROJEKTANTA

[Signature]
tech. bud. *Franciszek LIPSKI*
upr. bud. 69/65 i NUB/U-469/93g
w specj. architekton. i konstr.-inz.
uprawniony do kontrolowania
stanu technicznego budynków i budowli



IZBA ARCHITEKTÓW
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ

Mazowiecka Okręgowa Rada Izby Architektów RP

ZAŚWIADCZENIE - ORYGINAŁ

(wypis z listy architektów)

Mazowiecka Okręgowa Rada Izby Architektów RP zaświadcza, że:

mgr inż. arch. Anna Maria ZABŁOCKA-SZYMAŃSKA

posiadająca kwalifikacje zawodowe do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie w specjalności architektonicznej i w zakresie posiadanych uprawnień nr **265/67**, jest wpisana na listę członków Mazowieckiej Okręgowej Izby Architektów RP pod numerem: **MA-0954**.

Członek czynny od: 20-01-2002 r.

Data i miejsce wygenerowania zaświadczenia: 04-07-2014 r. Warszawa.

Zaświadczenie jest ważne do dnia: **31-12-2014 r.**

Podpisano elektronicznie w systemie informatycznym Izby Architektów RP przez:
Anatol Kuczyński, Sekretarz Okręgowej Rady Izby Architektów RP.

Nr weryfikacyjny zaświadczenia:

MA-0954-544B-C94C-9EDB-929F

PREZYDIUM WOJEWÓDZKIEJ
RADY NARODOWEJ
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
URBANISTYKI I ARCHITEKTURY
W WARSZAWIE

Warszawa, dnia 24 stycznia 1967 r.

Nr ewid. uprawn. 265/67

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Na podstawie art. 18, art. 19, ust. 1, pkt. I i art. 20 ust. 1 ustawy z dnia 31 stycznia 1961 roku - prawo budowlane (Dz. U. nr 7, poz. 46) oraz § 29 i § 5 ust. 1 pkt. 1 rozporządzenia Przewodniczącego Komitetu Budownictwa, Urbanistyki i Architektury z dnia 10 września 1962 r. w sprawie kwalifikacji fachowych osób wykonujących funkcje techniczne w budownictwie powszechnym (Dz. U. nr 53 poz. 266) Ob. ANNA MARIA ZABŁOCKA - SZYMAŃSKA
magister inżynier architektury
urodzony dnia 5 marca 1937 r. w Warszawie

o t r z y m a j e

w specjalności architektonicznej.

uprawnienia budowlane do: sporządzania projektów budowlanych architektonicznych wszelkich obiektów budowlanych, projektów budowlanych konstrukcyjnych z wyjątkiem projektów obiektów budowlanych o skomplikowanej konstrukcji, projektów instalacji i urządzeń sanitarnych z wyjątkiem skomplikowanych instalacji i urządzeń sanitarnych.

Z-p GŁÓWNEGO ARCHITEKTA
Województwa Warszawskiego
Inż. arch. Wiesław Wierzbicki



URZĄD
 MIASTA STOLECZNEGO WARSZAWY
 WYDZIAŁ PLANOWANIA PRZESTRZENNEGO
 URBANISTYKI, ARCHITEKTURY I NADZORU BUDOWLANEGO

Nr ewidencyjny St-24/87.....

STWIERDZENIE POSIADANIA PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie

Na podstawie art. 18 ust. 5 i art. 57 ust. 3 ustawy z dnia 24 października 1974 r.
 - Prawo budowlane (Dz. U. Nr 38, pozycja 229) oraz §
 2 ust. 1 pkt 1., § 4 ust. 2., § 6 ust. 3., § 13 ust. 1 pkt 2.....
 rozp. Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r.
 w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46).

STWIERDZAM

ze Ob. WIKTOR CZESŁAW KUSMIRYK s. Czesława.....
 inżynier budownictwa.....

urodzony(a) dnia 11 października 1950 r. Otwock.....

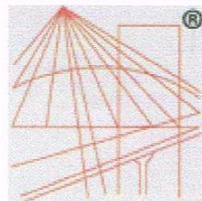
posiada przygotowanie zawodowe do pełnienia samodzielnej funkcji.....

projektanta.....
 w specjalności konstrukcyjno - budowlanej.....

- 1/ do sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych.
- 2/ do sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych :
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami,
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.



ZASTĘPCA
 NACZELNEGO INSPIKTORA
 WARSZAWY
 mgr inż. Jan Piątkowski



P O L S K A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-FH1-XBP-TEP *

Pan WIKTOR CZESŁAW KUŚMIREK o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0420/01
adres zamieszkania ul. SKRZETUSKIEGO 20, 05-402 OTWOCK
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2014-01-01 do 2014-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2013-12-12 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.

PREZYDIUM
WOJEWÓDZKIEJ RADY NARODOWEJ

WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
URBANISTYKI I ARCHITEKTURY
w Warszawie

Warszawa, dnia 14 maja 1965 r.

Nr ewid. uprawn. 69/65

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Na podstawie art. 18, art. 19, ust. 1, pkt. 1 i art. 20, ust. 1 ustawy z dnia 31 stycznia 1961 r. – prawo budowlane (Dz. U. nr 7, poz. 46) oraz § 29 i § 11 ust. 1 pkt. 1 rozporządzenia Przewodniczącego Komitetu Budownictwa, Urbanistyki i Architektury z dnia 10 września 1962 r. w sprawie kwalifikacji fachowych osób wykonujących funkcje techniczne w budownictwie powszechnym (Dz. U. nr 53, poz. 266) ob. FRANCISZEK JAN L I P S K I s. Michała
technik budowlany
urodzony dnia 3 czerwca 1940 r. w Cieciorce pow. Starogard Gd.

o t r z y m u j e

w specjalności architektonicznej i konstrukcyjno-inżynierskiej.

uprawnienia budowlane do: kierowania robotami budowlanymi obiektów budowlanych z wyłączeniem obiektów o skomplikowanej konstrukcji.

Z-ca GŁÓWNEJ BIURETA
Województwa Mazowieckiego

inż. arch. Wiesław Wiczorhiewicz



Warszawa, dnia 06 grudnia 1993r.

NUB/U-469/93/g

Pan

Franciszek LIPSKI

ul. H.Koźłataja 88 m.18

05 - 400 O t w o c k

W odpowiedzi na pismo z dnia 15.11.1993r., Wydział Nadzoru Urbanistycznego i Budowlanego Urzędu Wojewódzkiego w Warszawie wyjaśnia, co następuje:

osoby, które przed 1 kwietnia 1975 r. uzyskały prawo kierowania robotami budowlanymi obiektów budowlanych - zgodnie z art.67 ustawy z dnia 24 października 1974 r. Prawo budowlane /Dz.U.Nr 38, poz.229/ zachowują nadal uprawnienia do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie w dotychczasowym zakresie, określonym w posiadanych uprawnieniach budowlanych;

mając uprawnienia budowlane - decyzją właściwego organu stwierdzającą posiadanie przygotowania zawodowego do pełnienia funkcji kierownika budowy i robót - z mocy przepisów § 5 ust.2, § 6 ust.2, § 7 i § 13 ust.1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20.02.1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz.U.Nr 8, poz.46 z późn.zmianami/, uzyskują również prawo wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w specjalności, w której uzyskali uprawnienia budowlane, w zakresie określonym w/w przepisami;

dla tych osób zakres prawa wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie obejmuje więc łączny zakres, określony w posiadanych uprawnieniach oraz w przepisach w/w rozporządzenia dla danej specjalności techniczno-budowlanej.

Uprawnienia budowlane wydane Panu 14 maja 1965 r. Nr ewidenc. 69/65, w specjalności architektonicznej i konstrukcyjno-inżynierskiej, do kierowania robotami budowlanymi obiektów budowlanych z wyłączeniem obiektów o skomplikowanej konstrukcji z § 11 ust.1 pkt 1 rozporządzenia Przewodniczącego KBUIA z dn.10.09.1962r. /Dz.U.Nr 53, poz.266/, upoważniają w specjalności konstrukcyjno-budowlanej do :

- 1/ kierowania, nadzorowania i kontrolowania technicznego budowy i robót, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz do kontrolowania stanu technicznego budynków i innych budowli o powszechnie znanych rozwiązaniach konstrukcyjnych, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz nawierzchni lotniskowych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodno-melioracyjnych,
- 2/ sporządzania projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków.

Z up. WOJEWODY WARSZAWSKIEGO
ARCHIT. WOJEWÓDZKI
mgr inż. arch. Zygmunt Michalski



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-9TE-QMV-PNJ *

Pan FRANCISZEK JAN LIPSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/6208/02

adres zamieszkania KOŁŁĄTAJA 88 M 18, 05-402 OTWOCK

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2014-01-01 do 2014-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2013-11-27 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

1. Więźba dachowa

Poz. 1.1. Krokwie

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 7,5$ cm

Wysokość $h = 16,0$ cm

Zacios na podporach $t_k = 3,0$ cm

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **G24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

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

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 1,00$ m

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 1,80$ m

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 3,60$ m

Obciążenia dachu:

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

$g_k = 0,138$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,10$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

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

$S_k = 1,080$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=9,1 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=9,1 m, B=16,0 m, L=20,0 m, nachylenie połaci 30,0 st., beta=1,80):

$p_k = 0,129$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant I, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=9,1 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=9,1 m, B=16,0 m, L=20,0 m, nachylenie połaci 30,0 st., beta=1,80):

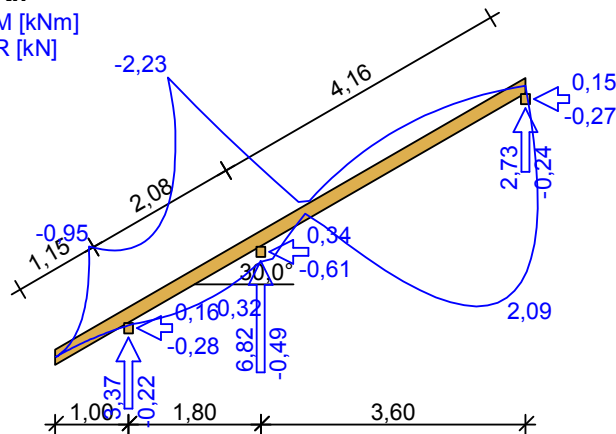
$p_k = -0,232$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ociepleniem (Wełna mineralna + 2xpłyta g.-k. [1,0kN/m³×0,25m + 0,254kN/m²]):

$g_{kk} = 0,504$ kN/m² połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi; $\gamma_f = 1,20$

WYNIKI:

— M [kNm]
— R [kN]



Zginanie:

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

Moment obliczeniowy:

$M_{podp} = -2,23$ kNm

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 10,56$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,715 < 1$

Ugięcie (odcinek górny):

$u_{fin} = 9,43$ mm $<$ $u_{net,fin} = l / 200 = 20,78$ mm (45,4%)

Poz. 1.2. Krokiew narożna

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 20,0$ cm

Wysokość $h = 20,0$ cm

Zacios na podporach $t_k = 3,0$ cm

Drewno:

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

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

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

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,00$ m

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

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 2,45$ m

Obciążenia dachu:

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

$g_k = 0,138$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,10$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

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

$S_k = 1,080$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=9,1 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=9,1 m, B=16,0 m, L=20,0 m, nachylenie połaci 30,0 st., beta=1,80):

$p_k = 0,129$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant I, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=9,1 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=9,1 m, B=16,0 m, L=20,0 m, nachylenie połaci 30,0 st., beta=1,80):

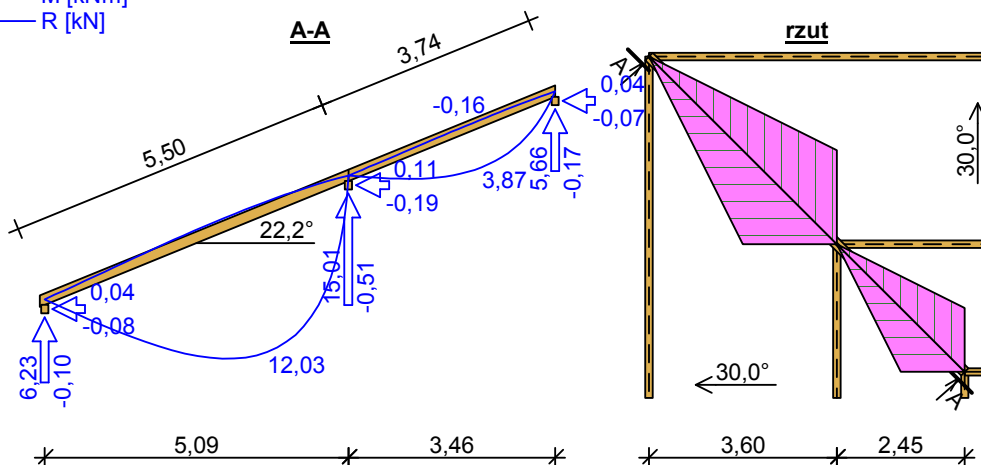
$p_k = -0,232$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ociepleniem (Wełna mineralna + 2xpłyta g.-k. [1,0kN/m³x0,25m + 0,254kN/m²]):

$g_{kk} = 0,504$ kN/m² połaci dachowej na całej krokwi bez wspornika; $\gamma_f = 1,20$

WYNIKI:

— M [kNm]
— R [kN]



Zginanie:

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

Momenty obliczeniowe:

$M_{prześl} = 12,03$ kNm; $M_{podp} = 0,01$ kNm

Warunek nośności - prześło:

$\sigma_{m,y,d} = 9,02$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,611 < 1$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 0,01$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,001 < 1$

Ugięcia (odcinek środkowy): $u_{fin} = 27,01$ mm $< u_{net,fin} = l / 200 = 27,50$ mm (98,2%)

Poz. 1.3. Płatew

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 17,5$ cm

Wysokość $h = 22,5$ cm

Drewno:

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

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Płatew podparta obustronnie siodłkami

Rozstaw słupów $l = 4,75$ m

Długość wysięgu siodłek $a_m = 0,70$ m

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 3,60 + 2,45) / \cos 30,0^\circ) + (0,504 \cdot 0,5 \cdot 3,60 / \cos 30,0^\circ)]$

$G_k = 1,725$ kN/m; $\gamma_f = 1,16$

- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

- obciążenie śniegiem $[1,080 \cdot (0,5 \cdot 3,60 + 2,45)]$

$S_k = 4,590$ kN/m; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem - wariant I (pionowe) $[(0,129 \cdot (0,5 \cdot 3,60 + 2,45) / \cos 30,0^\circ) \cdot \cos 30,0^\circ]$

$W_{k,z} = 0,548$ kN/m; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem - wariant I (poziome) $[(0,129 \cdot (0,5 \cdot 3,60 + 2,45) / \cos 30,0^\circ) \cdot \sin 30,0^\circ]$

$W_{k,y} = 0,316$ kN/m; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem - wariant II (pionowe) $[(-0,232 \cdot (0,5 \cdot 3,60 + 2,45) / \cos 30,0^\circ) \cdot \cos 30,0^\circ]$

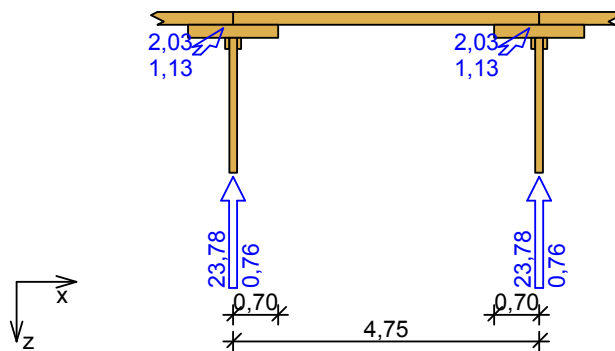
$W_{k,z} = -0,986$ kN/m; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem - wariant II (poziome) $[(-0,232 \cdot (0,5 \cdot 3,60 + 2,45) / \cos 30,0^\circ) \cdot \sin 30,0^\circ]$

$W_{k,y} = -0,569$ kN/m; $\gamma_f = 1,50$

WYNIKI:

— R_z [kN]
— R_y [kN] } dla jednego odcinka (przęsła)



Zginanie:

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

Momenty obliczeniowe

$M_{y,max} = 20,05$ kNm; $M_{z,max} = 1,34$ kNm

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} = 13,58$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa

$\sigma_{m,z,d} = 1,16$ MPa, $f_{m,z,d} = 14,77$ MPa

$k_m = 0,7$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,722 < 1$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,974 < 1$

Ugięcie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe+śnieg)

$u_{fin,z} = 18,46$ mm; $u_{fin,y} = 0,00$ mm

$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 18,46$ mm $< u_{net,fin} = 20,25$ mm (91,2%)

2. Strop nad parterem

Zaprojektowano, jako płytę żelbetową o grubości 25 cm, z betonu B37 oraz stali A-IIIIN (RB500W). Otulina nominalna – 25 mm. Zbrojenie stropu według rys. konstrukcyjnych.

Do obliczeń załączono tylko obliczenia płyt o największych występujących rozpiętościach.

Poz. 2.1. Strop żelbetowy

Dane materiałowe :

Grubość płyty 25,0 cm

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

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25$ kN/m³

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,29$

Stal zbrojeniowa A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Terakota gr. 2,2cm [21,0 kN/m ³ ·0,022m] [0,460kN/m ²]	0,46	1,30	--	0,60
2.	Warstwa cementowa grub. 4,3 cm [21,0kN/m ³ ·0,043m] [0,900kN/m ²]	0,90	1,30	--	1,17
3.	Styropian grub. 5 cm [0,45kN/m ³ ·0,05m] [0,020kN/m ²]	0,02	1,30	--	0,03
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m] [0,290kN/m ²]	0,29	1,30	--	0,38
5.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
6.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 0,5 kN/m ² od 1,5 kN/m ²) wys. 2,80 m [0,792kN/m ²]	0,79	1,20	--	0,95
7.	Płyta żelbetowa grub.25 cm	6,25	1,10	--	6,88
	$\Sigma:$	10,71	1,19	--	12,79

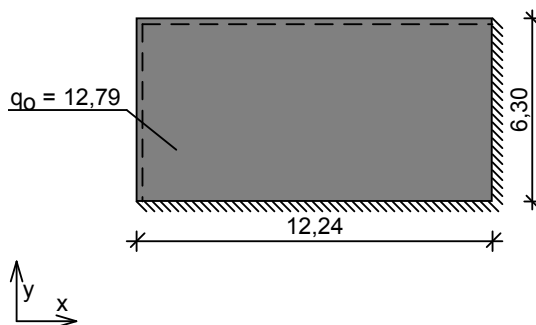
Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie $a_{lim} = 30$ mm - jak dla stropów (tablica 8)

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 12,24$ m

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 6,30$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx} = 7,81$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 6,54$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 5,93$ kNm/m
 Momenty podporowe obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 15,71$ kNm/m
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt,p} = 11,93$ kNm/m
 Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox,max} = 40,30$ kN/m
 Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox} = 25,19$ kN/m

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 29,49$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sdy} = 24,69$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt} = 22,38$ kNm/m
 Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sdy,p} = 59,31$ kNm/m
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt,p} = 45,01$ kNm/m
 Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy,max} = 40,30$ kN/m
 Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy} = 35,65$ kN/m

Zbrojenie przęsłowe w kierunku x $\phi 12$ co **20,0 cm**
 Otulenie zbrojenia przęsłowego w kierunku x $c_{nom,x} = 25$ mm
 Zbrojenie podporowe w kierunku x $\phi 12$ co **15,0 cm**
 Otulenie zbrojenia podporowego w kierunku x $c_{nom,x} = 30$ mm
 Zbrojenie przęsłowe w kierunku y $\phi 12$ co **15,0 cm**
 Otulenie zbrojenia przęsłowego w kierunku y $c_{nom,y} = 30$ mm
 Zbrojenie podporowe w kierunku y $\phi 12$ co **15,0 cm**
 Otulenie zbrojenia podporowego w kierunku y $c_{nom,y} = 25$ mm

Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):

Kierunek x:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x} = 7,81$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,x} = 50,60$ kNm/mb (15,4%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x,p} = 15,71$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,x,p} = 65,26$ kNm/mb (24,1%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,x} = 40,30$ kN/mb $<$ $V_{Rd1,x} = 176,65$ kN/mb (22,8%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Kierunek y:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y} = 29,49$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,y} = 65,26$ kNm/mb (45,2%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y,p} = 59,31$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,y,p} = 66,84$ kNm/mb (88,7%)

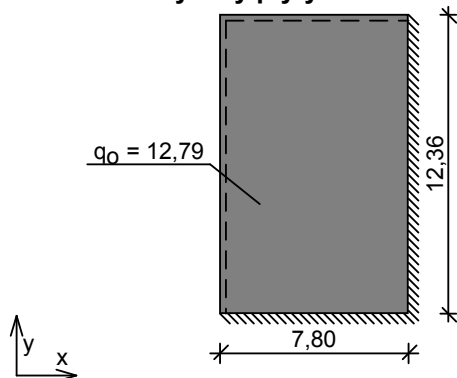
Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,y} = 40,30$ kN/mb $<$ $V_{Rd1,y} = 175,85$ kN/mb (22,9%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,293$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (97,8%)

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,40$ mm $<$ $a_{lim} = 30,00$ mm (18,0%)

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 7,80$ m

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 12,36$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx} = 39,63$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 33,17$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 30,07$ kNm/m
 Momenty podporowe obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 83,98$ kNm/m
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt,p} = 63,74$ kNm/m
 Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox,max} = 49,90$ kN/m
 Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox} = 41,53$ kN/m

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 15,78$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sdy} = 13,21$ kNm/m
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt} = 11,98$ kNm/m
 Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sdy,p} = 33,44$ kNm/m
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt,p} = 25,38$ kNm/m
 Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy,max} = 49,90$ kN/m
 Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy} = 31,19$ kN/m

Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):

Kierunek x:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x} = 39,63$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,x} = 82,77$ kNm/mb (47,9%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x,p} = 83,98$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,x,p} = 121,80$ kNm/mb (69,0%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,x} = 49,90$ kN/mb $<$ $V_{Rd1,x} = 181,51$ kN/mb (27,5%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,197$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (65,6%)

Kierunek y:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y} = 15,78$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,y} = 65,26$ kNm/mb (24,2%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y,p} = 33,44$ kNm/mb $<$ $M_{Rd,y,p} = 69,73$ kNm/mb (48,0%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,y} = 49,90$ kN/mb $<$ $V_{Rd1,y} = 175,85$ kN/mb (28,4%)

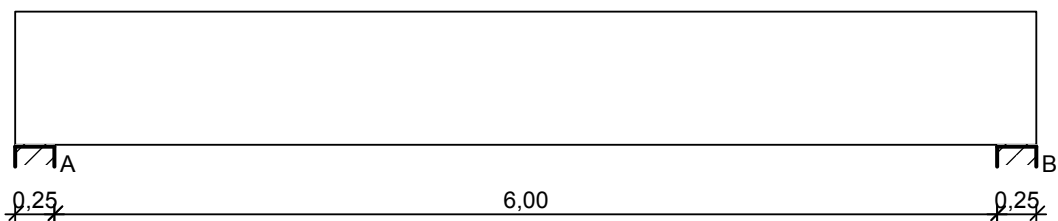
Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 10,90$ mm $<$ $a_{lim} = 31,20$ mm (34,9%)

Poz. 2.2. Podciąg

SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

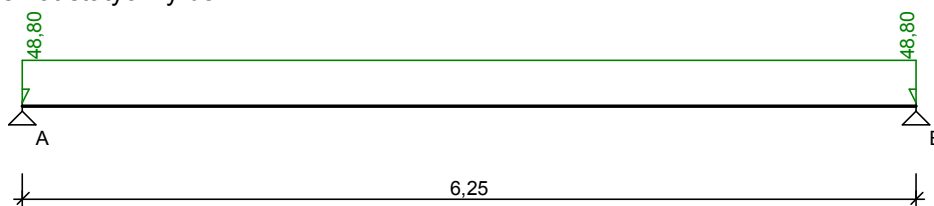
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia stałe ze stropu szer.3,05 m [8,710kN/m ² ·3,05m]	26,57	1,15	--	30,56	cała belka
2.	Obciążenia zmienne ze stropu szer.3,05 m [2,000kN/m ² ·3,05m]	6,10	1,40	0,50	8,54	cała belka
3.	Obciążenie z dachu - murłata [4,0 kN/m]	4,00	1,00	--	4,00	cała belka
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,015 m i szer.0,24 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·0,24m]	0,07	1,30	--	0,09	cała belka
5.	Ciężar własny belki	5,10	1,10	--	5,61	cała belka

[0,24m·0,85m·25,0kN/m³]

Σ: 41,84 1,17 48,80

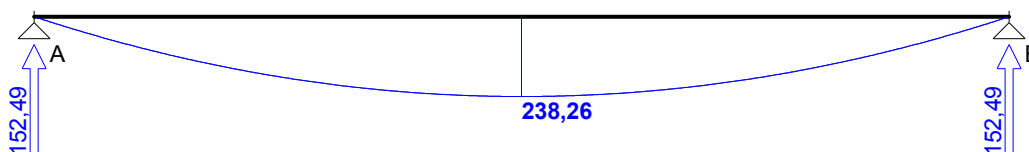
Schemat statyczny belki



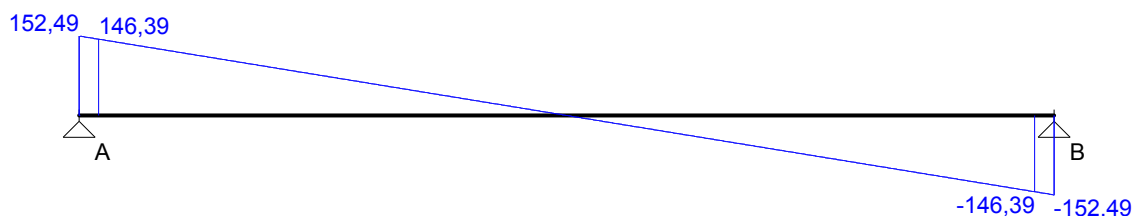
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

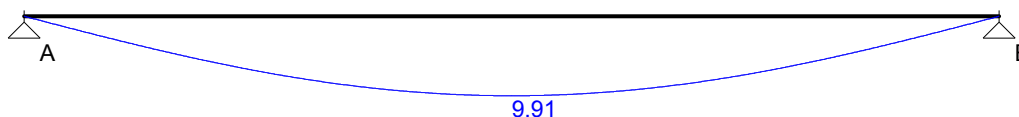
Momenty zginające [kNm]:



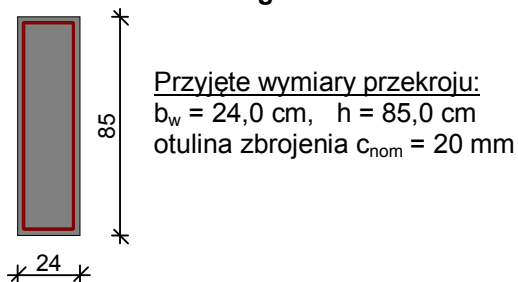
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 238,26 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $5\phi 16$ o $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,51\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 238,26 \text{ kNm} < M_{Rd} = 316,68 \text{ kNm}$ (75,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 146,39 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuczętymi $\phi 6$ co 100 mm na odcinku 150,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 146,39 \text{ kN} < V_{Rd3} = 157,81 \text{ kN}$ (92,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 189,40 \text{ kNm}$

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

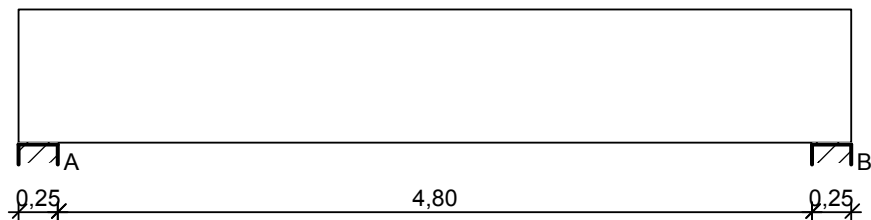
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,91 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$ (33,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 116,37 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,127 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (42,4%)

Poz. 2.3. Podciąg

SZKIC BELKI

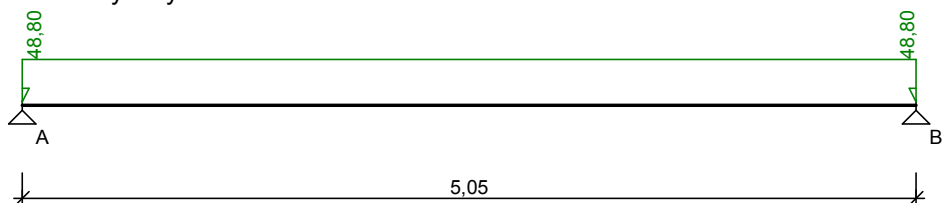


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia stałe ze stropu szer.3,05 m [8,710kN/m ² ·3,05m]	26,57	1,15	--	30,56	cała belka
2.	Obciążenia zmienne ze stropu szer.3,05 m [2,000kN/m ² ·3,05m]	6,10	1,40	0,50	8,54	cała belka
3.	Obciążenie z dachu - murłata [4,0 kN/m]	4,00	1,00	--	4,00	cała belka
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,015 m i szer.0,24 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·0,24m]	0,07	1,30	--	0,09	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,24m·0,85m·25,0kN/m ³]	5,10	1,10	--	5,61	cała belka
Σ :		41,84	1,17		48,80	

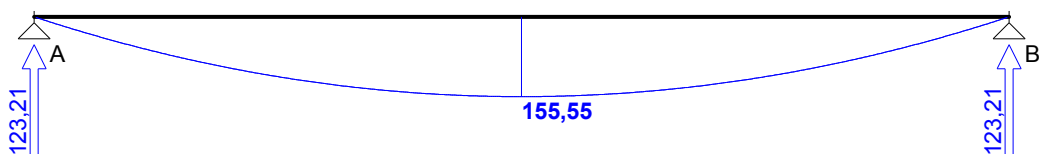
Schemat statyczny belki



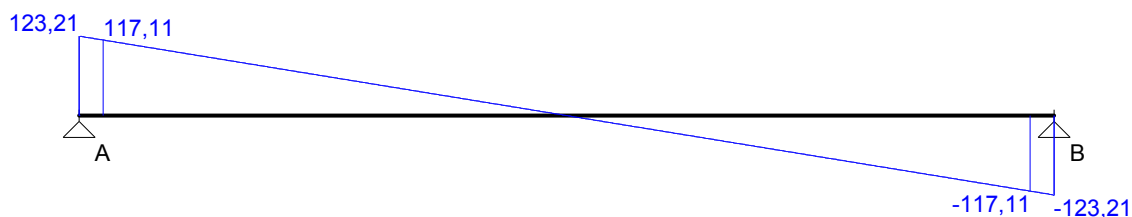
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

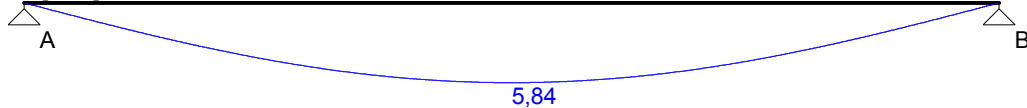
Momenty zginające [kNm]:



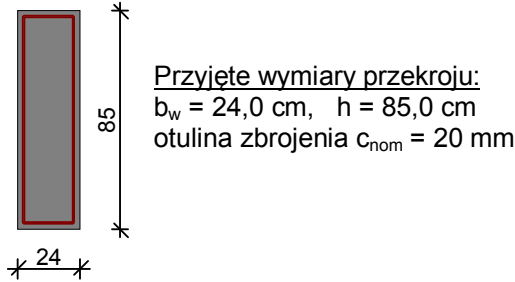
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 155,55 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,31\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 155,55 \text{ kNm} < M_{Rd} = 196,70 \text{ kNm}$ (79,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 117,11 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuczętymi $\phi 6$ co 130 mm na odcinku $156,0 \text{ cm}$ przy podporach oraz co 250 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 117,11 \text{ kN} < V_{Rd3} = 121,39 \text{ kN}$ (96,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 123,66 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,217 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (72,2%)

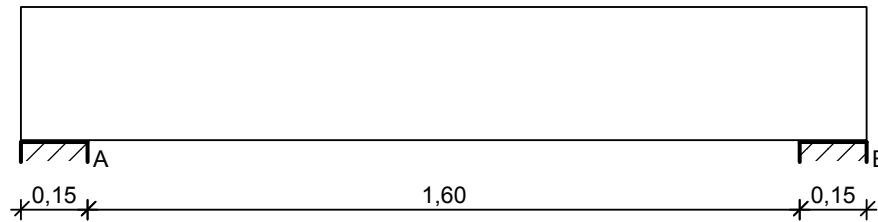
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,84 \text{ mm} < a_{lim} = 5050/200 = 25,25 \text{ mm}$ (23,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 93,10 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,138 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (45,9%)

Poz. 2.4. Podciąg

SZKIC BELKI

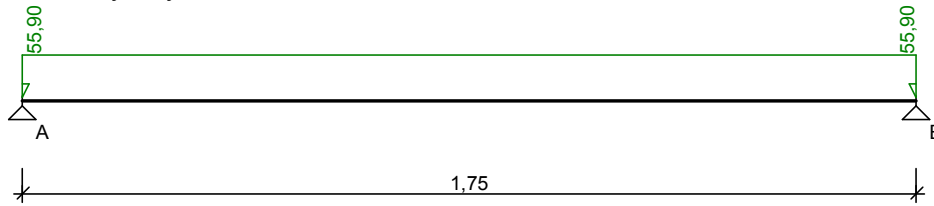


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia stałe ze stropu szer.4,20 m [8,710kN/m ² ·4,20m]	36,58	1,15	--	42,07	cała belka
2.	Obciążenia zmienne ze stropu szer.4,20 m [2,000kN/m ² ·4,20m]	8,40	1,40	--	11,76	cała belka
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,015 m i szer.0,24 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·0,24m]	0,07	1,30	--	0,09	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m·0,30m·25,0kN/m ³]	1,80	1,10	--	1,98	cała belka
Σ :		46,85	1,19		55,90	

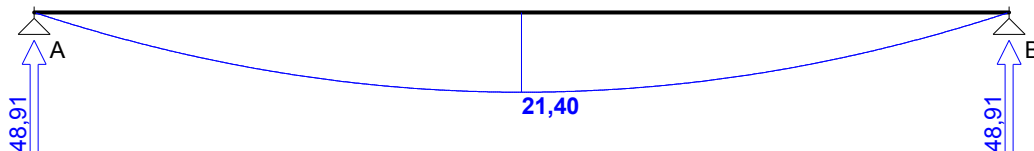
Schemat statyczny belki



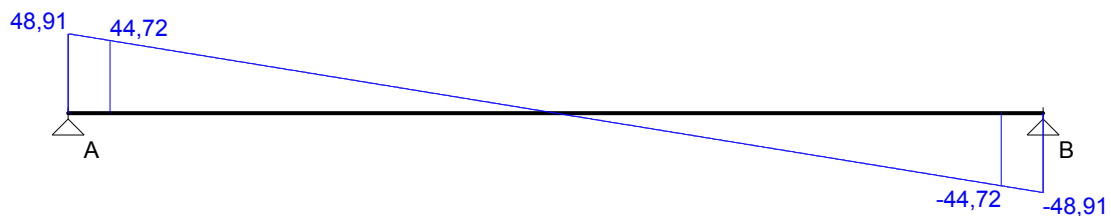
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

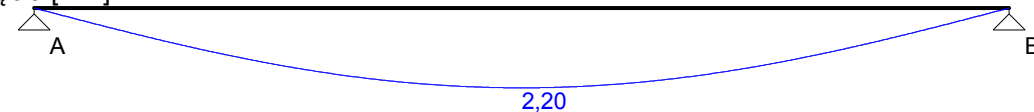
Momenty zginające [kNm]:



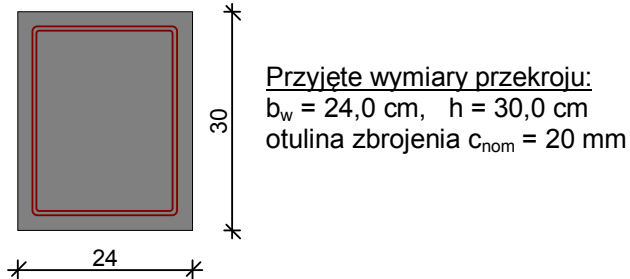
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 21,40 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,00 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,53\%$)
 (decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 21,40 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,02 \text{ kNm}$ (61,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 44,72 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 110 mm na odcinku $55,0 \text{ cm}$ przy podporach oraz co 200 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 44,72 \text{ kN} < V_{Rd3} = 47,12 \text{ kN}$ (94,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 17,93 \text{ kNm}$

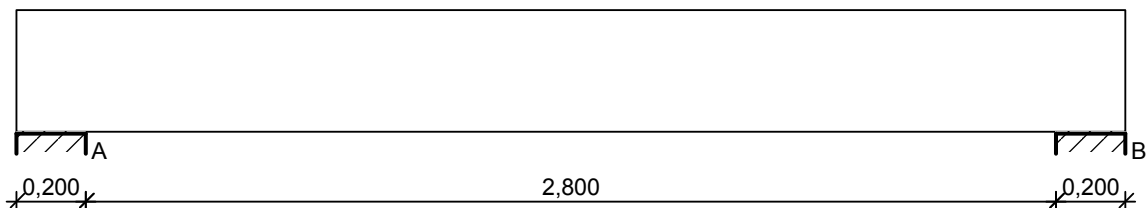
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,207 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (68,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,20 \text{ mm} < a_{lim} = 1750/200 = 8,75 \text{ mm}$ (25,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 37,48 \text{ kN}$
 Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,148 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (49,3%)

Poz. 2.5. Podciąg

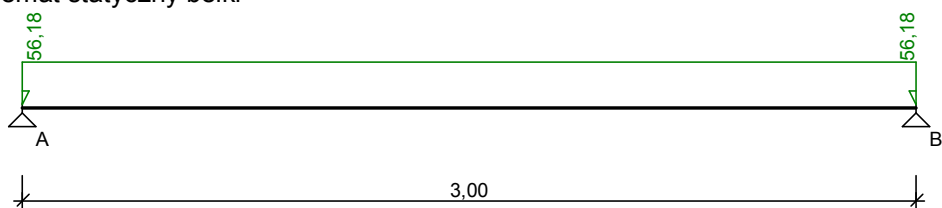
SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:						
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	16,14	1,18	0,77	19,05	cała belka
2.	Obciążenia stałe ze stropu szer.2,70 m [8,710kN/m ² ·2,70m]	23,52	1,15	--	27,05	cała belka
3.	Obciążenia zmienne ze stropu szer.2,70 m [2,000kN/m ² ·2,70m]	5,40	1,40	--	7,56	cała belka
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,015 m i szer.0,30 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·0,30m]	0,09	1,30	--	0,12	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,25m·0,35m·25,0kN/m ³]	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		47,34	1,19		56,18	

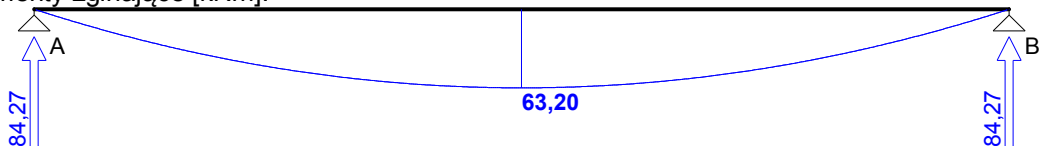
Schemat statyczny belki



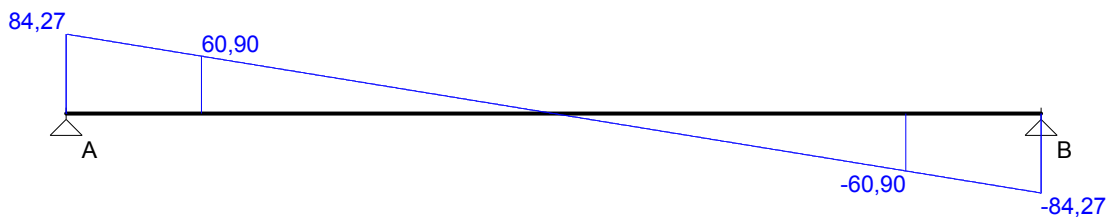
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

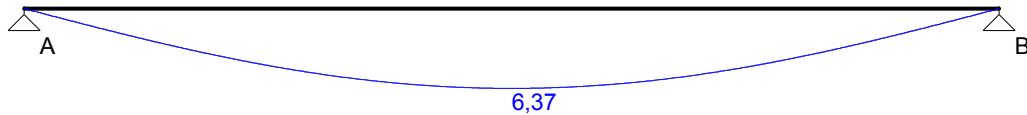
Momenty zginające [kNm]:



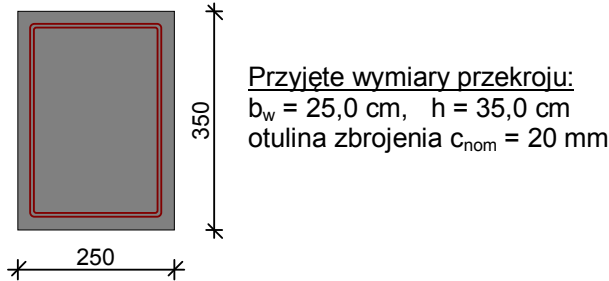
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 63,20 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 16$ o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,02\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 63,20 \text{ kNm} < M_{Rd} = 89,63 \text{ kNm}$ (70,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 60,90 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 100 mm na odcinku 60,0 cm przy podporach oraz co 230 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 60,90 \text{ kN} < V_{Rd3} = 61,11 \text{ kN}$ (99,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 49,08 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,178 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (59,4%)

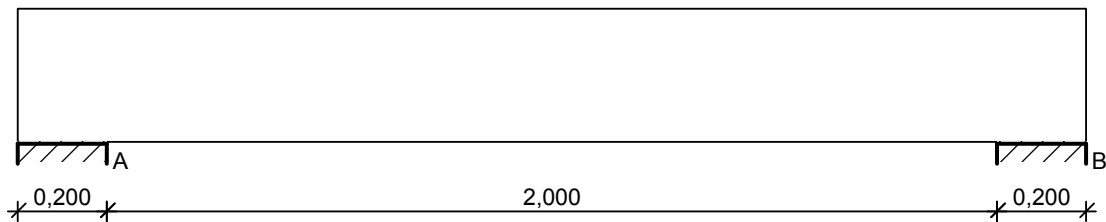
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,37 \text{ mm} < a_{lim} = 3000/200 = 15,00 \text{ mm}$ (42,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 61,08 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,234 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (77,9%)

Poz. 2.6. Podciąg

SZKIC BELKI

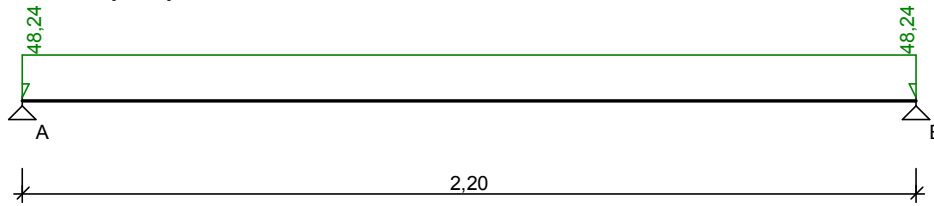


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia stałe ze stropu szer.3,60 m [8,710kN/m ² ·3,60m]	31,36	1,15	--	36,06	cała belka
2.	Obciążenia zmienne ze stropu szer.3,60 m [2,000kN/m ² ·3,60m]	7,20	1,40	--	10,08	cała belka
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,015 m i szer.0,30 m [19,0kN/m ³ ·0,015m·0,30m]	0,09	1,30	--	0,12	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m·0,30m·25,0kN/m ³]	1,80	1,10	--	1,98	cała belka
Σ :		40,45	1,19		48,24	

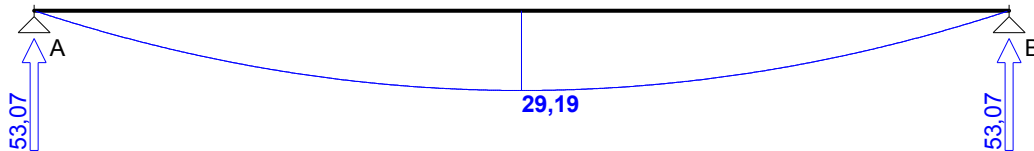
Schemat statyczny belki



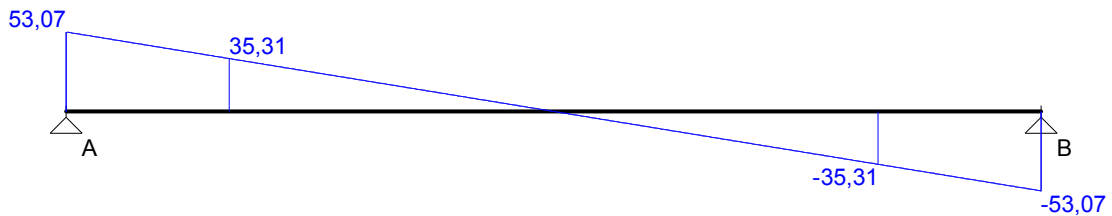
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

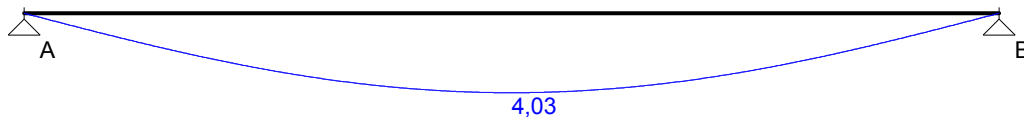
Momenty zginające [kNm]:



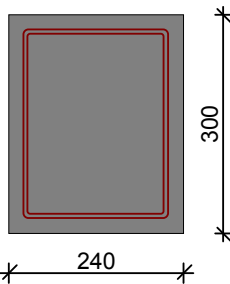
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:
 $b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$
 otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 29,19 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,70\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 29,19 \text{ kNm} < M_{Rd} = 45,28 \text{ kNm}$ (64,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)35,31 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 200 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)35,31 \text{ kN} < V_{Rd1} = 44,42 \text{ kN}$ (79,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 24,47 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,193 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (64,5%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,03 \text{ mm} < a_{lim} = 2200/200 = 11,00 \text{ mm}$ (36,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 40,45 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

3. Schody

DANE MATERIAŁOWE

Klasa betonu **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$
 Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$
 Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$
 Wilgotność środowiska $RH = 50\%$
 Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
 Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$
 Stal zbrojeniowa A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$
 Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$
 Otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$
 Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **St0S-b**
 Średnica prętów konstrukcyjnych $\phi = 6 \text{ mm}$
 Maksymalny rozstaw prętów konstr. 30 cm

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

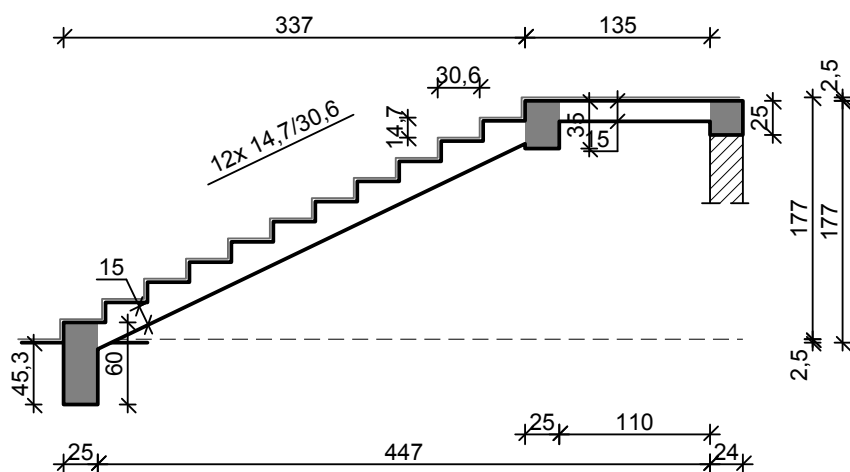
Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$

Bieg schodowy 1

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów:

Długość biegu $l_n = 3,37 \text{ m}$
 Różnica poziomów spoczników $h = 1,77 \text{ m}$
 Liczba stopni w biegu $n = 12 \text{ szt.}$
 Grubość płyty $t = 15,0 \text{ cm}$
 Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,35 \text{ m}$

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego 2,5 cm
 Okładzina pozioma stopni 2,5 cm
 Okładzina pionowa stopni 2,5 cm
 Okładzina spocznika górnego 2,5 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 1,35 m
 - Schody dwubiegowe 5,0 cm
 Dusza schodów 5,0 cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}$, $h = 60,0 \text{ cm}$
 Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$
 Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 20,0 \text{ cm}$
 Długość podpory prawej $t_P = 20,0 \text{ cm}$

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Płyta

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

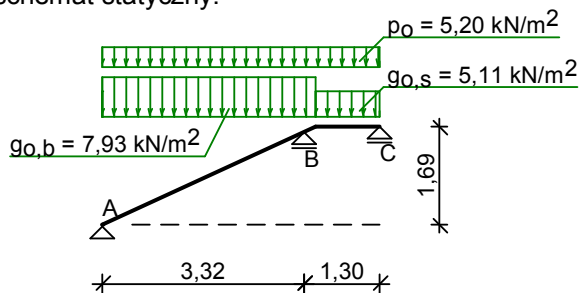
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Warstwa cementowa [21,0kN/m ³] grub.2,5 cm 0,57·(1+14,7/30,6))	0,78	1,20	0,93
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 14,8/30,6	6,01	1,10	6,61
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm)	0,32	1,20	0,38
Σ :		7,10	1,12	7,92

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Warstwa cementowa [21,0kN/m ³] grub.2,5 cm)	0,53	1,20	0,63
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm)	0,28	1,20	0,34
Σ :		4,56	1,12	5,10

Przyjęty schemat statyczny:

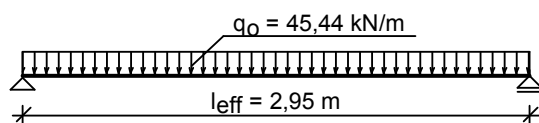


Belka B:

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	36,41	1,18	0,77	43,03	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		38,59	1,18		45,44	

Przyjęty schemat statyczny:



WYNIKI - PŁYTA:

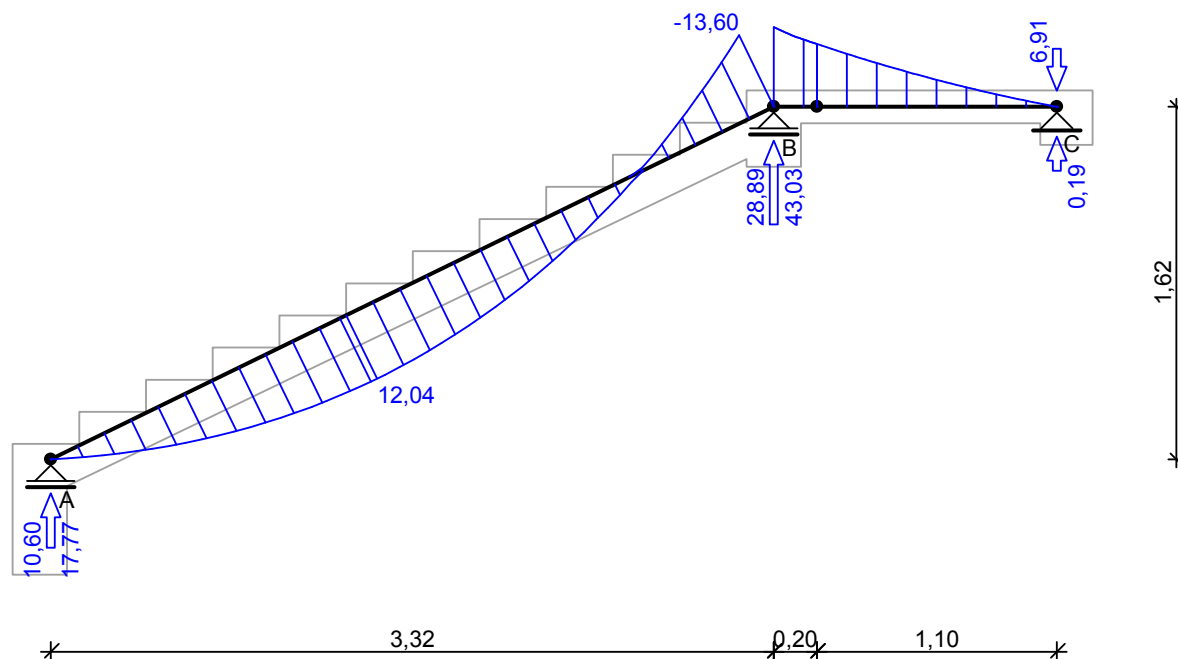
Wyniki obliczeń statycznych:

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy

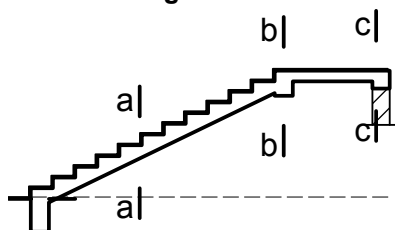
$M_{Sd} = 12,04 \text{ kNm/mb}$

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -13,60$ kNm/mb
 Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,00$ kNm/mb
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 17,77$ kN/mb, $R_{Sd,A,min} = 10,60$ kN/mb
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 43,03$ kN/mb, $R_{Sd,B,min} = 28,89$ kN/mb
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 0,19$ kN/mb, $R_{Sd,C,min} = -6,91$ kN/mb

Obwiednia momentów zginających:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przęsło A-B- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 12,04$ kNm/mb

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,49$ cm²/mb. Przyjęto $\phi 12$ co $18,0$ cm o $A_s = 6,28$ cm²/mb ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 12,04$ kNm/mb $<$ $M_{Rd} = 28,79$ kNm/mb (41,8%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 24,23$ kN/mb

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 24,23$ kN/mb $<$ $V_{Rd1} = 87,05$ kN/mb (27,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,it} = 7,80$ kNm/mb

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,059$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (19,6%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,it}$: $a(M_{Sk,it}) = 3,33$ mm $<$ $a_{lim} = 16,60$ mm (20,0%)

Podpora B- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)13,60$ kNm

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,09$ cm²/mb. Przyjęto góra $\phi 12$ co $18,0$ cm o $A_s = 6,28$ cm²/mb

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = -13,60$ kNm/mb $<$ $M_{Rd} = 39,79$ kNm/mb (-34,2%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,it} = (-)8,81$ kNm/mb

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,075$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (24,9%)

Przęsło B-C- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,00$ kNm/mb

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,55$ cm²/mb. Przyjęto $\phi 12$ co **18,0** cm o $A_s = 6,28$ cm²/mb ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,00$ kNm/mb $<$ $M_{Rd} = 28,79$ kNm/mb (0,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 15,87$ kN/mb

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,87$ kN/mb $<$ $V_{Rd1} = 87,05$ kN/mb (18,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,00$ kNm/mb

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt, podp} = (-)8,81$ kNm/m

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt, podp}) = (-)0,66$ mm $<$ $a_{lim} = 6,50$ mm (10,2%)

WYNIKI - BELKA B:

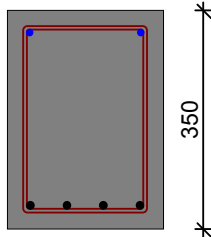
Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 49,43$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 41,98$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 32,71$ kNm

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 67,02$ kN

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



250

350

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0$ cm, $h = 35,0$ cm

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25$ mm

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 49,43$ kNm

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,10$ cm². Przyjęto dołem **4 $\phi 12$** o $A_s = 4,52$ cm² ($\rho = 0,58\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 49,43$ kNm $<$ $M_{Rd} = 54,06$ kNm (91,4%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 62,48$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. **80** mm na odcinku 72,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 62,48$ kN $<$ $V_{Rd3} = 75,67$ kN (82,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 41,98$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 32,71$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,211$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (70,3%)

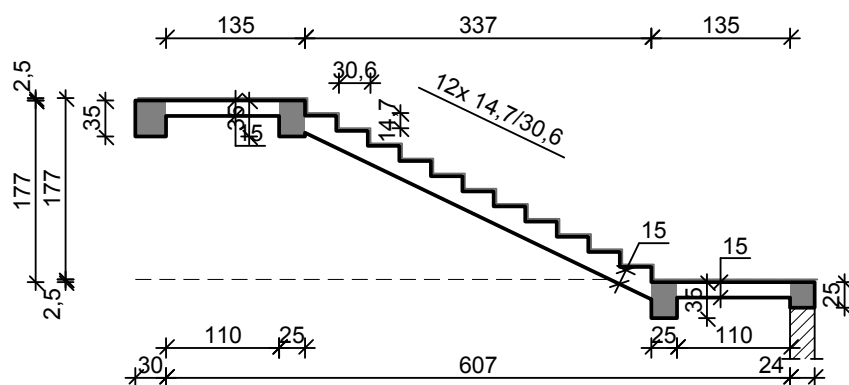
Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 41,34$ kN

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,070$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (23,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,57$ mm $<$ $a_{lim} = 14,75$ mm (44,5%)

Bieg schodowy 2

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,35$ m

Długość biegu $l_n = 3,37$ m

Różnica poziomów spoczników $h = 1,77$ m

Liczba stopni w biegu $n = 12$ szt.

Grubość płyty $t = 15,0$ cm

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,35$ m

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego 2,5 cm

Okładzina pozioma stopni 2,5 cm

Okładzina pionowa stopni 2,5 cm

Okładzina spocznika górnego 2,5 cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 24,0$ cm, $h = 25,0$ cm

Belka dolna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0$ cm, $h = 35,0$ cm

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0$ cm, $h = 35,0$ cm

Belka podpierająca spocznik górny $b = 30,0$ cm, $h = 35,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 20,0$ cm

Długość podpory prawej $t_P = 20,0$ cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Płyta

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

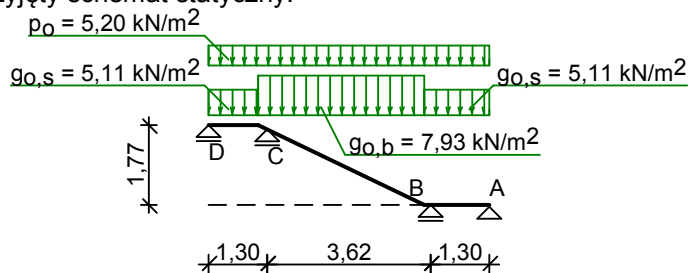
Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Warstwa cementowa [21,0kN/m ³] grub.2,5 cm)	0,53	1,20	0,63
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm)	0,28	1,20	0,34
Σ :		4,56	1,12	5,10

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Warstwa cementowa [21,0kN/m ³] grub.2,5 cm $0,57 \cdot (1+14,7/30,6)$)	0,78	1,20	0,93
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 14,8/30,6	6,01	1,10	6,61
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm)	0,32	1,20	0,38
Σ :		7,10	1,12	7,92

Przyjęty schemat statyczny:

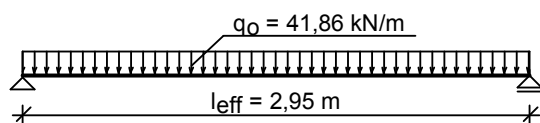


Belka B:

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	33,38	1,18	0,77	39,45	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		35,57	1,18		41,86	

Przyjęty schemat statyczny:

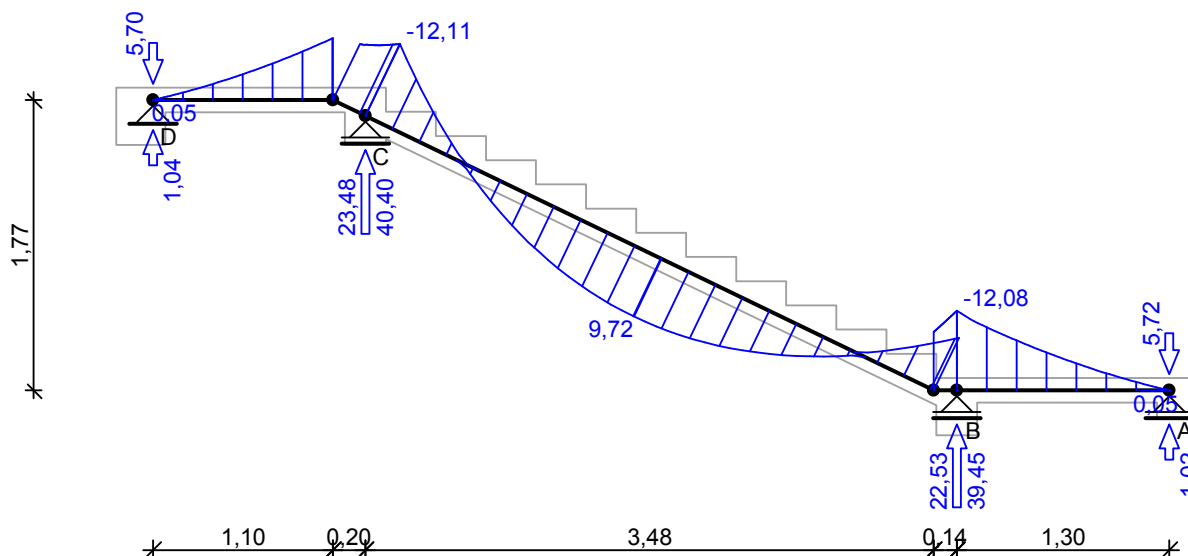


WYNIKI - PŁYTA:

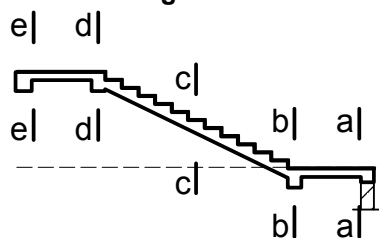
Wyniki obliczeń statycznych:

- Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm/mb}$
- Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -12,08 \text{ kNm/mb}$
- Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 9,72 \text{ kNm/mb}$
- Podpora C: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -12,11 \text{ kNm/mb}$
- Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm/mb}$
- Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 1,02 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = -5,72 \text{ kN/mb}$
- Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 39,45 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 22,53 \text{ kN/mb}$
- Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 40,40 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = 23,48 \text{ kN/mb}$
- Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,D,max} = 1,04 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,D,min} = -5,70 \text{ kN/mb}$

Obwiednia momentów zginających:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przęsło A-B- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,55 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 28,79 \text{ kNm/mb}$ (0,2%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 14,70 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 14,70 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (16,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długostrwały $M_{Sk,lt} = 0,03 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Moment podporowy charakterystyczny długostrwały $M_{Sk,lt, podp} = (-)7,83 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt, podp}) = (-)0,31 \text{ mm} < a_{lim} = 6,50 \text{ mm}$ (4,7%)

Podpora B- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)12,08 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,09 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12$ co $18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = -12,08 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 39,79 \text{ kNm/mb}$ (-30,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długostrwały $M_{Sk,lt} = (-)7,83 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,059 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (19,6%)

Przęsło B-C- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 9,72 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,72 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 28,79 \text{ kNm/mb}$ (33,7%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 22,23 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 22,23 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (25,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długostrwały $M_{Sk,lt} = 6,29 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,85 \text{ mm} < a_{lim} = 18,10 \text{ mm}$ (15,7%)

Podpora C- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)12,11 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,09 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12$ co $18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = -12,11 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 39,79 \text{ kNm/mb}$ (-30,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długostrwały $M_{Sk,lt} = (-)7,85 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,059 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (19,7%)

Przęsło C-D- wymiarowanie

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,55 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $18,0 \text{ cm}$ o $A_s =$

6,28 cm²/mb ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,05 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 28,79 \text{ kNm/mb}$ (0,2%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 14,89 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 14,89 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (17,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,03 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = (-)7,85 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-)0,31 \text{ mm} < a_{lim} = 6,50 \text{ mm}$ (4,7%)

WYNIKI - BELKA B:

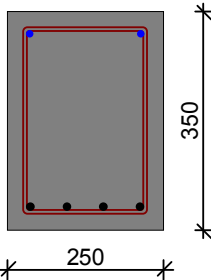
Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 45,54 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 38,69 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 30,19 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 61,74 \text{ kN}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

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

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 45,54 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,75 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem $4\phi 12$ o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,58\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 45,54 \text{ kNm} < M_{Rd} = 54,06 \text{ kNm}$ (84,2%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 57,56 \text{ kN}$

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

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 57,56 \text{ kN} < V_{Rd3} = 60,53 \text{ kN}$ (95,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 38,69 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 30,19 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,193 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (64,2%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 38,16 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,093 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (31,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,03 \text{ mm} < a_{lim} = 14,75 \text{ mm}$ (40,9%)

4. Fundamenty

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,00 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,00 \text{ m}$
brak wody gruntowej w zasypce

Materiały :

Zasypka:

ciężar objętościowy: $20,00 \text{ kN/m}^3$
współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B20** (C16/20) $\rightarrow f_{\text{gd}} = 10,67 \text{ MPa}$, $f_{\text{ctd}} = 0,87 \text{ MPa}$, $E_{\text{cm}} = 29,0 \text{ GPa}$
ciężar objętościowy: $24,00 \text{ kN/m}^3$
współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{\text{yk}} = 500 \text{ MPa}$, $f_{\text{yd}} = 420 \text{ MPa}$, $f_{\text{tk}} = 550 \text{ MPa}$
otulina zbrojenia $c_{\text{nom}} = 80 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

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: $f = 0,50$

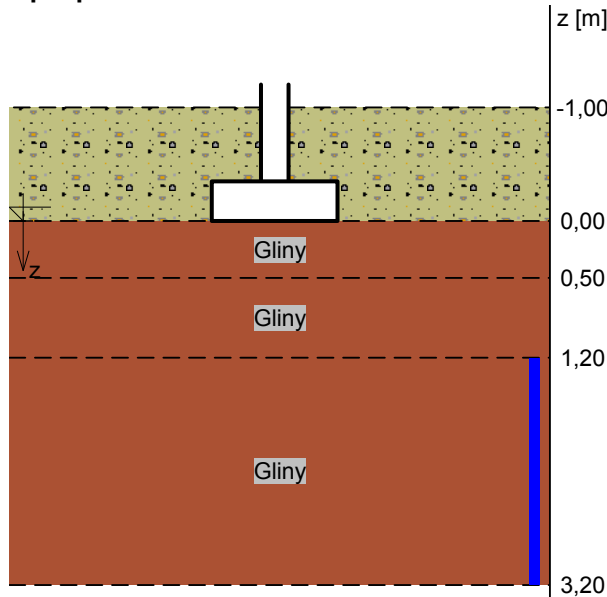
Współczynniki redukcji spójności:

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

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

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

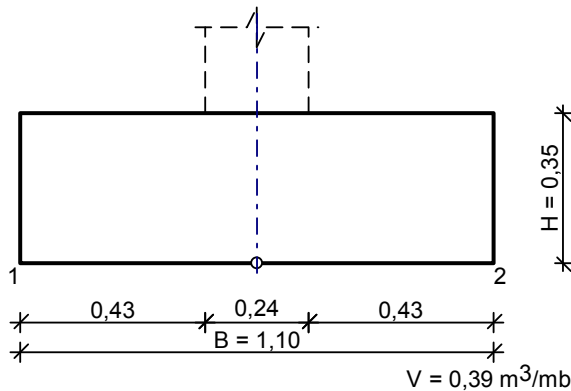
Opis podłoża:



Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny	0,50	nie	2,05	0,90	1,10	11,88	12,00	23636	39402
2	Gliny	0,70	nie	2,15	0,90	1,10	13,32	15,26	29401	49011
3	Gliny	2,00	tak	1,15	0,90	1,10	14,76	19,89	37202	62015

Ława fundamentowa poz. LF.1.

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

B = 1,10 m H = 0,35 m
 B_s = 0,24 m e_B = 0,00 m

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA 1MB ŁAWA WEW. OŚ "B-B"						
Opis obciążenia	Ciężar [kN/m ³]	Szerokość [m]	Wysokość [m]	Obc. char. [kN/m]	γ _f	Obc. obl. [kN/m]
Mur fundamentowy	19,00	0,015	2,30	1,31	1,30	1,70
Ściany parteru - B. komórkowy	9,00	0,25	3,20	7,20	1,30	9,36
Ściany parteru – Tynk c.-w.	19,00	0,015	3,20	1,82	1,30	2,37
Wieniec żelbetowy - strop	24,00	0,25	0,35	2,10	1,10	2,31
Strop nad parterem	12,82	6,15		78,84	1,00	78,84
					Σ	94,59

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	całkowite	115,00	0,00	0,00	0,00	0,00

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fN} = 186,9 kN

N_r = 138,6 kN < m · Q_{fN} = 151,4 kN (91,6%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fT} = 31,5 kN

T_r = 0,0 kN < m · Q_{fT} = 22,7 kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający M_{oB,2} = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M_{uB,2} = 65,11 kNm/mb

M_o = 0,00 kNm/mb < m · M_u = 46,9 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Osiadanie pierwotne s' = 0,41 cm, wtórne s'' = 0,00 cm, całkowite s = 0,41 cm

s = 0,41 cm < s_{dop} = 1,00 cm (41,4%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

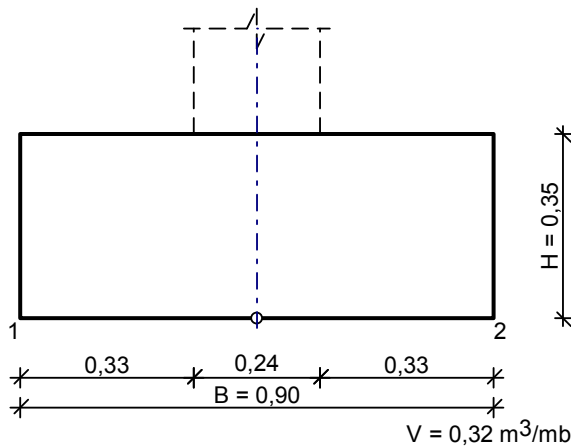
Decyduje: **kombinacja nr 2**
 Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 20,9 \text{ kN/mb}$
 Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 228,8 \text{ kN/mb}$
 $N_{Sd} = 20,9 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 228,8 \text{ kN/mb}$ (9,1%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 2**
 Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 1,37 \text{ cm}^2/\text{mb}$
 Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm}$ co $20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Ława Fundamentowa poz. LF.2.

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

$B = 0,90 \text{ m}$ $H = 0,35 \text{ m}$
 $B_s = 0,24 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA 1MB ŁAWA SKRAJNA OŚ "A-A"

Opis obciążenia	Ciężar [kN/m³]	Szerokość [m]	Wysokość [m]	Obc. char. [kN/m]	γ_f	Obc. obl. [kN/m]
Mur fundamentowy	19,00	0,015	2,30	1,31	1,30	1,70
Ściany parteru - B. komórkowy	9,00	0,25	3,20	7,20	1,30	9,36
Ściany parteru – Tynk c.-w.	19,00	0,015	3,20	1,82	1,30	2,37
Wieniec żelbetowy - strop	24,00	0,25	0,35	2,10	1,10	2,31
Strop nad parterem	12,82	3,10		39,74	1,00	39,74
					Σ	55,49

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	70,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	całkowite	80,00	0,00	0,00	0,00	0,00

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 2**
 Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**
 Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{Rn} = 151,8 \text{ kN}$

$$N_r = 98,6 \text{ kN} < m \cdot Q_{FN} = 123,0 \text{ kN} \quad (80,2\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 23,2 \text{ kN}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{FT} = 16,7 \text{ kN} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 38,04 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 27,4 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,28 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,00 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,28 \text{ cm}$

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

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 7,2 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 228,8 \text{ kN/mb}$

$$N_{Sd} = 7,2 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 228,8 \text{ kN/mb} \quad (3,2\%)$$

Wymiarowanie zbrojenia:

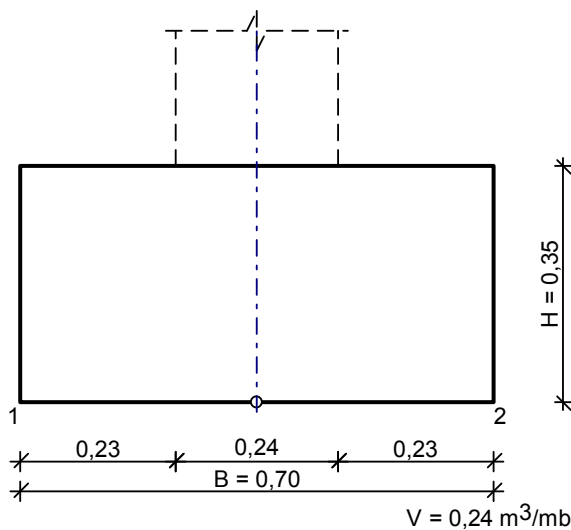
Decyduje: **kombinacja nr 2**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,74 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Ława Fundamentowa poz. LF.3.

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

$$B = 0,70 \text{ m} \quad H = 0,35 \text{ m}$$

$$B_s = 0,24 \text{ m} \quad e_B = 0,00 \text{ m}$$

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	60,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	całkowite	70,00	0,00	0,00	0,00	0,00

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FN} = 117,3$ kN

$N_r = 83,6$ kN < $m \cdot Q_{FN} = 95,0$ kN (88,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 19,1$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{FT} = 13,7$ kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 24,74$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 17,8$ kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,27$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,27$ cm

$s = 0,27$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (26,8%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

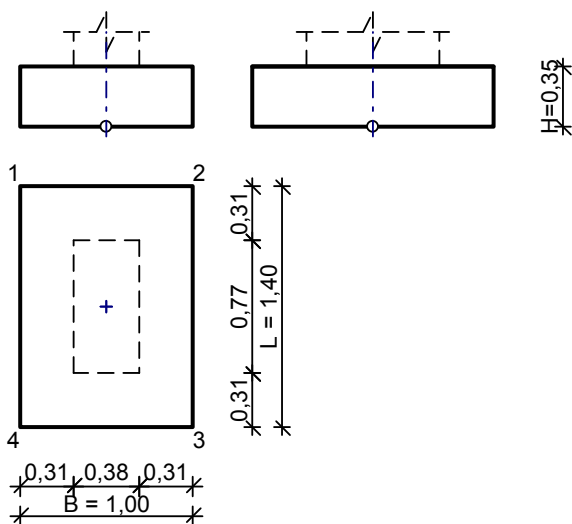
Decyduje: **kombinacja nr 2**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,42$ cm²/mb

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12$ mm co **20,0** cm o $A_s = 5,65$ cm²/mb

Stopa fundamentowa poz. SF.1.

DANE:



$V = 0,49$ m³

Opis fundamentu :

Typ: **stopa prostokątna**

Wymiary:

$B = 1,00$ m $L = 1,40$ m $H = 0,35$ m

$B_s = 0,38$ m $L_s = 0,77$ m $e_B = 0,00$ m $e_L = 0,00$ m

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA STOPE FUND. POD KOMIN						
Opis obciążenia	Ciężar [kN/m ³]	Pole pow. [m]	Wysokość [m]	Obc. char. [kN/m]	γ _f	Obc. obl. [kN]
Komin murowany z cegły pełnej	18,00	0,293	8,00	84,27	1,30	109,55
Tynk c.-w.	19,00	0,035	8,00	5,24	1,30	6,82
					Σ	116,37

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	120,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

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 $Q_{fN} = 348,2$ kN

$N_r = 150,2$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 282,0$ kN (53,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 38,6$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 27,8$ kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 71,77$ kNm

$M_o = 0,00$ kNm < $m \cdot M_u = 51,7$ kNm (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,20$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,20$ cm

$s = 0,20$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (19,8%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,04$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **8 prętów φ12 mm** o $A_s = 9,05$ cm²

Wzdłuż boku L:

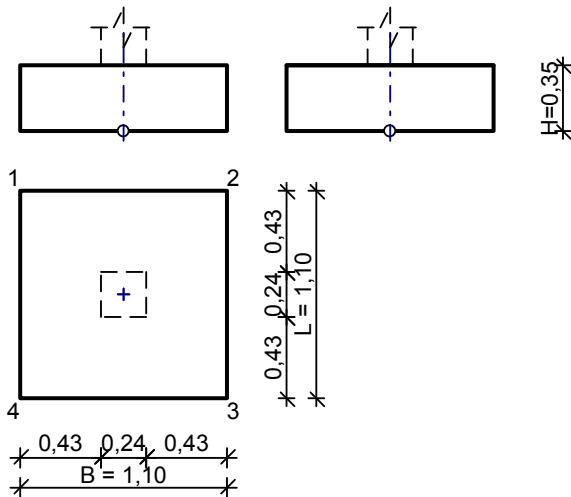
Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,02$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **6 prętów φ12 mm** o $A_s = 6,79$ cm²

Stopa fundamentowa poz. SF.2.

DANE:



$V = 0,42 \text{ m}^3$

Opis fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

Wymiary:

$B = 1,10 \text{ m}$ $L = 1,10 \text{ m}$ $H = 0,35 \text{ m}$
 $B_s = 0,24 \text{ m}$ $L_s = 0,24 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$ $e_L = 0,00 \text{ m}$

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T_B [kN]	M_B [kNm]	T_L [kN]	M_L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	175,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

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 $Q_{fN} = 339,9 \text{ kN}$
 $N_r = 204,2 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 275,3 \text{ kN}$ (74,2%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**
 Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**
 Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 48,8 \text{ kN}$
 $T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 35,2 \text{ kN}$ (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**
 Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00 \text{ kNm}$, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 108,70 \text{ kNm}$
 $M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 78,3 \text{ kNm}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**
 Osiadanie pierwotne $s' = 0,35 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,00 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,35 \text{ cm}$
 $s = 0,35 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (34,8%)

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 $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 26,9 \text{ kN}$
 Nośność na przebicie $N_{Rd} = 111,4 \text{ kN}$
 $N_{Sd} = 26,9 \text{ kN} < N_{Rd} = 111,4 \text{ kN}$ (24,2%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,07 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **6 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,07 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **6 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

KONIEC OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Otwock, 29.X.2014r.

PROJEKTANT:

Anna ZABŁOCKA - SZYMANSKA
mgr inż. architekt

upr. bud. 265/67 do projektowania bez
ograniczeń w specjalności architektonicznej
w specjalności konstrukcyjno-inżynierskiej
i instalacji sanitarnych z ograniczeniami

SPRAWDZAJĄCY:

inż. **Wiktoria Kuśmirek**
Uprawnienia budowlane do projektowania
bez ograniczeń w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej.
upr. nr st-24/87

ASYSTENT PROJEKTANTA

tech. bud. **Przemysław LIPSKI**
upr. bud. 69/63 i NUB/U-469/93g
w specj. architekton. i konstr.-inż.
uprawniony do kontrolowania
stanu technicznego budynków i budowli