

PROJEKT BUDOWLANY
BUDOWA PRZYSTANI KAJAKOWEJ W ŚWINOUJŚCIU NA WYSPIE KARSIBÓR W RAMACH
ZADANIA.: "WZMOCNIENIE POTENCJAŁU ROZWOJOWEGO WYSPY KARSIBÓR W OPARCIU
O CENNE WALORY PRZYRODNICZE I KULTUROWE".

OPIS TECHNICZNY PROJEKTU BUDOWLANEGO
BRANŻY KONSTRUKCYJNEJ

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

CZĘŚĆ OPISOWA:

1. Podstawa opracowania.
2. Zakres opracowania.
3. Badania geotechniczne.
 - 3.1. Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia.
 - 3.2. Zaliczenie obiektu do kategorii geotechnicznej.
 - 3.3. Wnioski i zalecenia.
4. Przyjęte obciążenia użytkowe.
5. Elementy konstrukcyjne.
 - 5.1. Prefabrykowany budynek toalet.
 - 5.2. Wiata grillowa.
 - 5.3. Prefabrykowany zbiornik na nieczystości ciekłe.
6. Zastosowane materiały.
7. Wnioski i zalecenia.
8. Uwagi ogólne.

ZESTAWIENIE OBLICZEŃ STATYCZNYCH.

CZĘŚĆ GRAFICZNA:

- | | |
|---------------------------------------------------------|-----------|
| 1. Toaleta – rzut płyty fundamentowej | Rys. K-01 |
| 2. Toaleta – układ elementów konstrukcyjnych przyziemia | Rys. K-02 |
| 3. Toaleta – płyta stropu nad przyziemiem | Rys. K-03 |
| 4. Wiata – rzut fundamentów | Rys. K-04 |
| 5. Wiata – układ elementów konstrukcyjnych przyziemia | Rys. K-05 |

1. Podstawa opracowania:

- 1.1. Projekt architektoniczny zagospodarowania terenu.
- 1.2. Opinia geotechniczna dla projektowanej inwestycji wykonana w listopadzie 2017 roku przez firmę: BARG-ARTEGO z siedzibą w Szczecinie, reprezentowaną przez Pana Marka Ober.
- 1.3. Polskie normy:
 - 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/Az1:2006. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
 - PN-77/B-02011/Az1. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
 - PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
 - PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 1.4. Aktualnie obowiązujące rozporządzenia.

2. Zakres opracowania:

Opracowanie obejmuje projekt konstrukcji dla inwestycji pod nazwą *Budowa przystani kajakowej w Świnoujściu na wyspie Karsibór w ramach zadania: „Wzmocnienie potencjału rozwojowego wyspy Karsibór w oparciu o cenne walory przyrodnicze i kulturowe”*, wraz z opracowaniem rysunkowym podstawowych elementów konstrukcyjnych.

Zakres projektu konstrukcji obejmuje dobór i opracowanie następujących elementów:

- Posadowienie budynku toalet.
- Technologia wykonania budynku toalet.
- Posadowienie wiaty piknikowej.
- Elementy nośne wiaty piknikowej.
- Prefabrykowany zbiornik na nieczystości ciekłe – zabezpieczenie w gruntach z wysokim poziomem wód gruntowych.

3. Badania geotechniczne.

POŁOŻENIE I MORFOLOGIA TERENU BADAŃ.

Przeznaczone pod planowane zagospodarowanie fragmenty działek nr 183 i 184/11, oraz fragment akwenu (dz. nr 641 obręb 0015 Świnoujście) położone są w południowo – wschodniej części miasta Świnoujście, woj. zachodniopomorskie, we wschodniej części obszaru zabudowy dzielnicy Karsibór (dawnej

wsii), pomiędzy ulicą 1-go Maja (która oddalona jest ok. 80 m na południe) i południowym brzegiem Mulnika (inna nazwa tego akwenu to Młyńska Toń), będącego jednym z ramion Starej Świny w obrębie wstecznej delty cieśniny. Pod względem geograficznym Karsibór położony jest na południowo – wschodnim skraju wyspy Uznam i odcięty został od niej dopiero w końcu XIX w. po przekopaniu nowego toru wodnego do szczecińskiego portu (obecny Kanał Piastowski).

Pod względem geomorfologicznym jest to fragment najstarszych partii tzw. Bramy Świny, powstałej w holocenie wskutek długotrwałej akumulacyjnej działalności prądów morskich tworzących rodzaj mierzei, a następnie wód Świny, które budowały po południowej stronie mierzei w okresach wlewów wód Bałtyku do Zalewu Szczecińskiego wsteczną deltę (tzn. deltę skierowaną w głąb Zalewu, a nie w głąb morza). Piaski mierzei zostały powierzchniowo silnie zwydmione, w Karsiborze powstał szereg równoległych, wąskich wałów wydmych o przebiegu NW – SE, rozdzielonych zatorfionymi obniżeniami – deniwelacje pomiędzy dnem obniżen i grzbietami wydmy dochodzą do ok. 3 m. Badany teren położony jest na wschodnim skraju strefy najstarszych wydmy tzw. brunatnych, na nadbudowanym nasypami brzegu Młyńskiej Toni.

Powierzchnia terenu nachylona jest ku linii brzegowej ww. akwenu, rzędne otworów wahają się od 0,66 m n.p.m. do 0,92 m n.p.m.; deniwelacja pomiędzy otworami w lądowej części obszaru inwestycji wynosi 0,26 m.

OPIS BUDOWY GEOLOGICZNEJ.

Na podstawie wykonanych otworów, oraz analizy materiałów kartograficznych stwierdzono, że podłoże badanego terenu budują holocenijskie utwory morskie i bagienne. Utwory morskie to piaski drobne, a w głębszych partiach, poniżej warstwy namulów organicznych, piaski drobne na pograniczu piasku średniego. Strop morskich piasków zalega na lądzie na głębokości 1,2 – 1,4 m p.p.t., nie przewiercono ich do 5,0 m p.p.t na lądzie.

Na lądzie na stropie morskich piasków leży cienka (0.4 m) warstwa utworów bagiennych. Utwory bagienne to grunty organiczne, wykształcone jako torfy w otworze nr 2/A, oraz jako humus piaszczysty przewarstwiany namulem organicznym w otworze nr 1/A. Na utworach bagiennych zalega pokrywa nasypów niekontrolowanych, złożonych z humusu piaszczystego, przemieszanego z gruzem, a w otworze nr 2/A także z piasku drobnego przewarstwowanego humusem piaszczystym. Nasypy te powstały wskutek nadbudowania brzegu akwenu, ich miąższość wynosi 0,8 – 1,0 m.

Całość morskich i nasypowych piasków to grunty równoziarniste, o niskim współczynniku jednorodności uziarnienia $CU < 3,0$. Norma PN-EN 1997-2 określa grunty niespoiste o $CU < 6,0$ jako „grunty źle uziarnione”.

CHARAKTERYSTYKA WARUNKÓW WODNYCH.

W wykonanych otworach w części lądowej inwestycji stwierdzono występowanie wody gruntowej o zwierciadle swobodnym, stabilizującym się na głębokości 0,62 – 0,80 m p.p.t., tj. na rzędnych 0,04 – 0,12

m n.p.m. Poziom wody gruntowej w podłożu tej części obszaru badań związany jest z poziomem wód oddalonego o 1,0 – 12,0 m akwenu – poziom ten przypadał w dniu prac polowych (w styczniu 2017 roku) na rzędnej 0,02 m n.p.m.

Maksymalny poziom wody gruntowej, mogący wystąpić podczas roztopów grubej pokrywy śnieżnej, oraz szczególnie intensywnych opadów deszczu, przy jednoczesnych sztormowych wezbraniach wód zespołu akwenów wstecznej delty Świny, przypada ok. 0,4 m powyżej stanu stwierdzonego w otworach, na głębokości ok. 0,2 – 0,4 m p.p.t. i rzędnej ok. 0,3 m n.p.m.

Należy podkreślić, że cała lądowa część obszaru inwestycji położona jest poniżej absolutnego maksimum dla wodowskazu w Świnoujściu, które przypada na rzędnej 1,96 m n.p.m. Nie można w związku z tym całkowicie wykluczyć możliwości krótkotrwałego, nagłego podtopienia ww. części badanego terenu w przypadku ekstremalnie wysokiego sztormowego wezbrania wód ujściowego odcinka Odry.

OCENA TECHNICZNYCH WŁAŚCIWOŚCI PODŁOŻA.

Wydzielono trzy warstwy geotechniczne podłoża:

WARSTWA Ia to morskie piaski drobne, nawodnione, luźne o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $ID = 31\%$. Są to grunty o obniżonej nośności, w otworze nr 2/A budują stropowe partie mineralnego podłoża do głębokości 1,8 m p.p.t.; ich miąższość wynosi 0,4 m.

WARSTWA IIa to morskie piaski drobne, nawodnione, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $ID = 47\%$. Są to grunty nośne, budują płytsze partie mineralnego podłoża, do głębokości 2,3 – 3,3 m p.p.t. Miąższość piasków w-wy II wynosi 1,1 – 1,5 m.

WARSTWA IIIa to morskie piaski drobne, nawodnione, zagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $ID = 68\%$. Są to grunty nośne, budują najgłębsze partie objętej badaniami strefy, poniżej 2,3 – 3,3 m p.p.t.

Ponadto w obrębie nasypów niekontrolowanych, w ich partii złożonej w przewadze z gruntu mineralnego, wydzielono kolejną warstwę. Pozostałe partie nasypów, które są gruntami wysoce niejednorodnymi, o znacznej zawartości humusu, nie mogą stanowić podłoża budowlanego – oznaczono je na przekroju symbolem „Mg”.

Warstwa Mg1 to nasypowe piaski drobne przewarstwiane humusem piaszczystym, nawodnione, luźne o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $ID = 24\%$. Są to grunty o obniżonej nośności, w otworze nr 2/A budują głębsze partie nasypowej okrywy, na głębokości 0,3 – 1,0 m p.p.t.

Poza podziałem geotechnicznym pozostawiono również cienką (0,2 – 0,3 m) warstwę bagiennych torfów i humusu piaszczystego, zalegającą pod nasypami w rejonie otworów nr 1/A i 2/A. Są to grunty tylko częściowo skonsolidowane wskutek obciążenia nasypami.

WNIOSKI.

- I. W podłożu obiektów planowanych w ramach przystani kajakowej występują morskie piaski drobne i głębiej piaski drobne na pograniczu piasku średniego, na lądzie przykryte bagiennym torfem i humusem piaszczystym o miąższości 0,4 m, oraz humusowo – gruzowymi nasypami niekontrolowanymi.
- II. Woda gruntowa o zwierciadle swobodnym stabilizuje się głębokości 0,62 – 0,80 m p.p.t., tj. na rzędnych 0,04 – 0,12 m n.p.m. Poziom wody gruntowej w podłożu badanego terenu związany jest z poziomem wód oddalonego o 1,0 – 12,0 m akwenu – poziom ten przypadał w dniu prac polowych na rzędnej 0,02 m n.p.m. Maksymalny poziom wody gruntowej przypada ok. 0,4 m powyżej stanu stwierdzonego w otworach, na głębokości ok. 0,2 – 0,4 m p.p.t. i rzędnej ok. 0,3 m n.p.m.
- III. Zalegające w obrębie morskich piasków bagienne namuły organiczne uległy konsolidacji w takim stopniu, że nie powinny wywierać tarcia ujemnego na pobocznicach pali.
- IV. Według kryteriów określonych w rozporządzeniu MTBiGM z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 27 kwietnia 2012 r., poz. 463) projektowane elementy zagospodarowania terenu będą obiektami należącymi do pierwszej kategorii geotechnicznej, lecz uwagi na złożone warunki gruntowe staną się obiektami kategorii drugiej.

3.1. Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia.

W oparciu o ustawę Prawo budowlane oraz o §4.2. Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. „w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych”, a także w oparciu o wykonane badania gruntu – istniejące warunki posadowienia zaliczamy do **złożonych warunków gruntowych**.

3.2. Zaliczenie obiektu do kategorii geotechnicznej.

Dla projektowanej inwestycji przyjmuje się **drugą kategorię geotechniczną**. Druga kategoria geotechniczna obejmuje obiekty budowlane posadawiane w prostych i złożonych warunkach gruntowych, wymagające ilościowej i jakościowej oceny danych geotechnicznych i ich analizy.

3.3. Wnioski i zalecenia.

Badane podłoże nie nadaje się do bezpośredniego posadowienia obiektu. Z uwagi na poziom wód gruntowych znajdujący się znacznie powyżej poziomu posadowienia, projektuje się posadowienie na wwbrowywanych palach skrzynkowych z grodziec 2xGU 16-400 o długości 5,0m.

Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych w rejonie posadowienia stwierdzone zostaną inne warunki gruntowe niż założone w projekcie technicznym, konieczne może być przystosowanie projektu do warunków istniejących.

UWAGA: w obliczeniach nośności pali przyjęto uśrednione warunki gruntowe na poboczniczy pala, w tym warstwę gruntów słabonośnych i nienośnych w górnej części pala o miąższości 1,4m. W przypadku stwierdzenia w trakcie robót większego zasięgu warstwy gruntów słabonośnych, należy w nadzorze autorskim dostosować wymaganą nośność układu pali do warunków rzeczywistych przez zmianę ilości lub długości pali.

4. Przyjęte obciążenia użytkowe:

- ♦ Obciążenie wiatrem: II strefa
- ♦ Obciążenie śniegiem: II strefa

5. Elementy konstrukcyjne.

Dokumentację techniczną wykonuje się w aspekcie planowanej inwestycji, w zakres której wchodzi następujące prace związane z konstrukcją powstających obiektów:

- Posadowienie budynku toalet.
- Technologia wykonania budynku toalet.
- Posadowienie wiaty piknikowej.
- Elementy nośne wiaty piknikowej.
- Zbiornik na nieczystości ciekłe – zabezpieczenie w gruntach z wysokim poziomem wód gruntowych.

Biorąc pod uwagę istniejące gruntowo – wodne, specyfikę posadawianych obiektów oraz warunki środowiskowe i przyjętą klasę ekspozycji (XS1), elementy żelbetowe konstrukcyjne monolityczne wykonane zostaną z betonów wodoszczelnych C30/37 W8, natomiast elementy prefabrykowane z betonu C30/37.

UWAGA:

Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych pod elementy konstrukcji stwierdzone zostaną inne od założonych w projekcie warunki gruntowe, należy przystosować projekt do warunków istniejących. Zaleca się wykonanie odbioru wykopu pod fundament przez uprawnionego geologa.

5.1. Prefabrykowany budynek toalet.

Budynek toalety zostanie wykonany w technologii prefabrykacji jako żelbetowy, w warunkach warsztatowych, gotowy do zamontowania na fundamencie żelbetowym monolitycznym. Grubość ścian wewnętrznych i zewnętrznych budynku 12,0cm, grubość stropu nad przyziemiem – 15,0cm (możliwość wykonania płyty cieńszej – o grubości również 12,0cm).

Konstrukcję przekrycia budynku toalet zaprojektowano jako dach drewniany o schemacie krokwiowym. Kąt nachylenia połaci dachu to 26° i 59°. Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Głównym elementem nośnym dachu są krokwie o przekroju 6,3x15,0cm w rozstawie co ok. 100,0cm oparte na murlatach o przekroju 12,0x12,0cm, ułożonych płycie prefabrykatu i mocowanych do niego śrubami M12 w rozstawie zgodnym z częścią rysunkową PW.

Wszystkie połączenia elementów drewnianych wykonać zgodnie ze sztuką ciesielską używając jako łączników gwoździ, śrub bądź łączników ciesielskich. Drewno przed zabudowaniem zabezpieczyć ciśnieniowo środkami przeciwwgrzybicznymi, przeciwko owadom oraz podnoszącymi odporność ogniową.

Projektuje się posadowienie budynku pośrednie na płycie fundamentowej grubości 25cm oraz 4 wwibrowywanych palach stalowych skrzynkowych z dwóch grodzic GU 16-400, zabetonowanych po pograżeniu, o długości 5,0m. Głębokość posadowienia płyt to 0,4m poniżej poziomu $\pm 0,00$, na warstwie chudego betonu o gr. min. 10,0cm. Poziom $\pm 0,00$ ustalono na rzędnej 1,80m n.p.m.

Materiał: beton C30/37 W8 oraz C30/37, stal A-I – strzemiona, A-IIIN (B500SP) – pręty główne.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Pale – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 5,0m, zabetonowanych z betonu C30/37.

5.2. Wiatą grillowa.

Konstrukcję przekrycia wiaty zaprojektowano jako dach drewniany o schemacie krokwiowym. Kąt nachylenia połaci dachu to 35°. Drewno do konstrukcji dachu iglaste, klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Głównym elementem nośnym dachu są krokwie o przekroju 10,0x18,0cm w rozstawie co ok. 130,0cm oparte na drewnianych belkach nośnych o przekroju 25,0x27,5cm. Belki nośne o długości równej 805,0cm oparte będą na ścianach i słupach murowanych z cegły rozbiórkowej, na siatce modularnej 2,60x3,55m, za pomocą zaprawy cementowo – wapiennej klasy M10.

Wszystkie połączenia elementów drewnianych wykonać zgodnie ze sztuką ciesielską używając jako łączników gwoździ, śrub bądź łączników ciesielskich. Drewno przed zabudowaniem zabezpieczyć ciśnieniowo środkami przeciwwgrzybicznymi, przeciwko owadom oraz podnoszącymi odporność ogniową.

Projektuje się posadowienie wiaty pośrednie na 7 palach skrzynkowych z dwóch grodzic GU 16-400, zabetonowanych po pograżeniu, o długości 5,0m. Pale zwieńczone zostaną belkami oczepowymi o przekroju 50,0x50,0cm. Głębokość posadowienia oczepów to 0,5m poniżej poziomu $\pm 0,00$, na warstwie chudego betonu o gr. min. 10,0cm. Poziom $\pm 0,00$ ustalono na rzędnej 1,02m n.p.m.

Materiał: beton C30/37 W8, stal A-I – strzemiona, A-IIIN (B500SP) – pręty główne.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Pale – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 5,0m, zabetonowanych z betonu C30/37.

5.3. Prefabrykowany zbiornik na nieczystości ciekłe.

Zgodnie z projektem branży sanitarnej, dobrano zbiornik na ścieki sanitarne żelbetowy, prefabrykowany, o pojemności $V=4,0m^3$, EKO-2 firmy ABC Szamba Betonowe, wykonany w oparciu o Aprobatę Techniczną AT-15-9167/2013.

Wymiary zewnętrzne zbiornika:

- długość 2,4m,
- szerokość 2,0m,
- wysokość 1,1m.

Otwór włazowy Ø500mm.

Ciężar zbiornika 3000 kg, ciężar płyty standardowej 1200 kg, ciężar płyty najazdowej 1800 kg.

Wyposażenie: 4 szt. uchwyty montażowych w zbiorniku, 4 szt. uchwyty montażowych w pokrywie, właz betonowy typu lekkiego.

Posadowienie zbiornika przyjmuje się na głębokości min. 1,6m p.p.t. na gruntach nośnych – piaskach drobnych szarych morskich, które zlokalizowane są na głębokości od ok. 1,4m p.p.t. Należy zbiornik posadowić tak, aby warstwa zasypki zbiornika wynosiła 50,0cm. W przypadku, gdy grunty nośne znajdują się poniżej zakładanego poziomu – należy zbiornik zagłębić do tego poziomu, a przy przekroczeniu wysokości zasypu powyżej 0,5m, zastosować płytę najazdową o ciężarze 1800 kg.

Głębokość posadowienia zbiornika zależna jest od rzędnej rury kanalizacyjnej wychodzącej z budynku, przy zachowaniu minimalnych spadków podanych przez producenta zbiornika. Pole wykopu pod zbiornik musi być około 0,5m większe od wymiarów zbiornika.

Z uwagi na wysoki poziom wód gruntowych w rejonie posadowienia, należy przewidzieć odwadnianie wykopu na czas wykonywania robót. Zbiornik posadowiony zostanie na prefabrykowanej żelbetowej płycie fundamentowej o wymiarach 2,2x2,7x0,2m. Płyta ułożona zostanie w wykopie na rzędnej -0,65m.n.p.m. na występującym na tej głębokości piasku drobnym średniozagęszczonym o $I_D=0,47$. Zbiornik do płyty przymocowany zostanie min. w dwóch przekrojach za pomocą zabezpieczonej antykorozyjnie bednarki stalowej. Zbiornik po ustawieniu i zamocowaniu do płyty fundamentowej obsypany zostanie piaskiem drobnym. Warstwa zasypki – ok. 50cm. Przed zasypaniem należy go wypełnić wodą, aby zapobiec „wypłynięciu”. Zasypkę zbiornika wykonać z piasku drobnego lub średniego.

6. Zastosowane materiały:

Beton C30/37 W8, C30/37 – elementy żelbetowe.

Stal zbrojeniowa A-I (pręty rozdzielcze, strzemiona), A-IIIIN (pręty główne) – np. B500SP.

Pale skrzynkowe – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 5,0m, zabetonowanych z betonu C30/37.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

7. Wnioski i zalecenia:

- 7.1.** *Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych w rejonie posadowień stwierdzone zostaną inne warunki gruntowe niż założone w projekcie technicznym, konieczne może być przystosowanie projektu do warunków istniejących.*
- 7.2.** *Roboty ziemne najlepiej przeprowadzić w okresie suchym, z uwzględnieniem stanu wód powierzchniowych.*
- 7.3.** *Zaleca się wykonanie odbioru wykopów pod fundamenty przez uprawnionego geologa.*

8. Uwagi ogólne:

- 8.1. Rozpoczęcie prac budowlanych może nastąpić po uzyskaniu decyzji o pozwoleniu na budowę, a następnie po uprawomocnieniu się tej decyzji.**
- 8.2. Budowa powinna być prowadzona pod nadzorem Kierownika Budowy i ewentualnie Inspektora Nadzoru.**
- 8.3. Przy wykonywaniu robót budowlanych należy stosować wyroby budowlane o właściwościach użytkowych umożliwiających prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym obiektom budowlanym spełnienie wymagań podstawowych, dopuszczone do obrotu i powszechnego lub jednostkowego stosowania w budownictwie.**
- 8.4. Roboty budowlane i rzemieślnicze powinny być wykonywane zgodnie z zasadami sztuki budowlanej oraz obowiązującymi przepisami i normami.**

PROJEKT BUDOWLANY

BUDOWA PRZYSTANI KAJAKOWEJ W ŚWINOUJŚCIU NA WYSPIE KARSIBÓR W RAMACH ZADANIA.: "WZMOCNIENIE POTENCJAŁU ROZWOJOWEGO WYSPY KARSIBÓR W OPARCIU O CENNE WALORY PRZYRODNICZE I KULTUROWE".

ZESTAWIENIE OBLICZEŃ STATYCZNYCH

I. OBLICZENIA STATYCZNE – BUDYNEK TOALET

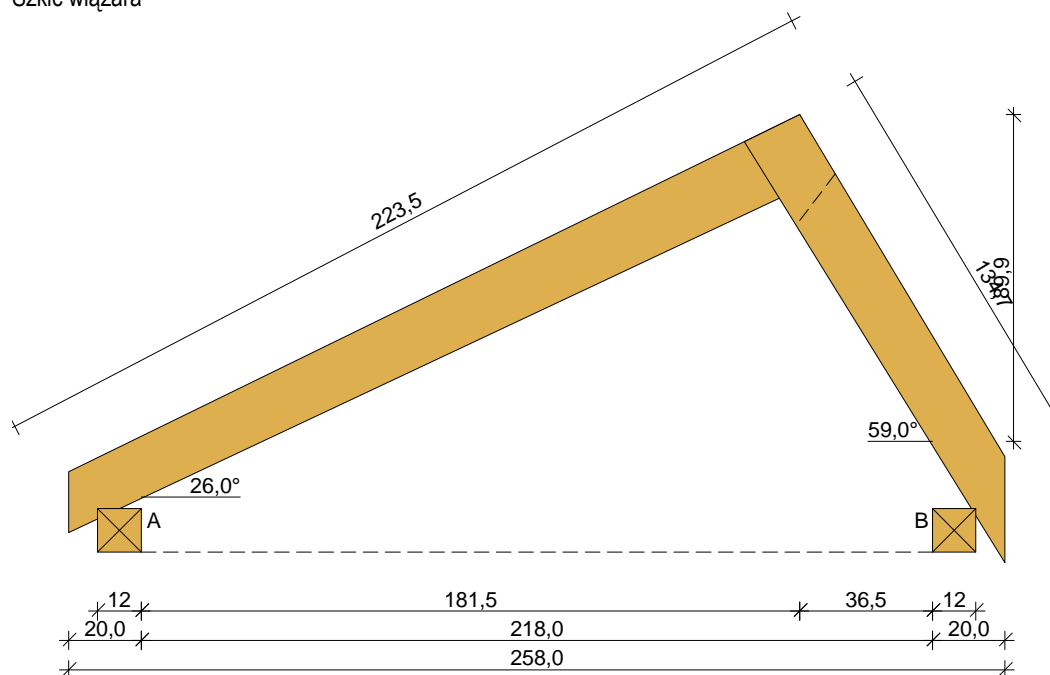
1. WIĘŻBA DACHOWA .

Zestawienie obciążeń stałych na dach budynku toalet

Rodzaj obciążenia:	war. char.	wsp.	war. obl.
	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Obciążenia stałe:			
Okładzina drewniana z desek 145x24 mm, modrzew syberyjski	0,180	1,200	0,216
Papa termozgrzewalna	0,020	1,200	0,024
Papa podkładowa	0,020	1,200	0,024
Wodoodporne płyty OSB 18 mm	0,115	1,200	0,138
Krokiew 7,5x15 cm co 100 cm	0,085	1,100	0,094
RAZEM:	0,420	1,180	0,496

DANE:

Szkic więzara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia lewej połaci dachowej $\alpha = 26,0^\circ$

Kąt nachylenia prawej połaci dachowej $\alpha = 59,0^\circ$

Rozstaw murałat w świetle $l_s = 2,18 \text{ m}$

Różnica poziomów murałat $\Delta h = 0,00 \text{ m}$

Wysięg lewego wspornika $l_{wL} = 0,20 \text{ m}$

Wysięg prawego wspornika $l_{wP} = 0,20 \text{ m}$

Rozstaw wiązarów $a = 1,00 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Rozstaw podparć murałaty $l_{m0} = 1,50 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- krokiew 6,3/15 cm (zaciosy: murałata - 3 cm) z drewna C24

- murałata 12/12 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,42 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac o nachyleniu $26,0^\circ$ st., strefa 2):

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,72 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,04 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

- obciążenie wiatrem połaci lewej (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa II, teren A, wys. budynku $z = 3,9 \text{ m}$):

- jako nawietrznej $p_{kl I} = -0,33 \text{ kN/m}^2$

- jako nawietrznej $p_{kl II} = 0,10 \text{ kN/m}^2$

- jako zawietrznej $p_{kp} = -0,21 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie wiatrem połaci prawej (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa II, teren A, wys. budynku $z = 3,9 \text{ m}$):

- jako nawietrznej $p_{kl} = 0,36 \text{ kN/m}^2$

- jako zawietrznej $p_{kp} = -0,21 \text{ kN/m}^2$

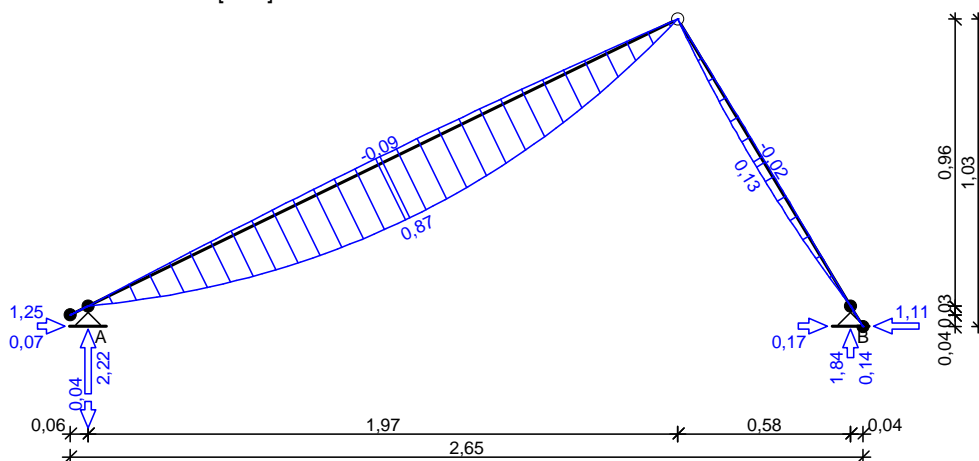
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

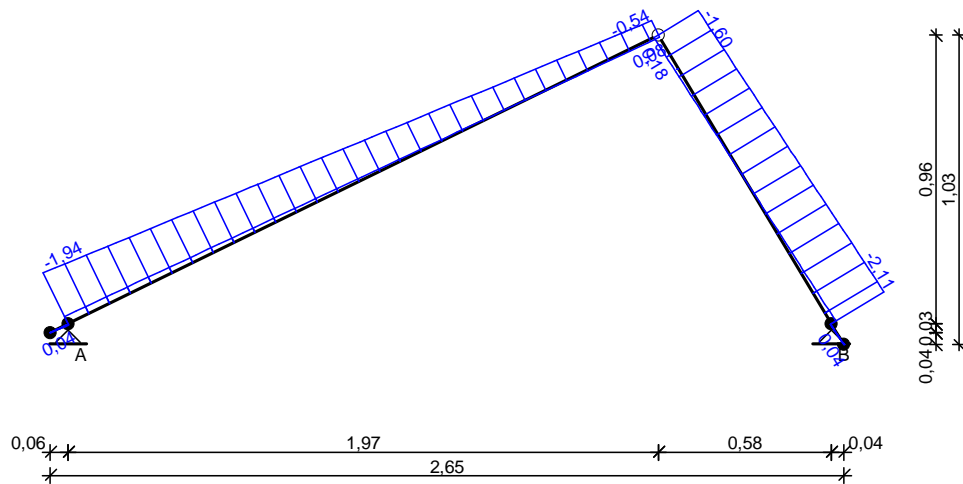
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

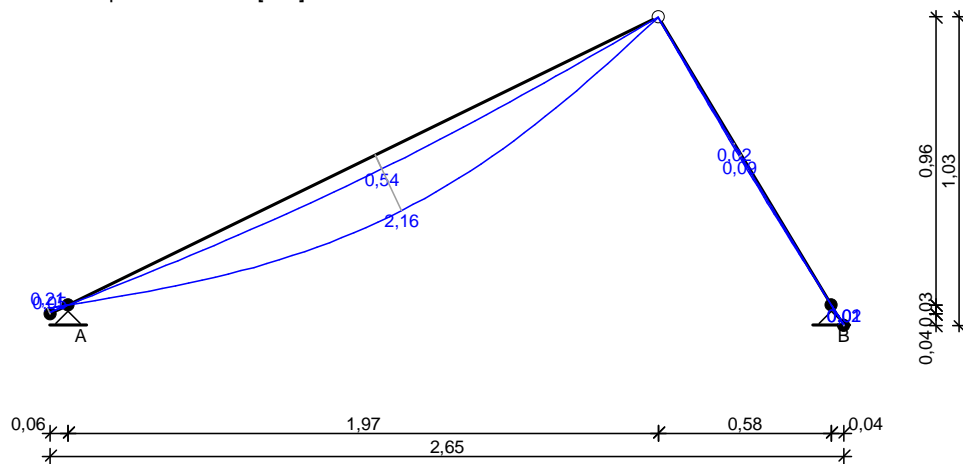
Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia sił osiowych [kN]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	2,22	0,69	K4: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II
	-0,04	0,34	K13: stałe-min+wiatr z lewej
	1,96	1,25	K5: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z prawej
4 (B)	1,84	-1,11	K4: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II
	0,63	0,17	K15: stałe-min+wiatr z prawej

Wymiarowanie wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew lewa 6,3/15 cm (zaciosy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$\lambda_y = 61,1 < 150$

$\lambda_z = 0,0 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

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

$M = 0,87 \text{ kNm}$, $N = 0,84 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 3,70 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,09 \text{ MPa}$

$$k_{c,y} = 0,699$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,260 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,175 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

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

$$M = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 1,55 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,02 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,002 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

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

$$u_{fin} = 2,16 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2189 / 200 = 10,95 \text{ mm}$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 0,21 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 67 / 200 = 0,67 \text{ mm}$$

Krokiew prawa 6,3/15 cm (zaciąsy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 61,1 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+wiatr z prawej+0,90·śnieg

$$M = 0,13 \text{ kNm}, \quad N = 1,31 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,53 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,699$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,046 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,023 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+wiatr z prawej+0,90·śnieg

$$M = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 1,56 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,02 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,002 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 0,09 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1120 / 200 = 5,60 \text{ mm}$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 0,02 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 80 / 200 = 0,80 \text{ mm}$$

Murlata 12/12 cm

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 2,22 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,04 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z prawej

$$M_z = 0,30 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 1,047 \text{ MPa}$$

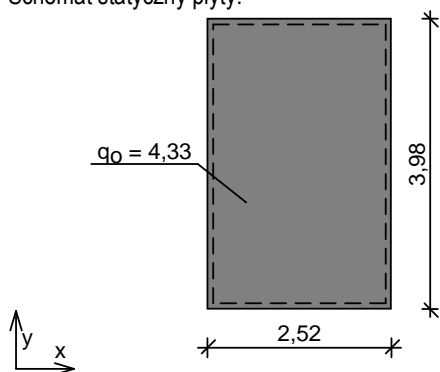
$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,071 < 1$$

2. PŁYTA STROPU.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Wełna mineralna w płytach półtwardych grub. 15 cm [1,0kN/m ³ ·0,15m]	0,15	1,20	--	0,18
2.	Paroizolacja	0,02	1,20	--	0,02
3.	Płyta żelbetowa grub.15 cm	3,75	1,10	--	4,13
Σ :		3,92	1,10		4,33

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 2,52$ m

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 3,98$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx} = 2,11$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 1,91$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 1,91$ kNm/m

Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{ox,max} = 5,45$ kN/m

Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{ox} = 4,53$ kN/m

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 0,85$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sdy} = 0,77$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt} = 0,77$ kNm/m

Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{oy,max} = 5,45$ kN/m

Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{oy} = 3,41$ kN/m

Dane materiałowe :

Grubość płyty 15,0 cm

Klasa betonu **B37 (C30/37)** $\rightarrow f_{cd} = 20,00$ 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 pękania (obliczono) $\phi = 2,47$

Stal zbrojeniowa **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku x $c_{nom,x} = 45$ mm

Otulinie zbrojenia przęsłowego w kierunku y $c_{nom,y} = 51$ mm

Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

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

Kierunek x:

Przeszło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ6 co 15,0 cm** o $A_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,18\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie: $a_x(M_{Skx,lt}) = 0,48 \text{ mm}$

Kierunek y:

Przeszło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,77 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ6 co 15,0 cm** o $A_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,20\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie: $a_y(M_{Sky,lt}) = 0,48 \text{ mm}$

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,48 \text{ mm} < a_{lim} = 12,60 \text{ mm}$

3. DOBÓR PALI SKRZYNKOWYCH.

Dane :

Pale : skrzynkowy

rodzaj: stalowe z dnem otwartym
wykonanie: wwibrowywane
przekrój pala: o średnicy zastępczej 40,60 (cm)
długość pala: 4,00 (m) od poziomu 0,80 (m)
oczep: wiotki
typ głowicy: swobodna
układ pali: 4 pale w układzie prostokątnym,
wzdłuż osi X : rzędy co 2,00 (m) powtórzone 1 raz
wzdłuż osi Y : rzędy co 2,00 (m) powtórzone 1 raz
Podłoże gruntowe: woda gruntowa poniżej poziomu 0,10 (m)
brak warstw osiadających

Układ warstw:

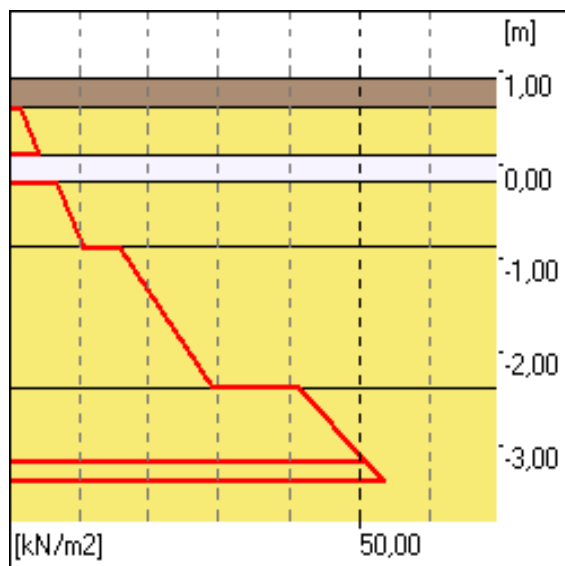
Rodzaj gruntu	I_D/I_L	w_n [%]	z [m]	g [kN/m ³]	t [kN/m ²]	q [kN/m ²]	E_i [kN/m ²]
Nasyp niebudowlany	0,20	15,00	0,92	19,00	0,00	0,00	14860,00
Piasek drobny	0,24	28,00	0,60	18,50	24,77	1234,62	28177,03
Torf holoceniński	0,00	250,00	0,10	11,00	0,00	0,00	150,00
Piasek drobny	0,31	28,00	-0,20	18,50	29,62	1557,69	32198,76
Piasek drobny	0,47	24,00	-0,90	19,00	43,76	2082,35	43691,19
Piasek drobny	0,67	24,00	-2,40	19,00	62,00	2700,00	62556,51

Nośność pojedynczego pala:

Wytrzymałości gruntu na pobocznicy pala wciskanego

Rodzaj gruntu	z_{sr} [m]	h [m]	S_{si}	t_i [kN/m ²]	N_{si} [kN]
Nasyp niebudowlany	0,70	0,20	0,70	0,00	0,00
Piasek drobny	0,35	0,50	0,70	2,82	1,13
Torf holoceniński	-0,05	0,30	0,90	0,00	0,00
Piasek drobny	-0,55	0,70	0,70	8,71	4,90
Piasek drobny	-1,65	1,50	0,70	22,50	27,11
Piasek drobny	-2,80	0,80	0,70	46,13	29,65

Wykres zmiany wytrzymałości wzdłuż pala wciskanego



Wytrzymałości gruntu pod podstawą pala :

$$q = 1104,15 \text{ (kN/m}^2\text{)} / S_{pi} = 1,00/$$

Nośność pala obciążonego siłą pionową

Nośność Nt (w gruncie nośnym)

$$191,45 \text{ (kN)} \quad (N_p = 128,65, N_s = 62,80)$$

Nośność Nw

$$- 53,83 \text{ (kN)}$$

Nośność pala obciążonego siłą poziomą

wysokość zaczepienia siły nad poz. terenu

$$h_H = 0,00 \text{ (m)}$$

obliczeniowy poziom terenu:

$$z_0 = 0,80 \text{ (m)}$$

współczynnik podatności bocznej gruntu

$$k_x = 21108,97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

zagłębienie pala w gruncie

$$h = 4,00 \text{ (m)}$$

zagłębienie sprężyste pala

$$h_s = 3,46 \text{ (m)}$$

pal sztywny ($h \geq 1,5 \cdot h_s$), nośność

$$H_r = 79,70 \text{ (kN)}$$

moment Mmax od siły poziomej 100 kN

$$138,52 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Przemieszczenia pojedynczego pala:

Parametry:	moduł średni odczt. gruntu E_0	= 28049,27 (kN/m ²)
	moduł ściśliwości pala E_t	= 200000000,00 (kN/m ²)
	moduł odczt. w podstawie E_b	= 62556,51 (kN/m ²)
	poziom warstw nieodczt. z_s	= -38,00 (m)
	obliczenia dla pala z warstwą mniej ściśliwą w poziomie podstawy	
	$I_{ok} (h/D, K_a) = I_{ok} (9,36, 7130,31)$	= 1,36
	R_A	= 1,00
	R_h	= 0,78

osiadanie s dla $Q_n=1\ 000 \text{ kN}$: 10,0 (mm)

(bez uwzględniania tarcia negatywnego i ciężaru własnego)

przemieszczenie y_0 dla $H_n = 100 \text{ kN}$: 5,8 (mm)

Nośność fundamentu palowego:

Liczba pali:	$n = 4$	współczynnik korekc.	$m = 0,90$
Najmniejsza odległość pali	$r = 2,00 \text{ (m)}$		
Zasięg strefy naprężeń wokół pala :			
wciskanego	$R = 0,59 \text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
wyciąganego	$R_w = 0,60 \text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
Nośność obliczeniowa pala (w grupie)			
wciskanego	$Q_r = 0,90 \cdot (1,00 \cdot 62,80 + 128,65) = 172,29 \text{ (kN)}$		

wyciąganego $Q_{rw} = -0,90 \cdot 1,00 \cdot 53,83 = -48,43 \text{ (kN)}$
 Ciężar obliczeniowy pala z uwzględnieniem wyporu wody: $G_p = 8,80 \text{ (kN)}$

Dopuszczalne pionowe obciążenie obliczeniowe przekazywane na pal:

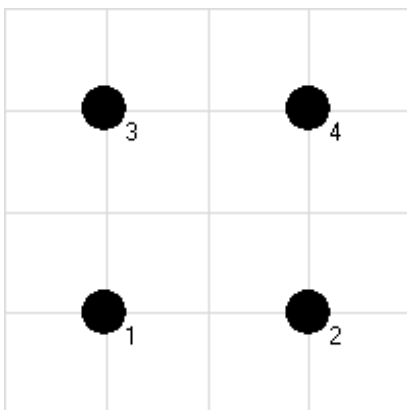
wciskany $P_{max} = 163,48 \text{ (kN)}$
 wyciągany $P_{min} = -57,23 \text{ (kN)}$

Kombinacje obciążeń:

Nr	Typ	Q [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]
1	SGU	400,00	0,00	0,00
2	SGN	400,00	0,00	0,00

Punkt obciążenia układu: $x = 1,00 \text{ (m)}, y = 1,00 \text{ (m)}$
 Środek ciężkości układu: $x = 1,00 \text{ (m)}, y = 1,00 \text{ (m)}$
 Punkt sugerowany: $x = 1,00 \text{ (m)}, y = 1,00 \text{ (m)}$

Układ pali :



Wartości ekstremalne:

Kombinacja SGU nr 1:

$Q_{max} = 100,00 \text{ (kN)}$ (pal nr 1)
 $Q_{max}/Q_{min} = 1,00$ (pal nr 1)
 $s_{i \max} = 1,8 \text{ (mm)}$ (pal nr 1)
 $s_{i \text{ śr}} = 1,8 \text{ (mm)}$

Kombinacja SGN nr 2:

$Q_{max} = 100,00 \text{ (kN)}$ (pal nr 1)
 $Q_{max}/Q_{min} = 1,00$ (pal nr 1)

Największa siła pionowa $Q_{max} = 100,00 \text{ (kN)}$ (dopuszczalna: 163,48 (kN))
 Największy stosunek $Q_{max}/Q_{min} = 1,00$
 Największe osiadanie pala $s_{max} = 1,8 \text{ (mm)}$
 Największe osiadanie średnie $s_{\text{śr}} = 1,8 \text{ (mm)}$

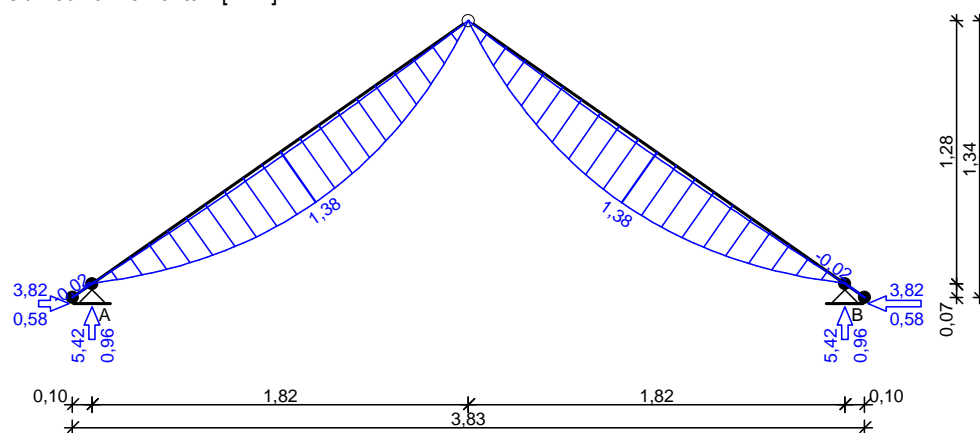
- na połaci prawej $s_{kp} = 0,60 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa II, teren A, wys. budynku $z = 4,3 \text{ m}$):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,12 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,18 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

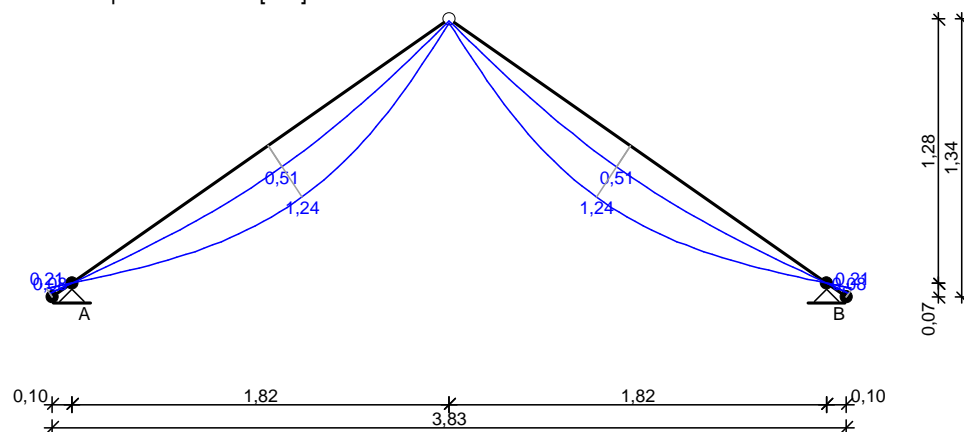
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	5,42 5,03	2,90 3,82	K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II K6: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z prawej-wariant II
4 (B)	5,42 5,03	-2,90 -3,82	K11: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II K9: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z lewej-wariant II

Wymiarowanie wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości C27

→ $f_{m,k} = 27 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 16 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11,5 \text{ GPa}$, $\rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$

Krokiew 10/18 cm (zaciosy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 68,5 < 150$$

$$\lambda_z = 123,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K17** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II+0,90·śnieg-wariant II

$$M = 1,12 \text{ kNm}, \quad N = 3,54 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 10,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,07 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,594, \quad k_{c,z} = 0,208$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,198 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,259 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

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

$$M = -0,02 \text{ kNm}, \quad N = 5,32 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,04 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,003 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

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

$$u_{fin} = 1,24 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2224 / 200 = 11,12 \text{ mm}$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 0,21 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 117 / 200 = 1,17 \text{ mm}$$

Murlata 12/12 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,17 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -2,94 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,71 \text{ kNm}$$

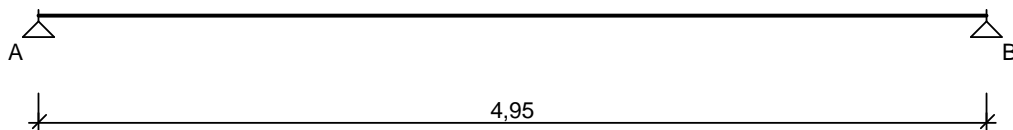
$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 2,459 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,148 < 1$$

2. BELKA DREWNIANA W OSIACH 1 I 2.

SCHEMAT BELKI

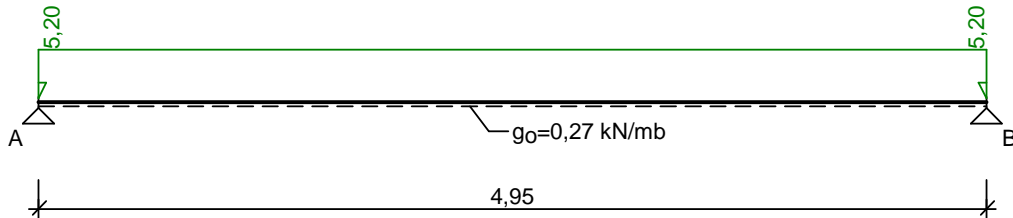


Parametry belki:

- klasa użytkowania konstrukcji - 2
- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$
- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek $l_d/l = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie ściskającym (górnym) belki
- ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_0 / 300$

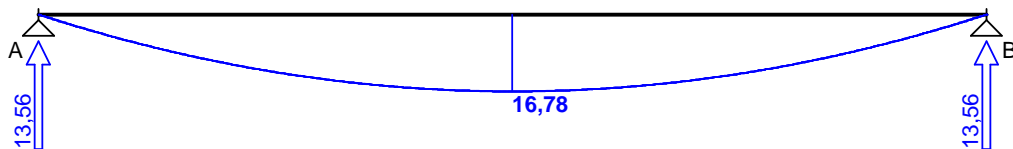
OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

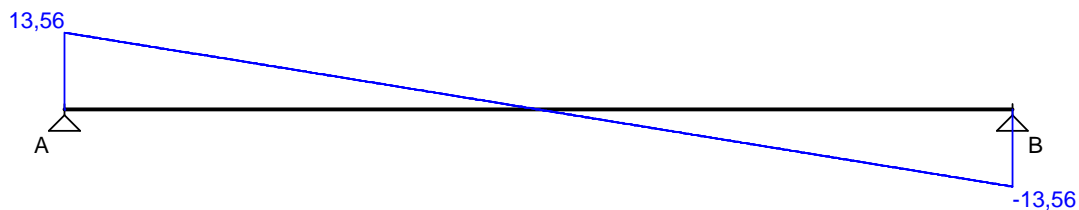


WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

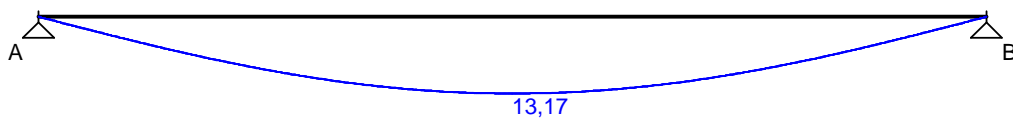
Przypadek **P1: Przypadek 1**
Momenty zginające [kNm]:



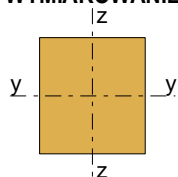
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **25 / 27,5 cm**

$$W_y = 3151 \text{ cm}^3, J_y = 43327 \text{ cm}^4, m = 25,4 \text{ kg/m}$$

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C27**

$$\rightarrow f_{m,k} = 27 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 22 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}, E_{90,mean} = 11,5 \text{ GPa}, \rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$$

Zginanie

Przekrój $x = 2,48 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = 16,78 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,33 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,43 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,33 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}$$

Ścinanie

Przekrój $x = 4,95 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = -13,56 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,30 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,29 \text{ MPa}$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 13,56 \text{ kN}$

$$a_p = 25,0 \text{ cm}, \quad k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,22 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,20 \text{ MPa}$$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 2,48 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_T = 13,95 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300 = 16,50 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 13,95 \text{ mm} < u_{net,fin} = 16,50 \text{ mm}$$