

JEDNOSTKA PROJEKTOWA	WILKBUD Piotr Wilk Dąbrowa 159, 36-071 Trzciana tel. 692 369 519	
<div>PROJEKT TECHNICZNY</div> <div>CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA</div>		
NAZWA ZAMIERZENIA BUDOWLANEGO: BUDOWA BUDYNKU REMIZY STRAŻACKIEJ WRAZ Z NIEZBĘDNĄ INFRASTRUKTURĄ TECHNICZNĄ		
KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO: XVII		
INWESTOR:	GMINA CHMIELNIK 36-016 CHMIELNIK CHMIELNIK 50	
ADRES INWESTYCJI:	DZ. NR EWID. 1211/1, 1212 OBRĘB 0003 WOLA RAFAŁOWSKA JEDN. EWID. 181604_2 CHMIELNIK	
IDENTYFIKATOR DZIAŁKI:	181604_2.0003.1211/1, 181604_2.0003.1212	
ZESPÓŁ PROJEKTOWY		
KONSTRUKCJA		
PROJEKTANT: MGR INŻ. SEBASTIAN RZEPKA UPR. BUD. PDK/0261/POOK/15 specjalność konstrukcyjno-budowlana do projektowania bez ograniczeń		
SPRAWDZAJĄCY: MGR INŻ. TOMASZ LEŃ UPR. BUD. PDK/0182/POOK/12 specjalność konstrukcyjno-budowlana do projektowania bez ograniczeń		

DATA OPRACOWANIA:	KWIECIEŃ 2024r.
-------------------	-----------------

ZAŁĄCZNIK DO KARTY TYTUŁOWEJ

SPIS TREŚCI PROJEKTU TECHNICZNEGO

	STRONA
STRONA TYTUŁOWA PROJEKTU TECHNICZNEGO	1
SPIS TREŚCI PROJEKTU TECHNICZNEGO	2-3
DOKUMENTY FORMALNO-PRAWNE	
OŚWIADCZENIE PROJEKTANTÓW	4
KOPIE UPRAWNIEŃ PROJEKTANTÓW ORAZ ZAŚWIADCZEŃ IZBY SAMORZĄDU ZAWODOWEGO	5-8
OPIS PROJEKTU TECHNICZNEGO	
1. OPIS TECHNICZNY	9-12
2. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE	13-31
CZĘŚĆ RYSUNKOWA DO PROJEKTU TECHNICZNEGO	
SCHEMAT FUNDAMENTÓW	K-01
SCHEMAT PRZYZIEMIA	K-02
SCHEMAT PODDASZA	K-03
SCHEMAT WIĘŻBY DACHOWEJ	K-04
PRZEKRÓJ A-A - SCHEMAT	K-05
ŁAWY ŻELBETOWE	K-06
STOPY ŻELBETOWE	K-07
ZBROJENIE STROPU NAD PRZYZIEMIEM	K-08
BELKA ŻELBETOWA B1	K-09

BELKA ŻELBETOWA B2	K-10
NADPROŻOWIENIEC NW1	K-11
NADPROŻE N1	K-12
KLATKA SCHODOWA KS1	K-13
ELEMENTY ŻELBETOWE	K-14
OPINIA GEOTECHNICZNA	32-44

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA

Zgodnie z art.41 ust.4a, pkt 2 Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane(jednolity tekst Dz. U. z 2020r. poz. 1333 z późn. zmianami) niniejszym oświadczamy, że projekt techniczny dla inwestycji pn.:

„BUDOWA BUDYNKU REMIZY STRAŻACKIEJ WRAZ Z NIEZBĘDNĄ INFRASTRUKTURĄ TECHNICZNĄ”

INWESTOR:

GMINA CHMIELNIK

36-016 CHMIELNIK

CHMIELNIK 50

ADRES INWESTYCJI:

DZ. NR EWID. 1211/1, 1212

OBRĘB 0003 WOLA RAFAŁOWSKA

JEDN. EWID. 181604_2 CHMIELNIK

został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami, zasadami wiedzy technicznej, projektem zagospodarowania działki lub terenu oraz projektem architektoniczno-budowlanym oraz rozstrzygnięciami dotyczącymi zamierzenia budowlanego.

KONSTRUKCJA	
PROJEKTANT: MGR INŻ. SEBASTIAN RZEPKA UPR. BUD. 35/PKOKK/2017 specjalność architektoniczna do projektowania bez ograniczeń	04.2024
SPRAWDZAJĄCY: MGR INŻ. TOMASZ LEŃ UPR. BUD. PDK/0182/POOK/12 specjalność konstrukcyjno-budowlana do projektowania bez ograniczeń	04.2024



DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (*Dz. U. z 2014 r., poz. 1946 z późn. zm.*) i art. 12 ust. 1 pkt 1 i pkt 5, art. 12 ust. 2 ust. 3, art. 12 ust. 4, pkt 1, art. 13 ust. 1, art. 13 ust. 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*Dz. U. z 2013 r., poz. 1469 z późn. zm.*) oraz § 10, § 12 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie szczegółowych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz. U. z 2014 r., poz. 1278*), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnień budowlanych z wynikiem pozytywnym, stwierdzamy, że:

Pan Sebastian Rzepka

magister inżynier
(kierownik studiów - budownictwo)
urodzony dnia 16 czerwca 1986 r. niniejsze udzielenie Rzeszów
otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
numer ewidencyjny PDK/0261/POOK/15
do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego (*Dz. U. z 2013 r., poz. 2073*) odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Zakres natężenia uprawnień budowlanych wskazano na otwrocie decyzji.

Podsumowanie

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ww. ustawy Prawo budowlane - podstawie do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na liście członków właściwej Izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Rzeszowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Skład Orzekający PDK OIIB
mgr inż. Andrzej Maniecz
inż. Stanisław Dolegowski
inż. Andrzej Turczyński

Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Pan Sebastian Rzepka

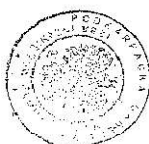
II. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1 i pkt 5 oraz art. 13 ust. 4 ustawy Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

1. projektowania, sprawdzania projektów architektonicznych - budowlanych i sprawdzania nadzoru nadzorskiego;
2. sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

III. Na mocy § 10, § 12 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz. U. z 2014 r., poz. 1278*) uprawnienia budowlane w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń uprawniają do projektowania konstrukcji obiektu.

Uprawnienia budowlane do projektowania uprawniają również do sporządzania projektów zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności, objętej niniejszymi uprawnieniami.

Otrzymał:
1. Pan Sebastian Rzepka
Ul. Wileckiego 51/31
35-113 Rzeszów
2. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
2. an



Skład Orzekający PDK OIIB

mgr inż. Andrzej Maniecz
inż. Stanisław Dolegowski
inż. Andrzej Turczyński



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:

PDK-FHZ-G6I-BGL *

Pan Sebastian Rzepka o numerze ewidencyjnym PDK/BO/0071/16
adres zamieszkania ul. Witkacego 3/131, 35-113 Rzeszów
jest członkiem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2024-02-01 do 2024-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2024-01-10 roku przez:

Grzegorz Dubik, Przewodniczący Rady Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

* 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.



Podpisany przez: Grzegorz Dubik
Data: 2024.01.10 10:00:00
Lokalizacja: Rzeszów



DECYZJA

Na podstawie art.24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz.42 z późn. zm.) art. 12 ust.1 pkt 1, art.12 ust.3, art.13 ust.1 pkt 1, art.14 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tzw. jednolity Dz.U. z 2010 r. Nr 243 poz.1023 z późn. zm.) oraz § 11 ust.1 pkt 1, § 15 oraz § 17 ust.1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnego funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.), w związku z art.104 § 1 i 2 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98 poz.1071 z późn. zm.)

stwierdzamy, że

Pan TOMASZ LEŃ

magister inżynier

inżynier budownictwa/

ur.23 września 1977 r., miejsce urodzenia: Białystok

otrzymał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny PDK/01B2/P00K/12

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości zażądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.) odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Przeważa

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ww. ustawy Prawo budowlane - podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Nadzoru Budownictwa oraz wpis na liście członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Powiatowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Rzeszowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Skład Orzekający PDK OKB

inż. Stanisław Dolegowski

inż. Andrzej Tarczynski

mgr inż. Andrzej Mamczur

**Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej**

Pan Tomasz Leń

Na mocy art. 12 ust.1 pkt 1 i art.13 ust.4 ustawy Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

1. projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno - budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego, w specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami
2. sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

Na mocy § 17 ust.1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnego funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.), niniejsze uprawnienia uprawniają do projektowania obiektu budowlanego w zakresie:

- sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu

oraz na podstawie § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnego funkcji technicznych w budownictwie uprawnienia budowlane do projektowania upoważniają również do:

- sporządzania projektów zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami.



Skład Orzekający PDK OKB

inż. Stanisław Dolegowski

inż. Andrzej Tarczynski

mgr inż. Andrzej Mamczur

inż. Tomasz Leń
ul. Białe 338a
42-231 Elżbiec
Główny Inspektor
Mazowieckiego
Budownictwa

1. Opis techniczny:

1.1 Lokalizacja obiektu

Budynek znajduje się w trzeciej strefie śniegowej, w pierwszej strefie wiatrowej oraz w strefie umownej głębokości przemarzania gruntu $h_z=1,00\text{m}$. Budynek remizy strażackiej zlokalizowany na działkach nr. ew. 1211/1 i 1212 położonych w miejscowości Wola Rafałowska, gm. Chmielnik.

1.2 Układ konstrukcyjny

Projektowany budynek remizy został zaprojektowany w technologii tradycyjnej, murowanej z elementami żelbetowymi oraz dachem z więźbą o konstrukcji drewnianej. Posadowienie budynku na ławach i stopach fundamentowych żelbetowych.

1.3 Zastosowane schematy konstrukcyjne (statyczne)

Wszystkie elementy budynku obliczono w oparciu o statycznie wyznaczalne schematy obliczeniowe. Podstawowym schematem statycznym dla belek i nadproży jest belka wolnopodparta jedno lub wieloprzęsłowa. Strop nad parterem ma schemat płyty żelbetowej krzyżowo zbrojonej swobodnie podpartej. Podstawowy ustrój nośny dachu to więźar płatwiowy. Dla krokwi przyjęto schemat belki jedno lub wieloprzęsłowej (podporę pośrednią stanowi płatew). Fundament sprawdzono jako belkę na podłożu uwarstwowionym.

1.4 Roboty ziemne

Wykop należy wykonać koparką. Pogłębienie wykopu pod fundamenty należy wykonać ręcznie z odrzuceniem na odkład. Zasypkę wykopu na ściany fundamentów także wykonać ręcznie.

Uwagi:

- Prace ziemne związane z fundamentowaniem należy wykonać możliwie w okresach suchych, bezopadowych ręcznie lub przy użyciu wyłącznie lekkiego sprzętu budowlanego.
- W miejscach występowania w poziomie posadowienia gruntów słabonośnych, organicznych czy nasypowych (dotyczy to także warstwy geotechnicznej I_c z wykonanej opinii geotechnicznej, która stanowi załącznik do projektu technicznego), grunty te usunąć oraz wykonać pod fundamenty poduszki z pospółki o grubości min. 50 cm. Zagęszczać warstwami co 20 cm do $I_s \geq 0,98$. Wymiary poduszek: do wymiaru fundamentu dodać z każdej strony jedną grubość poduszki. W przypadku gdy w poziomie posadowienia zalegają nasypy niekontrolowane należy je bezwzględnie usunąć i wykonać poduszki jak wyżej. Grubość uzależniona od grubości zalegających nasypów.

- W przypadku stwierdzenia podczas prowadzonych prac ziemnych znacząco odmiennych warunków gruntowo-wodnych od ustalonych w projekcie budowlanym, należy po wykonaniu wykopów fundamentowych dokonać weryfikacji wykształcenia i parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego przez geologa posiadającego stosowne uprawnienia w zakresie dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich na potrzeby posadawiania obiektów budowlanych.
- Wykopy fundamentowe należy zabezpieczyć przed obrywaniem i osuwaniem się ich ścian.
- Nie wolno pozostawiać otwartych wykopów na dłuższy czas gdyż stwarza to możliwość dodatkowego uplastycznienia się gruntów pod wpływem wód opadowych i obniżenia ich nośności.
- Po zakończeniu prac związanych z budową fundamentów pozostałość wykopu należy niezwłocznie zlikwidować przez staranne zasypanie z ubiciem warstwami gruntem rodzimym - nie dopuszcza się do tego celu używania gruzu i resztek budowlanych.
- Należy wykonać odpowiedni system rynien i rur spustowych celem odprowadzenia wody opadowej z połaci dachowej z odprowadzeniem jej poza strefę projektowanego obiektu, aby uniemożliwić zalewanie podłoża gruntowego w obrębie fundamentów
- Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy bezwzględnie bardzo dokładnie zapoznać się z uzbrojeniem terenu w danym rejonie. W przypadku wystąpienia jakichkolwiek niejasności czy wątpliwości należy bezwzględnie zwrócić się do właścicieli uzbrojenia celem zapewnienia bezpieczeństwa pracownikom oraz uniknięcia uszkodzenia uzbrojenia.

1.5 Fundamenty

Kategoria geotechniczna - I;

Warunki gruntowe - proste;

Głębokość przemarzania - 1,0m;

Budynek posadowiony jest na żelbetowych stopach i ławach fundamentowych, stanowiących wspólnie ze ścianami fundamentowymi, usztywniający ruszt żelbetowy. Elementy posadowienia należy wykonać wg rysunków szczegółowych. Ławy i stopy zaprojektowano z betonu C20/25 jako zbrojone stalą A-IIIN i A-0. Fundamenty posadzić na chudym betonie grubości 10cm. Bezwzględnie należy przestrzegać zasad zachowania ciągłości betonowania ław fundamentowych a także zasad zachowania ciągłości zbrojenia podłużnego, zgodnie z wytycznymi normowymi. Izolacja fundamentów wg projektu architektury.

1.6. Ściany nośne parteru

Ściany nośne zewnętrzne zaprojektowano z pustaka ceramicznego (25cm) oraz wewnętrzne (24cm) należy wykonać z betonu komórkowego o znormalizowanej wytrzymałości elementu murowego na ściskanie $F_b=6,0\text{MPa}$ na zaprawie murarskiej na cienkie spoiny. Spoiny wsporne ścian nośnych zewnętrznych wznoszonych na wieńcu lub nadprożu należy zbroić prętami $\phi 3\text{mm}$ w rozstawie 20cm. Roboty murarskie należy wykonać w kategorii A. Ściany wzmocnione rdzeniami żelbetowymi. Ściany zakończyć wieńcem żelbetowym w poziomie stropu (lub ściankę kolankową na jej zakończeniu). Izolacja termiczna wg projektu architektury.

1.7 Słupy/rdzenie żelbetowe

Słupy i rdzenie o wymiarach wg rysunków należy wykonać jako monolityczne żelbetowe, z betonu klasy C20/25, zbrojone prętami #12/#16mm(wg rysunków) i poprzecznie strzemionami $\phi 6\text{mm}$. Zbrojenie podłużne zakotwić w fundamencie lub w podpieranym przez niego elemencie żelbetowym.

1.8 Nadproża/nadprożowieńce

Zaprojektowano nadproża jako monolityczne żelbetowe z betonu klasy C20/25 zbrojone wg rysunków konstrukcyjnych. Długość oparcia nadproży żelbetowych powinna wynosić nie mniej niż 30cm. Wysokość nadprożowieńców dopasować na budowie po zamówieniu i pomiarze okien/drzwi/bram.

1.9 Belki żelbetowe

Zaprojektowano belki żelbetowe monolityczne z betonu klasy C20/25 zbrojone stalą A-IIIN wg rysunków konstrukcyjnych.

1.10 Strop nad parterem

Zaprojektowano strop żelbetowy monolityczny o grubości 16cm (wg schematów konstrukcyjnych) z betonu klasy C20/25 zbrojony stalą A-IIIN wg rysunków konstrukcyjnych. Płyta oparta jest na belkach, ścianach i wieńcach żelbetowych. Łączenie prętów zbrojeniowych wg sztuki zbrojarskiej. Minimalna otulina zbrojenia dolnego i górnego 20mm.. Nie dopuszcza się prowadzenia w grubości płyt stropowych żadnych instalacji elektrycznych i sanitarnych.

1.11 Klatka schodowa

Zaprojektowano schody o konstrukcji płytowej opartymi na ścianach i belkach z betonu klasy C20/25 zbrojony stalą A-IIIN wg rysunków konstrukcyjnych.

1.12 Wieńce żelbetowe

Wieńce o wymiarach i zbrojeniu jak na rysunkach konstrukcyjnych należy wykonać jako żelbetowe monolityczne z betonu klasy C20/25 i zbrojone stalą A-IIIIN. W wieńcach bezwzględnie zapewnić ciągłość zbrojenia podłużnego w ich narożach.

1.13 Dach

Zaprojektowano więźbę drewnianą płatwiowo-krokwiową. Konstrukcja dachu zostanie oparta na drewnianych krokwiach ustawionych w rozstawie maksymalnym co 80cm. Spadek połaci dachu powinien odpowiadać wymaganiom części architektonicznej, lecz nie może być mniejszy od minimalnych wartości określonych przez producenta materiałów pokryciowych. Do wykonania więźby należy użyć drewno klasy min. C24. W więźbie krokwie, w rozstawie jak na rysunkach konstrukcyjnych, opierają się na płatwiach i murłatach opartych na ścianach zewnętrznych. Krokwie należy mocować do murłaty za pomocą łączników BMF, po dwie sztuki na oparcie oraz gwoździ $\phi 4 \times 60 \text{ mm}$ w ilości 2x10szt/oparcie. Krokwie wraz z łatami należy stężyć wiatrownicami (np. taśma perforowana 40x2mm produkcji BMF lub płyta OSB). Elementy więźby dachowej należy połączyć na gwoździe i wcięcia ciesielskie oraz na złącza firmy BMF. Murłaty należy osadzić na zakotwionych uprzednio w wieńcu żelbetowym kotwach stalowych M12, ocynkowanych, o rozstawie co 1,5m zakończonych hakiem i nagwintowanych na odcinku 5,0cm. Przed pracami drewniane elementy konstrukcyjne więźby dachowej zabezpieczyć impregnatami przed wilgocią, owadami, grzybami oraz ogniem. Wszystkie elementy drewniane więźby dachowej, stykające się z murem lub żelbetem należy zabezpieczyć dwoma warstwami papy asfaltowej.

1.14 Uwagi końcowe

- Wszystkie roboty wykonywać z zachowaniem warunków BHP pod nadzorem osoby do tego uprawnionej.
- Wszelkie zmiany w stosunku do projektu należy konsultować z autorem niniejszego opracowania.
- Stosować materiały posiadające stosowne aprobaty i dopuszczone do stosowania na rynku polskim.
- W przypadku gdy założenia projektowe różnią się od stanu faktycznego na budowie powiadomić projektanta, który w ramach nadzoru autorskiego poda właściwe rozwiązanie.
- Przebiecia, przejścia instalacji w stropach, ścianach wykonać zgodnie z projektami branżowymi.
- Roboty budowlano-montażowe należy wykonać zgodnie z "Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót" i sztuką budowlaną.

Opracował:
mgr inż. Sebastian Rzepka
upr. bud. nr PDK/0261/POOK/15

Sprawdził:
mgr inż. Tomasz Leń
upr. bud. nr PDK/0182/POOK/12

2. OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE

2. 1 Założenia przyjęte w obliczeniach

Obliczenia statyczne zostały wykonane na podstawie i zgodnie z następującymi Eurokodami:

- Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji - PN-EN 1990
- Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje.
Część 1-1: Oddziaływanie ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach - PN-EN 1991-1-1
- Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje.
Część 1-3: Oddziaływanie ogólne - obciążenie śniegiem - PN-EN 1991-1-3
- Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje.
Część 1-4: Oddziaływanie ogólne - obciążenie wiatru - PN-EN 1991-1-4
- Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu.
Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków - PN-EN 1992-1-1
- Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych.
Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków - PN-EN 1995-1-1
- Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych.
Część 1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych - PN-EN 1996-1
- Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych.
Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów - PN-EN 1996-2
- Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych.
Część 3: Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych - PN-EN 1996-3
- Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne.
Część 1: Zasady ogólne - PN-EN 1997-1

Zastosowano następujące materiały konstrukcyjne:

- Drewno konstrukcyjne klasy C24 o parametrach: $E_{0,mean}=11\text{GPa}$, $f_{m,k}=24\text{MPa}$, $f_{t,0,k}=14\text{MPa}$, $f_{c,0,k}=21\text{MPa}$, $f_{v,k}=2,5\text{MPa}$
- beton klasy C20/25 o parametrach $E_{cm}=30\text{GPa}$, $f_{cd}=13,3\text{MPa}$, $f_{ctd}=1,0\text{MPa}$
- stal zbrojeniową prętów zbrojenia głównego w konstrukcjach żelbetowych klasy A-IIIN o parametrach $E_s=200\text{GPa}$, $f_{yd}=350\text{MPa}$
- mur z bloczków z betonu komórkowego o znormalizowanej wytrzymałości elementu murowego na ściskanie $f_b=6,0\text{MPa}$ na zaprawie na cienkie spoiny, wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k=3,4\text{MPa}$.

Lokalizacja

- III strefa śniegowa

- I strefa wiatrowa

- umowna strefa przemarzania gruntu - $h_z=1,0\text{m}$

2.2 Zestawienie obciążeń:

Dach:

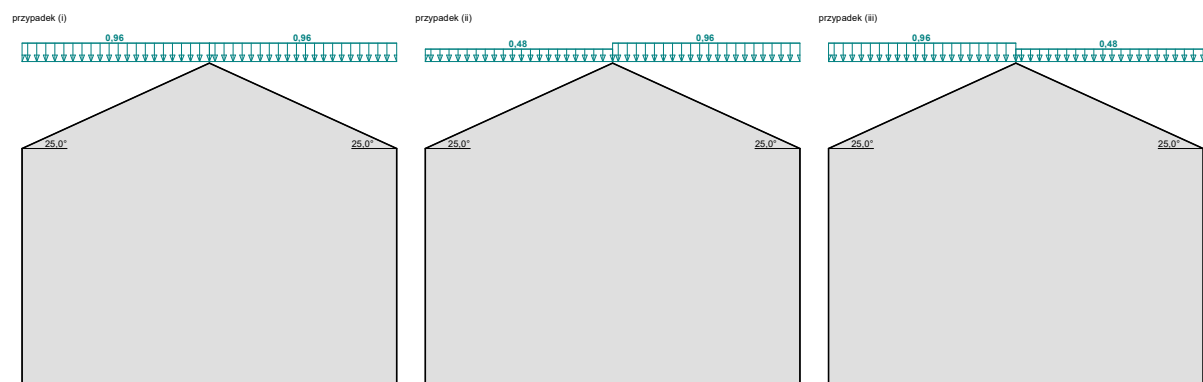
- Pochylenie połaci dachowej: $\alpha = 25^\circ$
- Rozstaw krokwi - $\sim 80\text{cm}$
- Budynek zlokalizowany jest w I strefie obciążenia wiatrem
- Budynek zlokalizowany jest w III strefie obciążenia wiatrem
- Drewno klasy C24

Lp.	Obciążenie	Wartość char. [kN/m ²]	Współczynnik	Wartość obl. [kN/m ²]
1	Blachodachówka łaty/kontrłaty	0,200	1,35	0,270
2	Wełna mineralna gr. 30cm	0,360	1,35	0,486
3	Fotowoltaika	0,400	1,35	0,675
		gk=0,96		g=1,30

Obciążenie fotowoltaiką przewidziano wyłącznie od strony południowej więźby.

Obciążenie śniegiem:

 s [kN/m²]



Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg załącznika krajowego):

Strefa obciążenia śniegiem 3; $A = 273 \text{ m n.p.m.}$

$$s_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 1,038 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Współczynnik ekspozycji:

Teren: normalny

$$C_e = 1,0$$

Współczynnik termiczny: $C_t = 1,0$

Cały dach - przypadek (i) - równomierny układ obciążenia:

Współczynnik kształtu dachu:

Kąt nachylenia połaci dachowej: $\alpha = 25,0^\circ$

$$\mu_2 = 0,8$$

Obciążenie charakterystyczne śniegiem:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = \mathbf{0,96 \text{ kN/m}^2}$$

Mniej obciążona połać dachu - przypadek (ii/iii) - nierównomierny układ obciążenia:

Współczynnik kształtu dachu:

Kąt nachylenia połaci dachowej: $\alpha = 25,0^\circ$

$$\mu = 0,5 \cdot \mu_2 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$$

Obciążenie charakterystyczne śniegiem:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = \mathbf{0,48 \text{ kN/m}^2}$$

Bardziej obciążona połać dachu - przypadek (ii/iii) - nierównomierny układ obciążenia:

Współczynnik kształtu dachu:

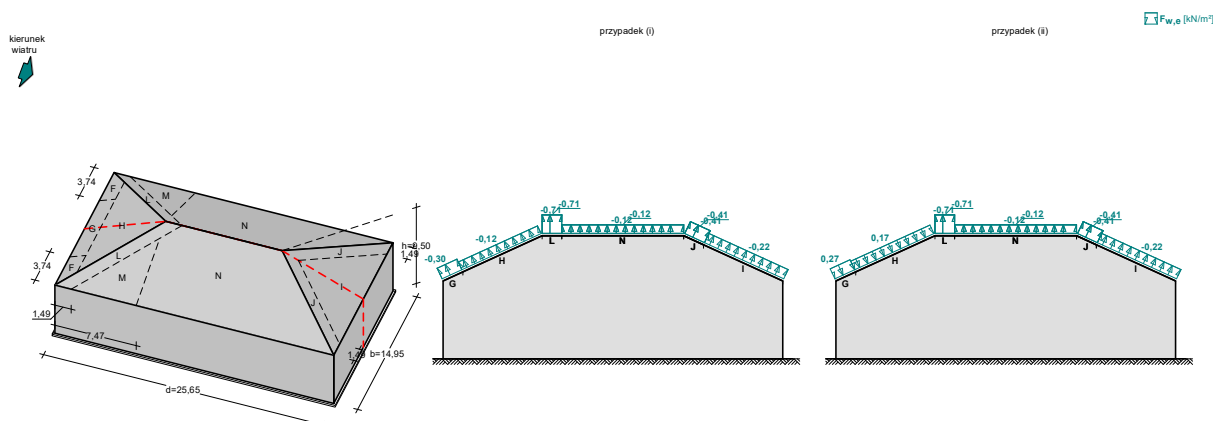
Kąt nachylenia połaci dachowej: $\alpha = 25,0^\circ$

$$\mu_2 = 0,8$$

Obciążenie charakterystyczne śniegiem:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = \mathbf{0,96 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem:



Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:

Strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 273 \text{ m n.p.m.}$

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s (wg załącznika krajowego)}$$

Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
 Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
 Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
 Kategoria terenu III $\rightarrow z_0 = 0,3 \text{ m}$, $z_{min} = 5 \text{ m}$
 Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,50 \text{ m}$
 Współczynnik orografii: $c_o(z_e) = 1$
 Współczynnik turbulencji: $k_l = 1,0$
 Współczynnik terenu: $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,215$
 Współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,215 \cdot \ln(9,50/0,3) = 0,74$ (wg p.4.3.2 normy)
 Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 16,37 \text{ m/s}$
 Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = k_l / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,289$
 Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
 Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 507,0 \text{ Pa} = 0,507 \text{ kPa}$
 Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole G - parcie:

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,533$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot 0,533 = \mathbf{0,27 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole G - ssanie:

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,600$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,600) = \mathbf{-0,30 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole H - parcie:

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,333$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot 0,333 = \mathbf{0,17 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole H - ssanie:

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,233$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,233) = \mathbf{-0,12 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole I:

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,433$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,433) = \mathbf{-0,22 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole J:

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,800$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,800) = \mathbf{-0,41 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole L:

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,4$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

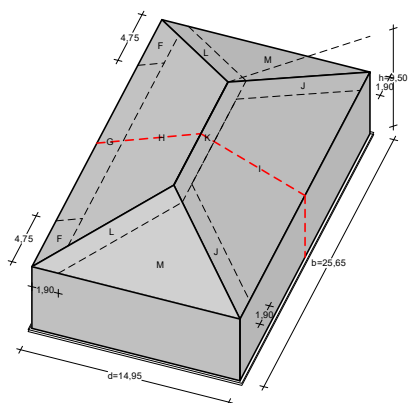
$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-1,4) = \mathbf{-0,71 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole N:

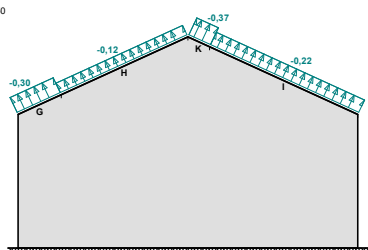
Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,233$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

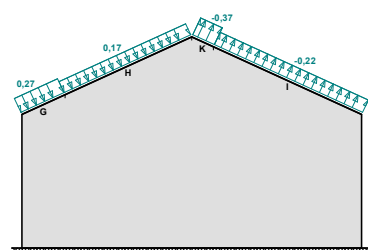
$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,233) = \mathbf{-0,12 \text{ kN/m}^2}$$



przypadek (i)



przypadek (ii)



$F_{w,e}$ [kN/m²]

Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:

Strefa obciążenia wiatrem 1; A = 273 m n.p.m.

$v_{b,0} = 22$ m/s (wg załącznika krajowego)

Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$

Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$

Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s

Kategoria terenu III $\rightarrow z_0 = 0,3$ m, $z_{min} = 5$ m

Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,50$ m

Współczynnik orografii: $c_o(z_e) = 1$

Współczynnik turbulencji: $k_l = 1,0$

Współczynnik terenu: $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,215$

Współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,215 \cdot \ln(9,50/0,3) = 0,74$ (wg p.4.3.2 normy)

Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 16,37$ m/s

Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = k_l / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,289$

Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³

Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 507,0$ Pa = 0,507 kPa

Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole G - parcie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,533$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot 0,533 = \mathbf{0,27 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole G - ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,600$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,600) = \mathbf{-0,30 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole H - parcie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,333$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot 0,333 = \mathbf{0,17 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole H - ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,233$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,233) = \mathbf{-0,12 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole I:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,433$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,433) = \mathbf{-0,22 \text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole K:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,733$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(Z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,507 \cdot (-0,733) = -0,37 \text{ kN/m}^2$$

Płyta stropowa nad parterem (gr. 16cm, beton C20/25, A-IIIN):

Lp.	Obciążenie	Wartość char.	Współczynnik	Wartość obl.
		[kN/m ²]		[kN/m ²]
1	Płytki ceramiczne gr.7mm21,0x0,007	0,147	1,35	0,198
2	Wylewka gr.5cm 21,0x0,05	1,050	1,35	1,418
3	Styropian gr.5cm 0,20x0,05	0,010	1,35	0,014
4	Strop żelbetowy gr.16cm 25,0x0,16	4,000	1,35	5,400
5	Tynk cementowo-wapienny gr. 15mm 19,0x0,015	0,285	1,35	0,385
6	Podwieszenia Płyta G-K + ruszt	0,200	1,35	0,270
		gk=5,69		g=7,68

Obciążenia użytkowe:

Pomieszczenia ogólnie dostępne w budynkach użyteczności publicznej -3,0kN/m².

$$q_k = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q = q_k \cdot \gamma = 3,0 \cdot 1,5 = 4,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Płyta klatki schodowej (gr. 14cm, beton C20/25, A-IIIN):

Lp.	Obciążenie	Wartość char.	Współczynnik	Wartość obl.
		[kN/m ²]		[kN/m ²]
1	Płytki ceramiczne gr.7mm21,0x0,007	0,147	1,35	0,198
2	Strop żelbetowy gr.14cm 25,0x0,14	3,500	1,35	4,725
3	Tynk cementowo-wapienny gr. 15mm	0,285	1,35	0,385

	19,0x0,015			
		gk=3,93		g=5,31

Obciążenia użytkowe:

Pomieszczenia ogólnie dostępne w budynkach użyteczności publicznej - $3,0 \text{ kN/m}^2$.

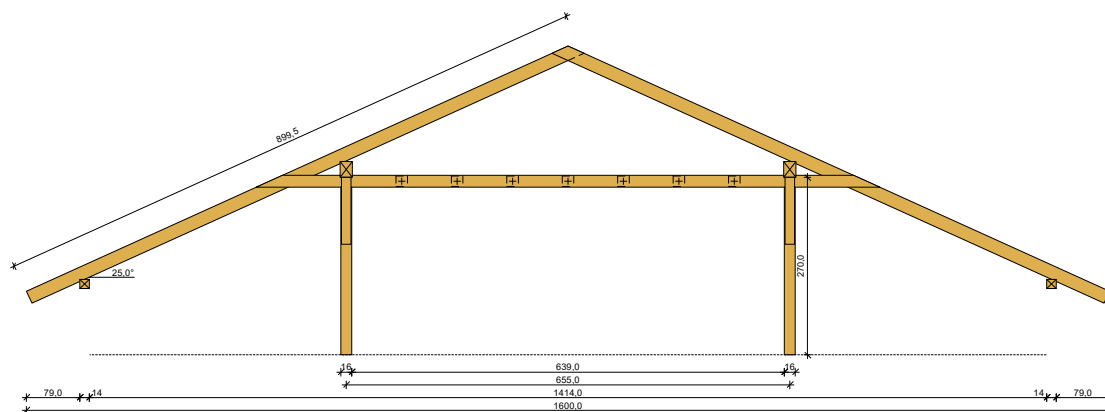
$$q_k = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q = q_k \cdot \gamma = 3,0 \cdot 1,5 = 4,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

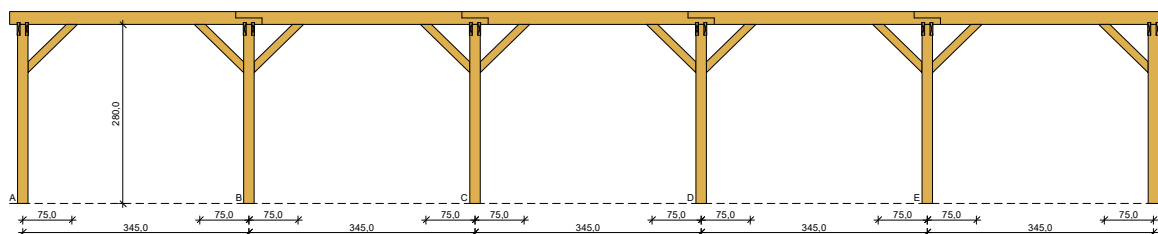
2.3 Wyciąg obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

2.3.1 Dach

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego



Platew pośrednia złożona z pięciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 3,45 \text{ m}$

lewy i prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,75 \text{ m}$

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,45$ m
lewy i prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,75$ m
 - odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,45$ m
lewy i prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,75$ m
 - odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,45$ m
lewy i prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,75$ m
 - odcinek E - F o rozpiętości $l = 3,45$ m
lewy i prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,75$ m
- Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,80$ m

Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 25,0^\circ$

Rozpiętość wierzchołka $l = 16,00$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 14,14$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 6,55$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,80$ m

Dane materiałowe:

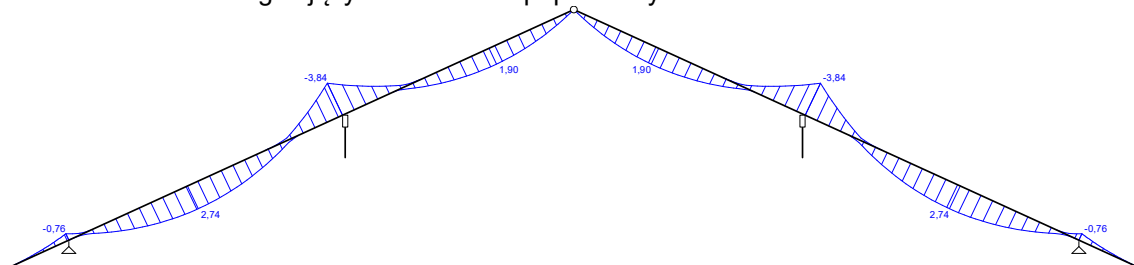
- krokiew 8/20cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatew 16/20 cm z drewna C24
- krokiew narożna 16/26cm z drewna C24
- słup 16/16 cm z drewna C24
- jętki 2x 4,5/20 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 82 cm z drewna C24
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Założenia obliczeniowe:

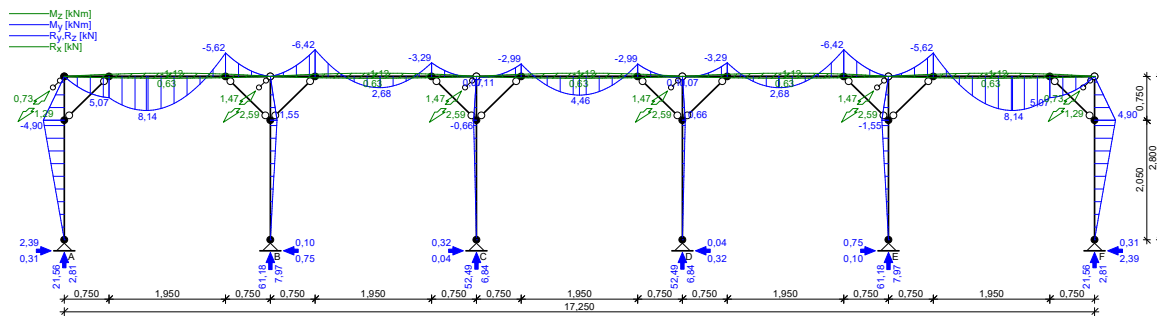
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie wierzchołka $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

Drewno lite iglaste **C24** wg PN-EN 338:2016-06

→ $f_{t,0,k} = 14,5 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$,
 $\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$

Krokiew 8/20 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 74,1 < 150$$

$$\lambda_z = 21,7 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

$$M_y = 2,64 \text{ kNm}, \quad N = 8,20 \text{ kN}$$

$$k_{mod} = 0,60, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,95 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,527$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,547 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,316 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

$$M_y = -3,70 \text{ kNm}, \quad N = 6,34 \text{ kN}$$

$$k_{mod} = 0,60, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,61 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,869 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

$$u_{fin} = 6,69 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4276 / 200 = 21,38 \text{ mm} \quad (31,3\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

$$u_{fin} = 5,67 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 938 / 200 = 9,38 \text{ mm} \quad (60,5\%)$$

Płatew 16/20 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 13,9 < 150$$

$$\lambda_z = 17,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,68 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,43 \text{ kN/m}$$

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

$$N = 2,29 \text{ kN}$$

$$M_y = 7,79 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,61 \text{ kNm}$$

$$k_{mod} = 0,60, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,31 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,705 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,526 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek A - B)

$$u_{fin} = 6,32 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 9,75 \text{ mm} \quad (64,8\%)$$

Słup 16/16 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 100,1 < 150$$

$$\lambda_z = 60,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup B)

$$M_y = 1,48 \text{ kNm}, \quad N = 58,61 \text{ kN}$$

$$k_{mod} = 0,60, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,17 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,29 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,310, \quad k_{c,z} = 0,706$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,959 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,530 < 1$$

Jętki 2x 4,5/20 cm o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 82 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 113,4 < 150$$

$$\lambda_z = 162,5 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

$$M_y = 3,69 \text{ kNm}$$

$$k_{mod} = 1,10, \quad f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,464 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

$$u_{fin} = 26,79 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 6550 / 200 = 32,75 \text{ mm} \quad (81,8\%)$$

Murlata 16/16 cm

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 7,63 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,68 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

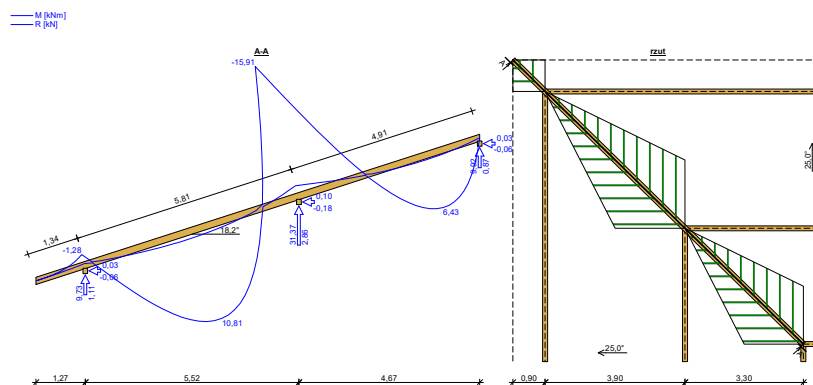
$$M_z = 0,40 \text{ kNm}$$

$$k_{mod} = 0,90, \quad f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,036 < 1$$

Krokiew narożna 16/26cm



Zginanie

Moment obliczeniowy:

$$M_{\text{podp}} = -15,91 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 13,95 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,945 < 1$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{\text{fin}} = (-) 10,75 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 2,0 \cdot l / 200 = 13,40 \text{ mm} \quad (80,2\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

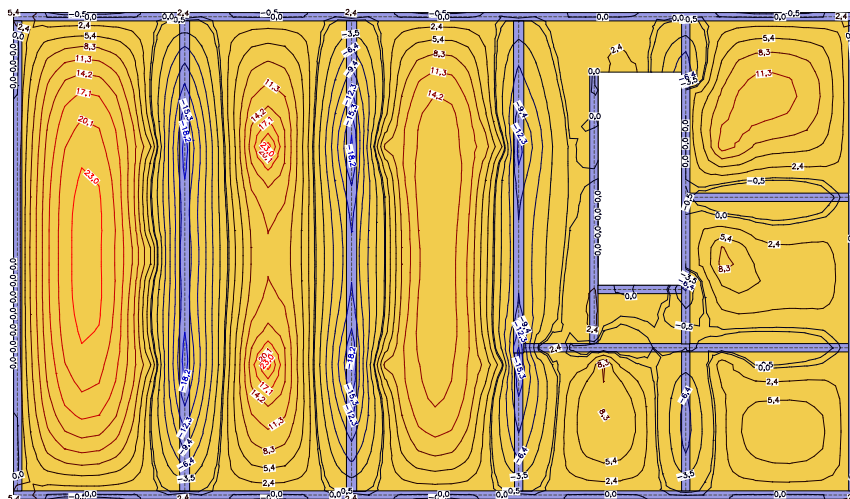
$$u_{\text{fin}} = 15,62 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 29,04 \text{ mm} \quad (53,8\%)$$

2.3.2 Płyta stropowa

Płyta stropowa P1 - gr. 0,16m, C20/25, A-IIIN, otulenie zbrojenia 25mm - płyta krzyżowo zbrojona.

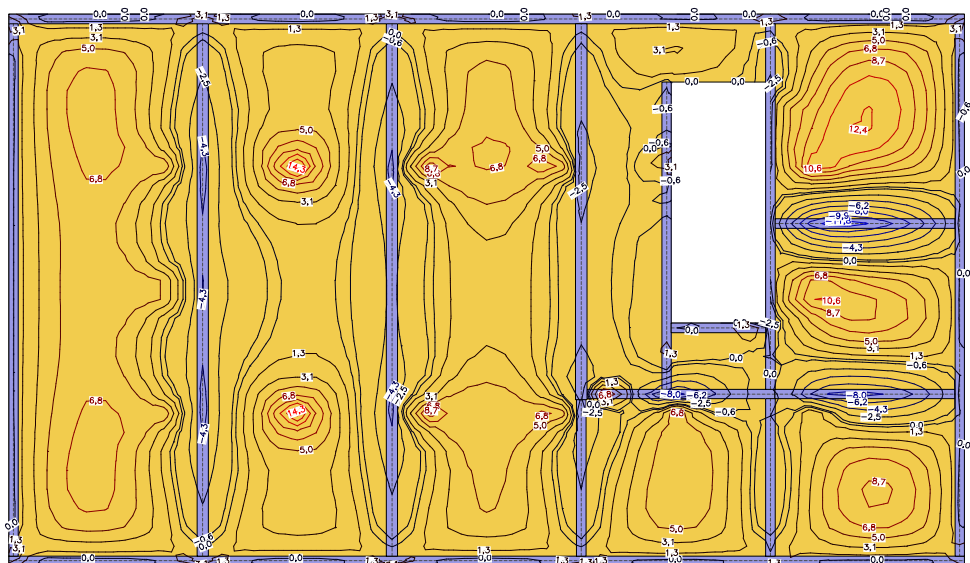
Płyta - momenty zginające Mx

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe)



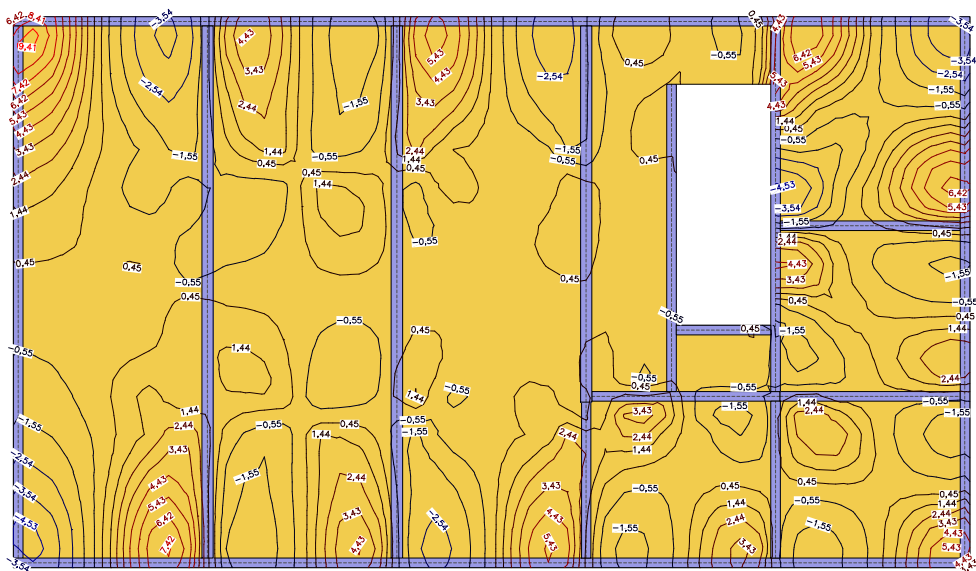
Płyta - momenty zginające M_y

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe)



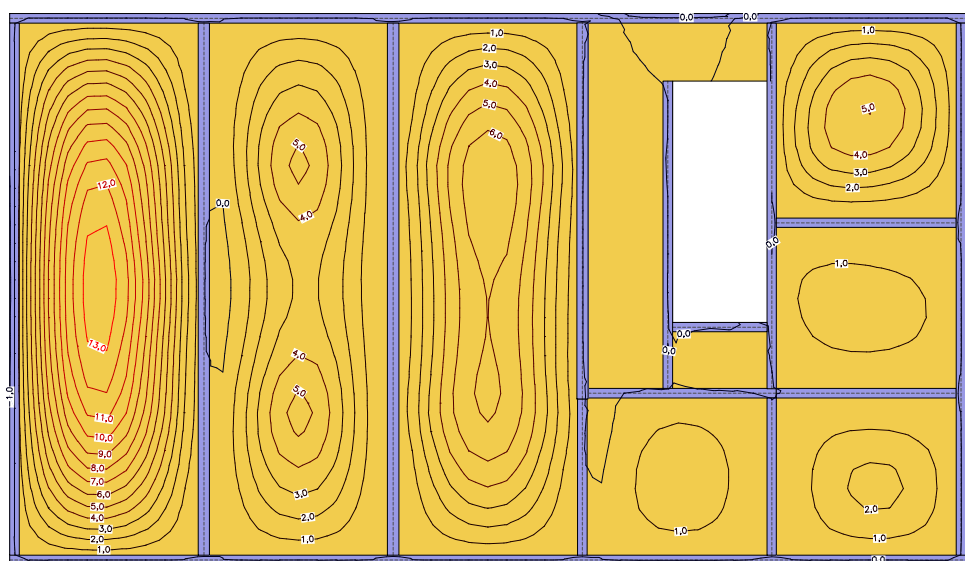
Płyta - momenty skręcające M_{xy}

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe)



Płyta - przemieszczenia

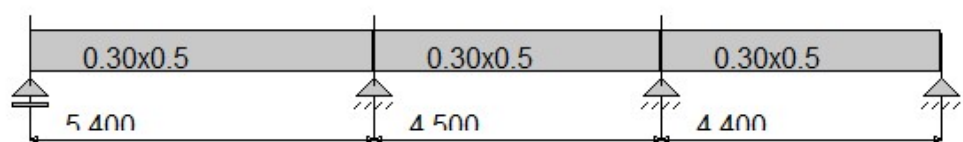
[mm] (obciążenia charakterystyczne)



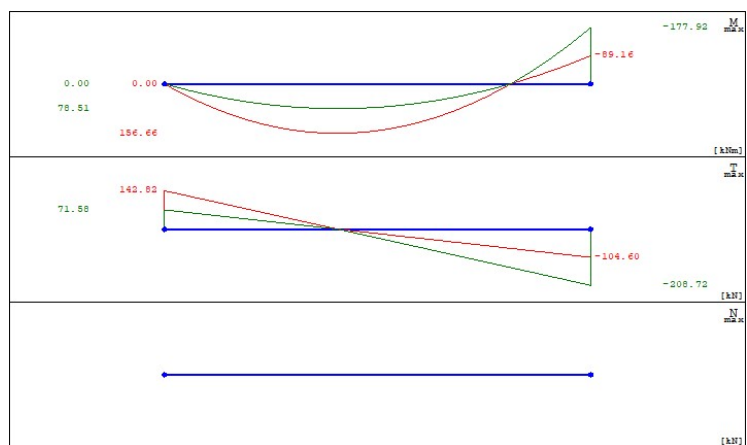
Zbrojenie stropu wg rysunków konstrukcyjnych.

2.3.3 Belki stropu nad parterem

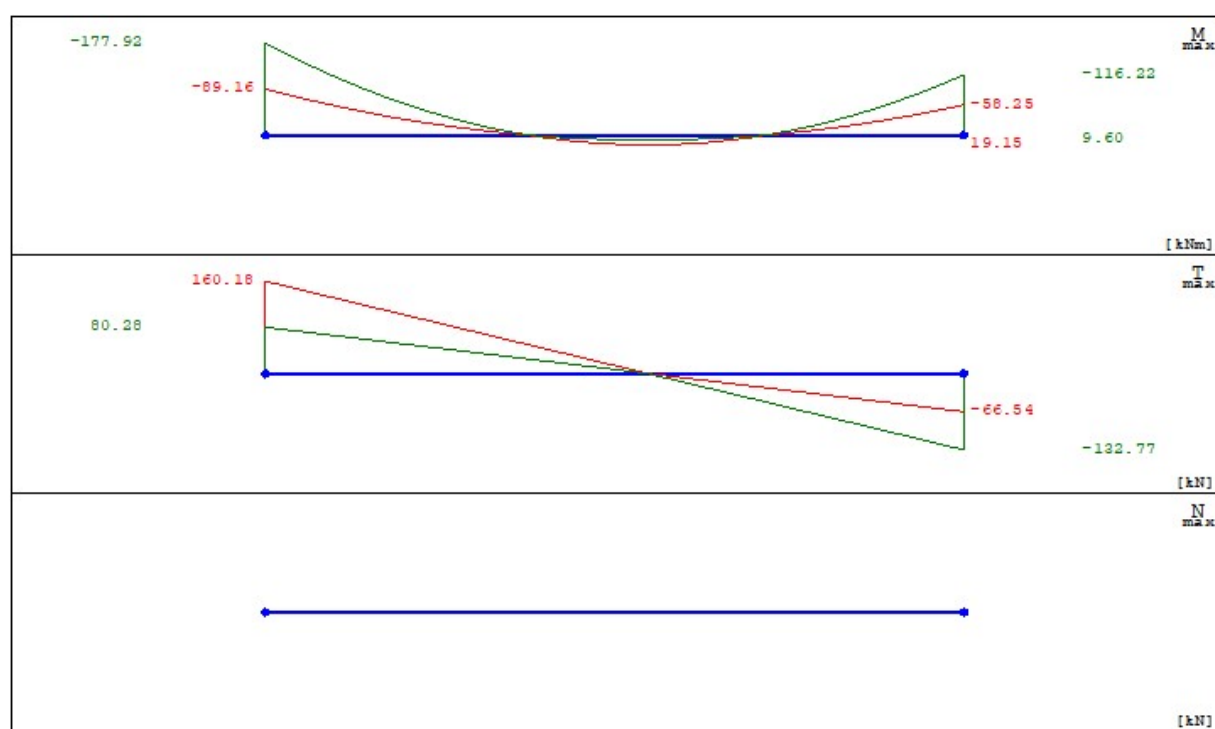
Belka B1



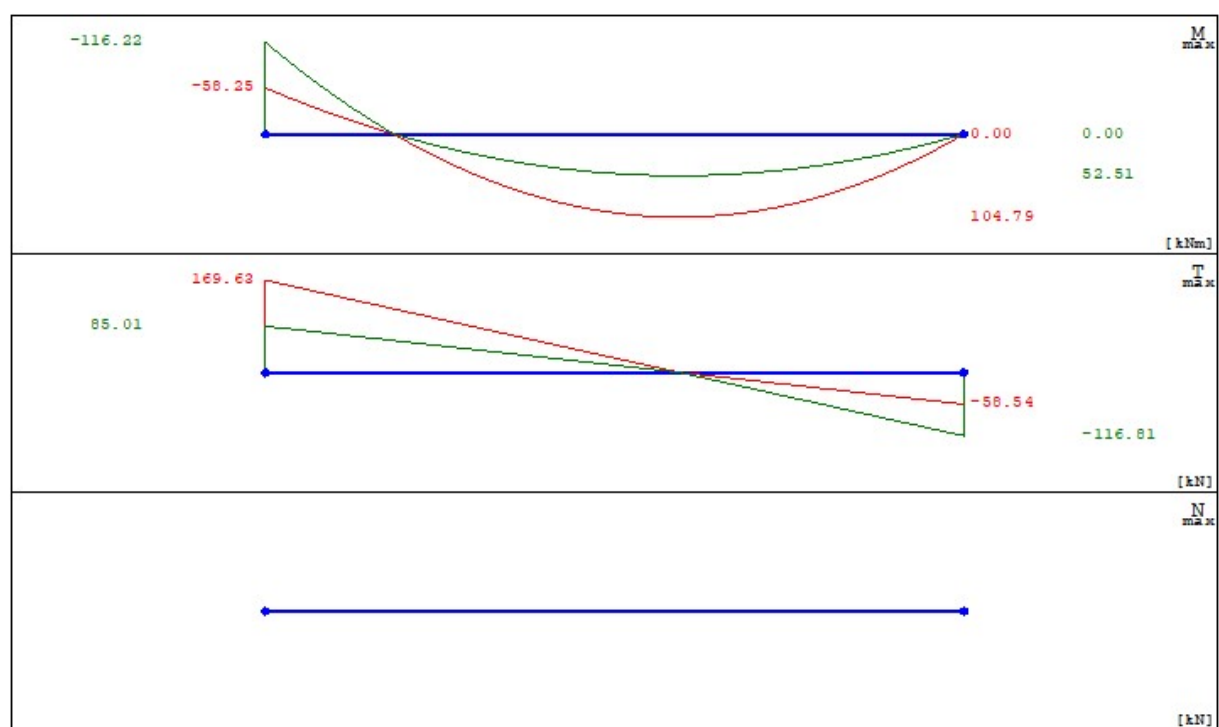
Wykresy MNT – dla przęsła 1:



Wykresy MNT – dla przęsła 2:



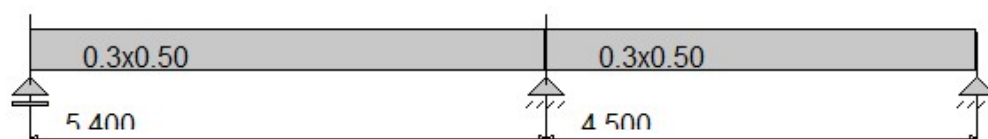
Wykresy MNT – dla przęsła 3:



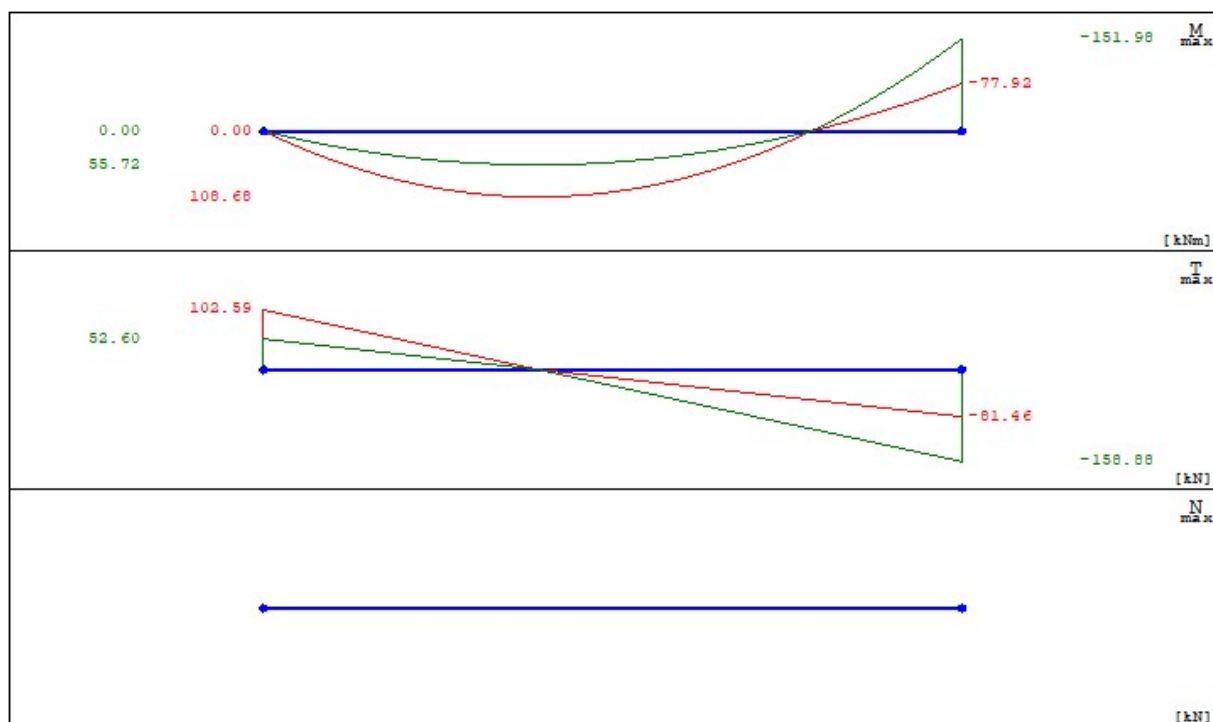
Reakcje (wartości obliczeniowe):

Nr Podpory	Ry [kN]
1	141.23
2	366.25
3	300.42
4	115.73

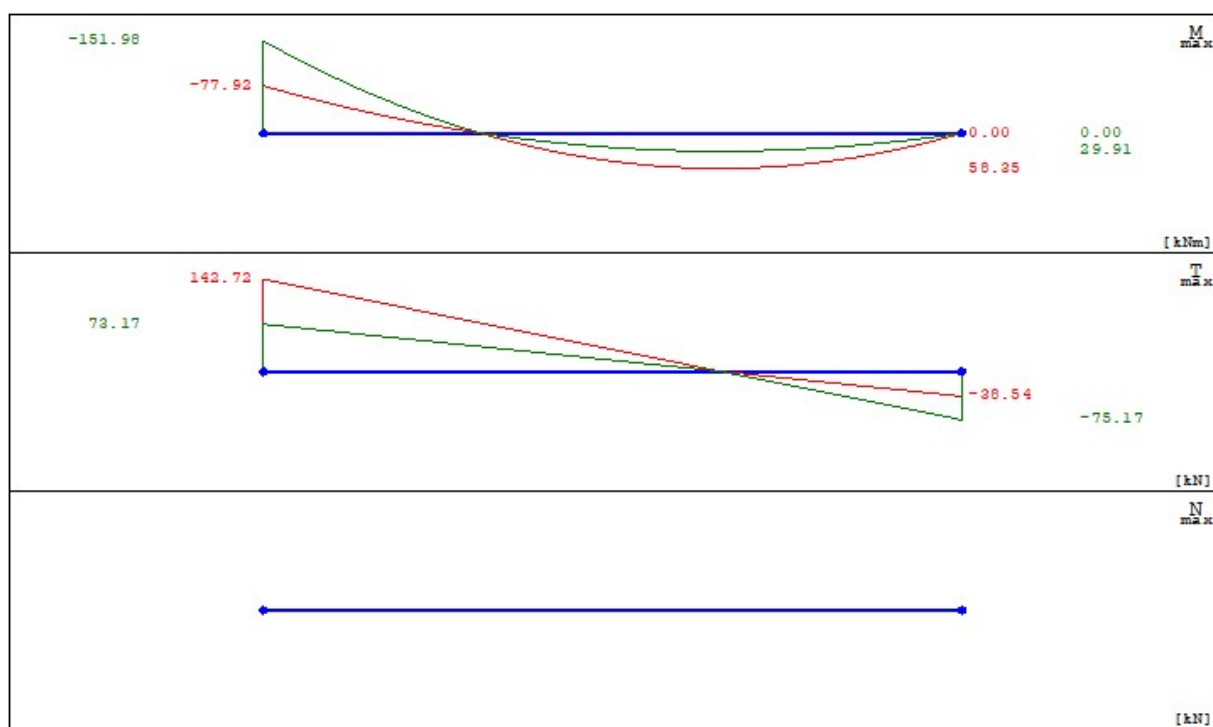
Belka B2



Wykresy MNT – dla przęsła 1:



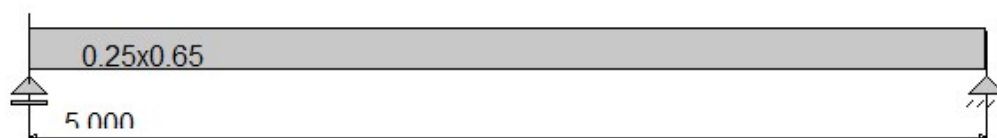
Wykresy MNT – dla przęsła 2:



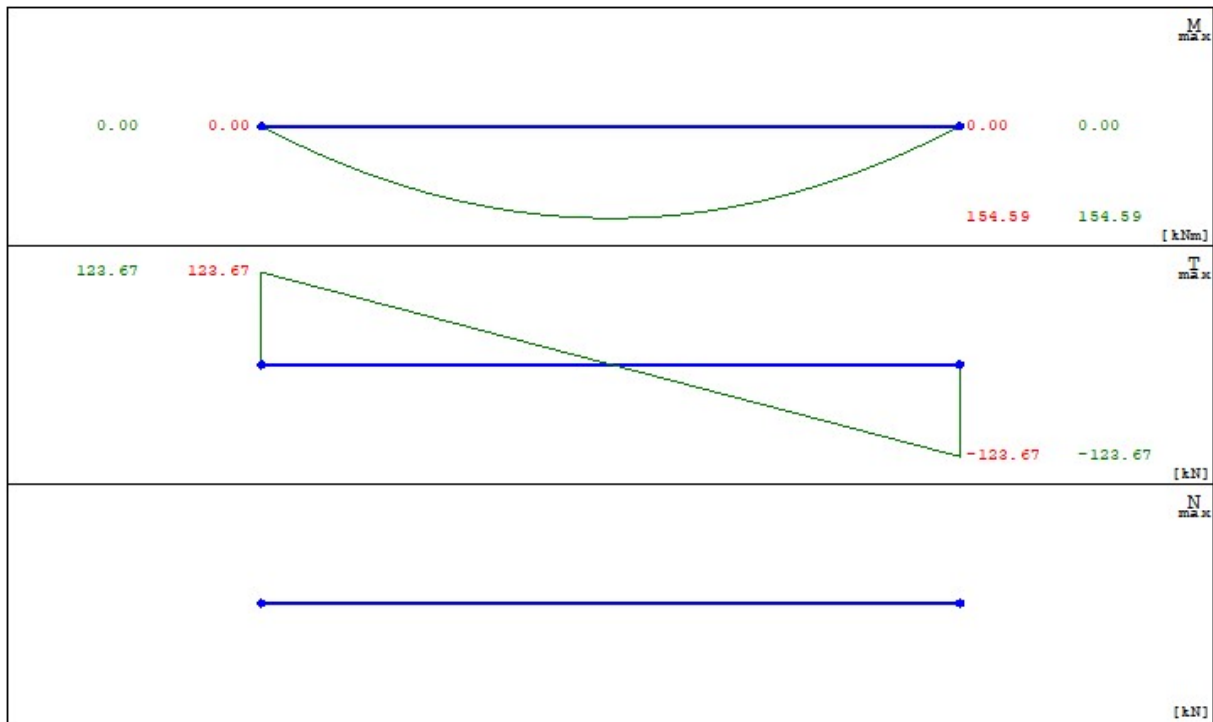
Reakcje (wartości obliczeniowe):

Nr Podpory	Ry [kN]
1	101.18
2	297.42
3	74.13

Belka NW1



Wykresy MNT – dla przęsła 1:



Reakcje (wartości obliczeniowe):

Nr Podpory	Ry [kN]
1	122.66
2	122.66

2.3.4 ławy/stopy fundamentowe

ława ł1- 0,60x0,40m, C20/25, A-IIIN, otulenie zbrojenia 50mm

Stan graniczny nośności

$$N = 88.14 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB} = 0.81 \cdot 330.41 = 267.64 \text{ kN}$$

Naprężenia pod fundamentem

Naprężenia w narożach:

$$q_1 = 146.90 \text{ kN/m}^2$$

Osiadanie fundamentu

Osiadania pierwotne = 0.209 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.209 cm

Warunek naprężeniowy

$$0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 49.00 \text{ kN/m}^2 = 14.70 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 11.08 \text{ kN/m}^2$$

Ława Ł2- 0,40x0,40m, C20/25, A-IIIN, otulenie zbrojenia 50mm

Stan graniczny nośności

$$N=41.56 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 201.94 = 163.57 \text{ kN}$$

Naprężenia pod fundamentem

Naprężenia w narożach:

$$q_1=103.90 \text{ kN/m}^2$$

Osiadanie fundamentu

Osiadania pierwotne = 0.105 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.105 cm

Warunek naprężeniowy

$$0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 41.74 \text{ kN/m}^2 = 12.52 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 8.60 \text{ kN/m}^2$$

Stopa F1- 1,60x1,60x0,40m, C20/25, A-IIIN, otulenie zbrojenia 50mm

Stan graniczny nośności

$$N=605.73 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNL}=0.81 \cdot 5083.43 = 4117.58 \text{ kN}$$

Naprężenia pod fundamentem

Naprężenia w narożach:

$$q_1=236.61 \text{ kN/m}^2$$

Osiadanie fundamentu

Osiadania pierwotne = 0.116 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.116 cm

Warunek naprężeniowy

$$0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 78.04 \text{ kN/m}^2 = 23.41 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 20.26 \text{ kN/m}^2$$

Stopa F2 - 1,00x1,00x0,40m, C20/25, A-IIIN, otulenie zbrojenia 50mm

Stan graniczny nośności

$$N=164.10 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 529.79 = 429.13 \text{ kN}$$

Naprężenia pod fundamentem

Naprężenia w narożach:

$$q_1=164.10 \text{ kN/m}^2$$

Osiadanie fundamentu

Osiadania pierwotne = 0.383 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.383 cm

Warunek naprężeniowy

$$0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 56.26 \text{ kN/m}^2 = 16.88 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 13.59 \text{ kN/m}^2$$

UWAGI:

1. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe rozpatrywać łącznie z opisem, rysunkami konstrukcyjnymi oraz częściami branżowymi.
2. Jeżeli założenia projektowe różnią się od stanu na faktycznego, powiadomić projektanta, który w ramach nadzoru autorskiego poda właściwe rozwiązanie.
3. W miejscach występowania w poziomie posadowienia gruntów słabonośnych, organicznych czy nasypowych (dotyczy to także warstwy geotechnicznej Ic z wykonanej opinii geotechnicznej, która stanowi załącznik do projektu technicznego), grunty te usunąć oraz wykonać pod fundamenty poduszki z pospółki o grubości min. 50 cm. Zagęszczać warstwami co 20 cm do $I_s \geq 0,98$. Wymiary poduszek: do wymiaru fundamentu dodać z każdej strony jedną grubość poduszki. W przypadku gdy w poziomie posadowienia zalegają nasypy niekontrolowane należy je bezwzględnie usunąć i wykonać poduszki jak wyżej. Grubość uzależniona od grubości zalegających nasypów.
4. W przypadku stwierdzenia podczas prowadzonych prac ziemnych znacząco odmiennych warunków gruntowo-wodnych od ustalonych w projekcie budowlanym, należy po wykonaniu wykopów fundamentowych dokonać weryfikacji wykształcenia i parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego przez geologa posiadającego stosowne uprawnienia w zakresie dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich na potrzeby posadawiania obiektów budowlanych.

Opracował:

mgr inż. Sebastian Rzepka

upr. bud. nr PDK/0261/POOK/15

Sprawdził:

mgr inż. Tomasz Leń

upr. bud. nr PDK/0182/POOK/12