

PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

REMONT KONSERWATORSKI BUDYNKU KAPLICY CMENTARNEJ
NA TERENIE CMENTARZA PARAFIALNEGO W ZAMOŚCIU

KATEGORIA OBIEKTU: X – budynki kultu religijnego, jak: kościoły,
kaplice, klasztory, cerkwie, zbory, synagogi,
meczety, oraz domy pogrzebowe, krematoria

22-400 Zamość, ul. Peowiaków
identyfikator działki: 066401_1.0001.AR_19.24

inwestor : Parafia Rzymskokatolicka Zmartwychwstania Pańskiego
i Św. Tomasza Apostoła w Zamościu
ul. Kolegiacka 1A
22-400 Zamość

pracownia
projektowa: jamjam pracownia architektoniczna
22-400 Zamość
ul. Piłsudskiego 71
e: biuro@jamjam.pl
t: 531 003 227

ZESPÓŁ PROJEKTOWY:

KONSTRUKCJA

projektant : **inż. Jan Dworzycki**

spec. upr.: konstrukcyjno-budowlana do projektowania bez ograniczeń
nr upr. **LUB/0274/POOK/05**

sprawdzający : **mgr inż. Marek Nicgorski**

spec. upr.: konstrukcyjno-budowlana do projektowania bez ograniczeń
nr upr. **55/98/Za**

Zamość, październik 2023r.



II. ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I.	Strona tytułowa.	
II.	Zawartość opracowania.	
III.	Oświadczenie projektanta. Uprawnienia i zaświadczenie z izby.	
IV.	Opis techniczny.	
V.	Obliczenia statyczne.	
VI.	Część graficzna :	
	Rys. nr K-01. Rzut parteru.	1:50
	Rys. nr K-02. Rzut konstrukcji dachu.	1:50
	Rys. nr K-03. Przekrój A-A.	1:75
	Rys. nr K-04. Przekrój B-B.	1:75
	Rys. nr K-05. Sygnaturka - konstrukcja.	1:25
	Rys. nr K-06. Elewacja północna.	1:75
	Rys. nr K-07. Elewacja wschodnia.	1:50
	Rys. nr K-08. Elewacja południowa.	1:75
	Rys. nr K-09. Elewacja zachodnia.	1:50

III. OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO

Zgodnie z treścią art. 34 ust. 3d pkt 3 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo Budowlane, my niżej podpisani oświadczamy, że projekt:

	PROJEKT TECHNICZNY
nazwa zamierzenia budowlanego:	REMONT KONSERWATORSKI BUDYNKU KAPLICY CMENTARNEJ NA TERENIE CMENTARZA PARAFIALNEGO W ZAMOŚCIU
adres obiektu budowlanego:	ul. Peowiaków, 22-400 Zamość
numery działek ewidencyjnych:	działka nr geod.: 24
imię i nazwisko lub nazwa Inwestora: adres Inwestora:	Parafia Rzymskokatolicka Zmartwychwstania Pańskiego i Św. Tomasza Apostoła w Zamościu ul. Kolegiacka 1A, 22-400 Zamość

został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami, normami oraz zasadami wiedzy technicznej i jest kompletny z punktu widzenia któremu ma służyć.

branża	pełniona funkcja projektowa	imię i nazwisko specjalność i numer uprawnień budowlanych	data opracowania	podpis
KONSTRUKCJA	PROJEKTANT	inż. Jan DWORZYCKI konstrukcyjna do projektowania bez ograniczeń upr. bud. nr LUB/0274/POOK/05	październik 2023	
KONSTRUKCJA	SPRAWDZAJĄCY	mgr inż. Marek Nicgorski konstrukcyjna do projektowania bez ograniczeń upr. bud. nr 55/98/Za	październik 2023	

IV. OPIS TECHNICZNY

1. Podstawa opracowania.

- Zlecenie Zamawiającego.
- Uzgodnienia z Zamawiającym.
- Ekspertyza techniczna o stanie technicznym kaplicy cmentarnej na terenie zabytkowego cmentarza parafialnego w Zamościu, wrzesień 2023r.
- Projekt architektoniczno-budowlany.
- Mapa do celów projektowych w skali 1:500.
- Dokumentacja badań podłoża gruntowego wykonane przez firmę Geoproblem S.C., wrzesień 2014r.
- Aktualne przepisy prawa w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, oraz w sprawie zakresu i formy projektu budowlanego.

2. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem opracowania jest projekt techniczny konstrukcji remontu konserwatorskiego budynku kaplicy cmentarnej na terenie cmentarza parafialnego w Zamościu przy ul. Peowiaków, na działce nr geod. 24.

3. Historia i informacje ogólne.

Cmentarz parafialny usytuowany jest w północno-wschodniej części Zamościa, u zbiegu ulic Peowiaków i Przemysłowej. Cmentarz ma kształt nieregularnego wieloboku, z ukośnie biegnącą aleją główną, przy której położony jest dom grabarza i kaplica cmentarna.

Cmentarz powstał w 1810 – 1812 roku na obszarze ponad 1 ha.

Obecnie cmentarz zajmuje powierzchnię 6,50 ha o nieregularnym układzie (25 sektorów) z czytelnym kwadratem cmentarza sprzed 1862r. Na jego terenie znajduje się kaplica cmentarna z 1917r., dom grabarza z 1858r. oraz kapliczka nagrobna rodziny Badzianów (początek XX w.).

Kaplica wybudowana została w latach 1917 – 1918 z fundacji Józefa Czernickiego. Wniesienie jej było zadośćuczynieniem dla parafii, wynikającym z mocy wyroku sądowego, skazującego Czernickiego za przywłaszczenie materiałów budowlanych należących do parafii. W krypcie kaplicy pochowani są, oprócz fundatora, liczni członkowie rodzin Czernickich i Banachiewiczów.

Kaplica wybudowana na planie prostokąta, z trójbocznie zamkniętym prezbiterium oraz kwadratową zakrystią od południa. Od frontu poprzedzona jest arkadowym podcieniem. Wnętrze jednonawowe, z prezbiterium tej samej szerokości.

Bryła kaplicy prostopadłościenna, parterowa, korpus nakryty dwuspadowym dachem, z sygnaturką. Nad prezbiterium dach przechodzi w trójpołaciowy. Dach nad znacznie niższą zakrystią dwuspadowy.

Wnętrze kaplicy jednoprzestrzenne, prezbiterium wydzielone z nawy niewielkim przewężeniem półkolistej arkady tęczowej. Nad wejściem drewniany balkon chóru, na który prowadzą jednobiegowe drewniane schody wyprowadzone z zakrystii.

Wyposażenie kaplicy to skromny krzyż, na podłodze stalowa płyta zakrywająca zejście do krypty.

4. Warunki gruntowo-wodne.

Wg §6.2 Dz.U. poz.463 wartość parametrów geotechnicznych można określać na podstawie analizy makroskopowej oraz przy wykorzystaniu lokalnych badań gruntowych przeprowadzonych w rejonie przedmiotowej działki.

Do określenia parametrów gruntowych wykorzystano badania gruntowe z września 2014r.

Warunki gruntowe stwierdzone w podłożu są średnio trudne.

Podłoże jest niejednorodne litologicznie i uwarstwione geotechnicznie.

Pod nasypami i glebą o miąższości 0,5-1,8m stwierdzono:

- pyły i pyły z okruchami margla o $I_L=0,15$ i 33% normowych wartości modułów ścisłości /w-wa I/,
- pyły i pyły z okruchami margla o $I_L=0,15$ /w-wa II/,
- pyły, pyły lub gliny pylaste z okruchami margla oraz gliny pylaste o $I_L=0,25$ /w-wa III/,
- pyły i pyły z okruchami margla o $I_L=0,40$ /w-wa IV/,
- rumosze gliniaste (gliny pylaste z okruchami margla) oraz zwietrzliny gliniaste margli o $I_L \leq 0,20$ /w-wa V/,
- zwietrzliny margla (okruchy margla z gliną pylastą) oraz zwietrzliny margla (okruchy margla z gliną pylastą) z ławicami skały miękkiej (margiel). W warstwie tej dominują okruchy margla o wytrzymałości na ściskanie $R_c > 5 \text{ MPa}$ /w-wa VI/.

Stwierdzone w podłożu utwory spoiste to grunty mało i średnio spoiste wrażliwe na działanie wody. Pod wpływem wód płynących ulegają rozmyciu, zaś zawilgocone uplastyczniają się. Zawilgocone grunty tego typu pod wpływem drgań wykazują cechę „pseudotiksotropii” tj. upłynniają się, tracąc swoje pierwotne własności fizyczno-mechaniczne.

Niektóre partie mało wilgotnych lessów mogą mieć strukturę nietrwałą i zawilgocone mogą osiadać zapadowo.

Wykonanymi wyrobiskami wody gruntowej nie nawiercono. Z opracowań archiwalnych wynika, że na rozpatrywanym rejonie należy się jej spodziewać na głębokości poniżej 15,0m ppt.

Migrujące poprzez nasypy wody opadowe i roztopowe mogą zawilgacać i uplastyczniać górne partie lessów.

Fundamenty budynku posadowione są w pyłach z okruchami margla w stanie twardoplastycznym.

Prace ziemne i fundamentowe należy prowadzić w taki sposób, aby nie pogorszyć parametrów geotechnicznych gruntów. Z uwagi na rodzaj gruntów występujących w podłożu należy je wyjątkowo starannie chronić przed zawilgoceniem.

Głębokość przemarzania gruntów dla badanego terenu wynosi 1,0 m ppt. Przy utrzymujących się długo niskich temperaturach i przy braku pokrywy śnieżnej strefa przemarzania może sięgnąć głębiej.

5. Opinia geotechniczna.

Stosownie do *Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. (Dz.U. poz.463 z dnia 27.04.2012) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych*, warunki gruntowe w rejonie posadowienia istniejącego obiektu można zaliczyć do **złożonych**. Istniejący obiekt zakwalifikowano do **I kategorii geotechnicznej**.

6. Stan istniejący budynku.

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne grubości 59 cm, murowane z cegły ceramicznej pełnej, na zaprawie wapiennej, obustronnie otynkowane.

Widoczne zarysowania w rejonie otworów okiennych. Ubytki tynku, miejscowo, złuszczonego farba. Spękania i ubytki szczytów schodkowych.

Wilgoć ścian krypty. Brak izolacji pionowej i poziomej ścian fundamentowych.

Nadproża okienne w formie ostrołuku murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Widoczne rysy na nadprożach. Nadproża drzwiowe proste murowane.

Nad nawą i prezbiterium sklepienie kolebkowe gr. 16cm, murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Między nawą a prezbiterium wystający gurt dzielący kolebę. Od góry sklepienia łęki usztywniające kolebę o wym. 27x27 cm, co ok. 1,30 m.

Na wystającej z koleby gurcie widoczna rysa.

Nad prezbiterium widoczna wilgotna plama na skutek kondensacji i wykraplania się wody.

Nad zakrystią strop płaski żelbetowy. Strop nad klatką schodową zakrystii w postaci odcinkowego murowanego z cegły ceramicznej pełnej gr. 14 cm, na belkach stalowych.

Schody i balkon na chór – drewniane, balkon wsparty na belkach stalowych kolejowych.

Strop nad wejściem głównym, na którym usytuowany jest chór, płaski żelbetowy.

Więźba dachowa drewniana, krokwiowa. Krokwie połaciowe oparte na murlatach, o wym. 15x15 cm w rozstawie co ok. 120 cm. Krokwie usztywnione jętką usytuowaną nad sklepieniem o wym. 15x18 cm. Jętka na styku ze sklepieniem osłabiona/podcięta na środku. Łaty 6x4 cm co 20 cm.

Nad prezbiterium usytuowano sygnaturkę, w formie dwukondygnacyjnej, czterobocznej wieżyczki. Konstrukcja sygnaturki na czterech słupach o wym. 17x15 cm, wspartych na dwóch płozach o wym. 15x17cm.

Widoczna miejscowa korozja biologiczna elementów drewnianych, szczególnie w rejonie ścian szczytowych oraz w miejscu sygnaturki, czyli w miejscach potencjalnych przecieków połaci dachowej.

Ze względu na silną korozję słupów i płatwi podpierających, należy odtworzyć konstrukcję sygnaturki.

Należy również zakładać miejscowy zły stan techniczny więźby nad zakrystią w miejscu gdzie na połaci wyrosło drzewo. W miejscu tym woda opadowa nieszczelnością pokrycia przedostaje się do wnętrza, co widać na ścianie i suficie. Z powodu braku dostępu do więźby dachowej nad zakrystią, nie można określić skali uszkodzeń w momencie opracowania. Rozwiązania naprawy zostaną określone na etapie nadzoru autorskiego.

Podczas remontu dachu, należy przejrzeć dokładnie wszystkie elementy drewniane pod kątem korozji biologicznej. W przypadku stwierdzenia korozji, uszkodzone odcinki należy wymienić lub wzmocnić. Pozostałe elementy należy poddać renowacji i zabezpieczyć preparatem do drewna.

Połąć dachowa dwuspadowa, nad prezbiterium przechodząca w trójpołaciową. Nad zakrystią dach dwuspadowy.

Pokrycie połaci dachowej nad nawą główną oraz zakrystią z dachówki ceramicznej czerwonej. Nad prezbiterium pokrycie z blachy stalowej ocynkowanej arkuszowej malowanej. Na połączeniu rodzaju pokrycia, pomiędzy niewielki występ obrobiony blachą.

Nad zakrystią w rejonie okapu z połaci wyrosło drzewo, w miejscu tym widoczna nieszczelność połaci, poprzysuwane dachówki, co skutkuje przeciekiem wód opadowych do środka. Od wewnątrz zawilgocona ściana i złuszczonej farba. Ponadto widoczne ubytki i uszkodzenia dachówek.

Od strony północnej przy szczycie frontowym znajduje się drewniany wyłaz dachowy. Wyłaz jest nieszczelny. Podczas intensywnych opadów dostaje się przez niego woda.

Rynny i rury spustowe oraz obróbki blacharskie z blachy stalowej ocynkowanej malowanej.

Stolarka okienna drewniana ościeżnicowa, wielokwaterowa, o kształcie ostrołukowym, zamknięte opaską, z kratą stalową.

Stolarka okienna nieszczelna, niedopasowana, o ubytkach szczególnie w rejonie dolnej półki. Konieczna jest renowacja istniejącej stolarki z wymianą elementów zniszczonych.

Drzwi zewnętrzne drewniane, dwuskrzydłowe, płycinowe pokryte bogatą dekoracją snycerską. Drzwi należy poddać renowacji i uzupełnić snycerkę.

Elewacja frontowa symetryczna, jednoosiowa, z ostrołukowym podcieniem wspartym na czterech kanelowanych kolumnach korynckich, zwieńczonych schodkowym szczytem ponad dachem.

Poniżej szczytu podcień zdobiony ostrołukowymi płycinami, w których wyrzeźbione są stylizowane lilie. Na jego osi ostrołukowa wnęka z napisem fundacyjnym. Na osi elewacji drzwi wejściowe pokryte stylizowaną dekoracją utworzoną przez ostrołuki i krzyże, wplecione w motywy geometryczne. Nad drzwiami tablica fundacyjna: „*Panu Bogu naszemu niech będzie wdzięczna, ozdobna chwała*”.

Elewacja tylna jednoosiowa z ostrołukowo zamkniętą blendą, oprofilowaną szeroką opaską.

Elewacja boczna północna na cokole, artykułowana lizenami, symetryczna, trójosiowa, osie wyznaczają ostrołukowo zamknięte okna w opaskach.

Elewacja boczna południowa na cokole, niesymetryczna, trójosiowa. Na osi środkowej jednoosiowa zakrystia, której kalenica sięga gzymsu koronującego, jej elewacje z podziałem ramowym. Zakrystia zwieńczona schodkowym szczytem analogicznym jak na fasadzie frontowej. Okna zamknięte ostrołukowo z opaskami, zachodnie i wschodnie blendy. Skrajne osie elewacji bocznej wyznaczają analogicznie jak wyżej okna.

Przy wejściu od strony południowej na ścianie na wspornikach stalowych zamocowany jest dzwon.

Na elewacjach widoczne rysy, szczególnie widoczne na ostrołukowych nadprożach okiennych, przechodzące dołem w cokół. Złuszczenia farby. Spękania i ubytki szczytów schodkowych oraz gzymsów. Korozja elementów stalowych: krzyże i wspornik dzwonu.

Przy budynku wykonana jest opaska betonowa. Nawierzchnia jest silnie spękana, nie odprowadza wody opadowej od budynku.

Instalacje wewnętrzne: elektryczna.

7. Szczegółowy opis prac konstrukcyjno-budowlanych.

7.1. Wzmocnienie i naprawa nadproży.

Historyczne istniejące nadproża drzwiowe i okienne, łukowe i proste, należy wzmocnić poprzez zastosowanie elementów stężających z prętów spiralnych osadzonych – wklejonych na zaprawę tiksotropową na bazie cementu wg poniższego opisu:

1. Wyciąć szczeliny w poziomych spoinach na wymaganą głębokość i długość w określonych odstępach pionowych. Wyczyścić szczeliny i spłukać dokładnie wodą.
 - głębokość szczeliny wynosi od 45 do 55 mm (plus grubość tynku), sięgające minimum 500 mm poza pęknięcie. Rozstaw pionowy prętów – ok. 400 mm (co 5 spoina).
 - jeśli odcinki pręta mają być połączone stosować łączenie na zakładkę 500 mm,
2. Wstrzyknąć warstwę zaprawy o grubości 15 mm w głąb górnej szczeliny. Wepchnąć pręt średnicy 8mm w zaprawę uzyskując dobre, równe pokrycie.
3. Nałożyć drugą warstwę zaprawy (około 15 mm grubości) na poprzednią. Wepchnąć drugi pręt w zaprawę uzyskując dobre pokrycie.
4. Nałożyć kolejną warstwę zaprawy i wepchnąć ją szpachelką w głąb spoiny przykrywając odkryte powierzchnie pręta.
5. Zaznaczyć usytuowanie otworów od spodu nadproża. Wywierć otwory pilotażowe o średnicy 14mm pod wymaganym kątem na odpowiednią głębokość. Kąt powinien być tak dobrany aby otwory przechodziły za dolnymi prętami poziomymi (po ich zainstalowaniu), natomiast głębokość tak aby pręt wchodził przynajmniej 50 mm w mur nad dolnym wzmocnieniem.
6. Oczyszczyć otwory i spłukać wodą. Wymieszać zaprawę i napełnić pistolet.

7. Nałożyć na pistolet końcówkę przedłużającą o średnicy 12 mm i pompować zaprawę do momentu jej wypełnienia. Pręty o średnicy $\varnothing 10\text{mm}$ i długości $0,50 \div 0,80\text{m}$ wkręcić w końcówkę pistoletu.
8. Wsadzić końcówkę w otwór na pełną głębokość i pompować zaprawę. Ciśnienie spowoduje wypychanie pręta wraz z zaprawą. Wypełnić końcówki otworów pozostawiając gotowymi do wykończenia.
9. Zainstalować dolne poziome pręty średnicy 8mm.
10. Zwilżać okresowo.

Po wykonaniu naprawy uzupełnić wolne przestrzenie spękań i rys metodą iniekcji niskociśnieniowej. Zastosować trasową zaprawę iniekcyjną o podwyższonej zdolności samopłynięcia. Do zarysowań o większej rozwartości zastosować zaprawę trasową.

7.2. Zszywania /naprawy/ uszkodzonych murów i sklepień.

Do naprawy i stabilizacji zarysowanych i spękanych murów oraz sklepień, należy zastosować elementy stężące w murach utworzonych przez osadzenie-wklejenie prętów spiralnych na tiksotropową zaprawę na bazie cementu.

Ze względu na właściwości zapraw używanych do naprawy spękań, roboty budowlane należy prowadzić w temperaturze powyżej 5°C .

Wszystkie roboty budowlane wzmocnienia konstrukcji murowych wykonywać ściśle wg zaleceń i technologii przyjętego systemodawcy.

Poniżej podano przykładową kolejność wykonywanych robót wzmacniających.

7.2.1. Zszywanie pęknięć

1. W miejscu naprawy skuć tynk i sprawdzić powierzchnię pod kątem rys.
2. W poziomych warstwach zaprawy wyciąć na głębokość 40mm (w murze) szczeliny szer. 12mm sięgające minimum 500mm poza pęknięcie. Rozstaw pionowy prętów – ok. 400mm (co 5 spoina).
3. Wyczyścić szczeliny przy pomocy odkurzacza lub pompki i spryskać wodą.
4. Używając pistoletu do spoinowania, warstwę zaprawy o grubości ok. 10mm wprowadzić do końca szczeliny.
5. Wepchnąć pręt w zaprawę w celu uzyskania równej otuliny. W przypadku rys pręt $\varnothing 8\text{mm}$, w rozwarstwieniach pręt $\varnothing 10\text{mm}$.
6. Wprowadzić następną warstwę zaprawy cementowej pozostawiając 10-15mm w celu późniejszego uzupełnienia, wypełnienia spoiny zaprawą odpowiadającą zaprawie stosowanej w pozostałych spoinach obiektu.
7. Wyrównać powierzchnię spoiny.
8. Zwilżać spoinę co pewien czas.
9. Uzupełnić i wyrównać powierzchnię spoiny odpowiednią niekurczliwą zaprawą.
10. W przypadku pęknięcia w odległości mniejszej niż 500mm od naroża budynku pręt powinien być prowadzony min. 100mm wokół naroża i zostać zamocowany w przylegającej ścianie.
11. W przypadku pęknięcia w odległości mniejszej niż 500mm od otworu pręt powinien być zagięty i zamocowany w ościeżu.

7.2.2. Zszywanie krzyżowe murów pełnych

1. Metodę zszywania krzyżowego specjalnymi prętami $\varnothing 10\text{mm}$ stosować do pęknięć nadproży i ścian, gdzie pęknięcie obejmuje całą grubość.
 2. Wywiercić otwory o średnicy 13 - 14 mm pod wymaganym kątem na określoną głębokość.
 3. Wyczyścić odkurzaczem otwory i dokładnie zmoczyć wodą - kontynuować do momentu gdy woda wypływająca z otworu będzie czysta.
 4. Wymieszać zaprawę i napełnić pojemnik pistoletu.
 5. Nałożyć na pistolet końcówkę przedłużającą o średnicy 12mm i pompować zaprawę do momentu jej wypełnienia.
 6. Pręty o średnicy $\varnothing 10\text{mm}$ wkręcić w końcówkę pistoletu.
 7. Długość prętów ok. 1000mm.
 8. Zakotwienie prętów w ścianie poprzecznej do łączonej ściany podłużnej min. 500mm.
 9. Wsadzić końcówkę w otwór na pełną głębokość i pompować zaprawę. Ciśnienie spowoduje wypychanie pręta wraz z zaprawą.
 10. Wypełnić końcówki otworów pozostawiając gotowymi do wykończenia.
- Uwagi: a) pręty instaluje się prostopadle do powierzchni pęknięcia,
b) pręt powinien zaczynać się minimalnie w odl. 300mm od pęknięcia,
c) kąt wiercenia powinien być tak dobrany, aby pręt przechodził przez pęknięcie w środkowej części muru,
d) pręty powinny być instalowane naprzemiennie po obydwu stronach pęknięcia w odstępach ok. 400mm (co 5 spoina) mierzonych wzdłuż pęknięcia.

7.2.3. Iniekcja pęknięć i rys

Po wykonaniu zszycia uzupełnić wolne przestrzenie spękań i rys metodą iniekcji niskociśnieniowej. Zastosować trasową zaprawę iniekcyjną o podwyższonej zdolności samopłynięcia. Do zarysowań o większej rozwartości zastosować zaprawę trasową.

Stosowanie do starych murów mocnych zapraw cementowych lub żywic powoduje klinowanie i destrukcję konstrukcji murowej. Wyższa wytrzymałość zaprawy cementowej niż elementów murowych może powodować występowanie naprężeń rozciągających, co prowadzi do powstawania nowych rys i pęknięć.

Środki stosowane do iniekcji muszą spełniać 3 warunki :

- mieć właściwości odpowiadające cechom materiału naprawianej konstrukcji (zbliżony współczynnik sprężystości do muru),
- zapewnić po stwardnieniu aktywne włączenie się do współpracy z konstrukcją, która w istocie znajduje się pod obciążeniem,
- osiągać w styku materiału naprawianego z naprawą niezbędną przyczepność do przenoszenia naprężeń rozciągających.

7.2.4. Informacje ogólne dotyczące wiercenia otworów

W przypadku stosowania kotew bardzo ważne jest stosowanie odpowiednich technik wiercenia w celu uniknięcia odpryskiwania cząstek warstwy zewnętrznej. Gdzie to tylko możliwe należy używać wiertarek rotacyjnych (bez udaru) z trzy-szczękowym mocowaniem wiertła. Stosowanie tego typu wiertarek może nieznacznie spowolnić prace, ale prawdopodobieństwo zniszczenia muru będzie znacznie zmniejszone. Szczególnie w przypadku stosowania kotew suchych, w celu zapewnienia precyzyjnego wykonania otworu pilotowego o odpowiedniej średnicy na całej długości otworu, wiertarka rotacyjna powinna być używana jako standard.

W przypadku używania wiertarek udarowych (typ SDS), należy dążyć do używania jak najlżejszych i najmniejszych urządzeń. Niedopuszczalne jest by operator urządzenia naciskał na nie w celu przyspieszenia wykonywania otworów, bo prowadzi to do zmniejszenia efektywności działania wiertarki i powiększa ryzyko zniszczenia fragmentów muru.

7.3. Wzmocnienie więźby dachowej i wymiana uszkodzonych elementów.

Istniejąca więźba dachowa drewniana, krokwiowa. Krokwie połaciowe oparte na murlatach, o wym. 15x15 cm w rozstawie co ok. 120 cm. Krokwie usztywnione jętką usytuowaną nad sklepieniem o wym. 15x18 cm. Jętka na styku ze sklepieniem osłabiona/podcięta na środku.

Widoczna miejscowa korozja biologiczna elementów drewnianych, szczególnie w rejonie ścian szczytowych, w miejscu sygnaturki oraz nad zakrytą gdzie wyrosło drzewo na połaci i rozszczeliło się pokrycie.

Podczas remontu dachu, po zdjęciu pokrycia, należy przejrzeć dokładnie wszystkie elementy drewniane pod kątem korozji biologicznej. W przypadku stwierdzenia korozji, uszkodzone odcinki należy wymienić na taki sam przekrój lub wzmocnić obustronnie stosując nadbitki z krawędziaków 2x 8x16cm. Pozostałe elementy należy poddać renowacji i zabezpieczyć preparatem do drewna.

W celu usztywnienia krokwi połaciowych założono wzmocnienie kleszczami 2x 8x16cm, mocowanymi tuż nad jętką. W rejonie sygnaturki kleszcze z krawędziaków 2x 10x16cm. Drewno klasy C24.

Elementy drewniane łączyć za pomocą specjalistycznych okuć ciesielskich (kątowników, śrub, wkrętów i gwoździ itp.). Wszystkie łączniki stalowe muszą być ocynkowane.

7.4. Demontaż sygnaturki. Konstrukcja nowej konstrukcji sygnaturki.

Nad prezbiterium usytuowana jest sygnaturka, w formie dwukondygnacyjnej, czterobocznej wieżyczki. Konstrukcja sygnaturki na czterech słupach o wym. 17x15cm, wspartych na dwóch płozach o wym. 15x17cm.

Elementy sygnaturki o widocznych silnie skorodowanych biologicznie elementach drewnianych.

Ze względu na silną degradację słupów i płatwi podpierających, należy odtworzyć konstrukcję sygnaturki. Wszystkie elementy sygnaturki nie nadają się do ponownego wbudowania.

Nowe płatwie/płozy o wym. 16x16cm, wsparte na kleszczach. Cztery słupy o wym. 14x14cm, usztywnione zastrzałami 8x16cm, spięte u szczytu płatwiami 14x8cm. Ponad cztery słupki 8x8cm usztywnione poziomymi krawędziakami o wym. 8x8cm. Słupy główne usztywnić dodatkowo, mocując je do istniejących krokwi połaciowych. Drewno klasy C24.

Elementy drewniane łączyć za pomocą specjalistycznych okuć ciesielskich (kątowników, śrub, wkrętów i gwoździ itp.). Wszystkie łączniki stalowe muszą być ocynkowane.

Wszystkie elementy drewniane należy zabezpieczyć preparatem do drewna.

7.5. Impregnacja istniejących elementów więźby dachowej.

Wszystkie elementy drewniane projektowane oraz istniejące, należy zabezpieczyć preparatem zabezpieczającym drewno przed grzybami, owadami i pożarem do granicy NRO.

7.6. Zewnętrzna opaska betonowa.

Wokół budynku wykonać opaskę betonową z betonu klasy C30/37, na gruncie, zbrojone zbrojeniem rozproszonym z włókien polipropylenowych o długości włókien 12mm, w ilości 1,50 kg/m³ betonu.

Grubość płyty 15cm. Wodoszczelność betonu W8. Samozagęszczalność S3. Mrozoodporność betonu F150.

Przed wykonaniem opaski, a po wykonaniu izolacji ścian, wykop przy ścianie zasypać z piasku różnoziarnistego z dodatkiem cementu w ilości 25 kg/m³ piasku, nasyp zagęścić do wskaźnika min. I_s=0,97.

Nowa opaskę oddylać od istniejących murów. Dodatkowo należy wykonać dylatację opaski poprzez nacinanie i wypełnienie szczelin masą trwale elastyczną.

Warstwę licową betonu opaski wykończyć jako szczotkowaną antypoślizgową.

7.7. Zabezpieczenie antykorozyjne elementów stalowych.

Elementy stalowe należy dokładnie oczyścić do stopnia czystości Sa 2 ½ zgodnie z obowiązującymi normami, ze zwróceniem szczególnej uwagi na niewielkie ogniska korozji powstałe w czasie składowania konstrukcji, które muszą być oczyszczone b. dokładnie, zwłaszcza w miejscach trudno dostępnych.

Gruntowanie: 2* farba chlorokauczukowa do gruntowania chemoodporna czerwona tlenkowa o symbolu 7223-000-XX0.

Malowanie nawierzchniowe: 2* emalia chlorokauczukowa chemoodporna o symbolu 7262-000-XX0. Łączna grubość powłoki malarskiej min. 120 µm.

Powłokę podkładową należy nakładać na przygotowaną powierzchnię zgodnie z wymaganiami zawartymi w warunkach technicznych producenta.

Warstwa podkładowa winna być sucha, pozbawiona śladów korozji, tłuszczu i kurzu. Zwrócić należy uwagę na ewentualne ograniczenia dotyczące czasu do nakładania kolejnych warstw farby.

8. Uwagi końcowe .

Stosowane materiały do budowy obiektu winny posiadać odpowiednie aprobaty techniczne i dopuszczenia do stosowania w budownictwie. Przy wykonywaniu robót należy stosować wyroby dopuszczone do obrotu i stosowania w budownictwie, za które uważa się wyroby, dla których wydano certyfikat na znak bezpieczeństwa lub deklarację zgodności z Polską Normą lub aprobatę techniczną (Prawo Budowlane art. 10).

Dz. U. 2021, poz. 1213 z dnia 15 czerwca 2021r. o wyrobach budowlanych określa zasady wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych, zasady kontroli wyrobów budowlanych wprowadzonych do obrotu oraz zasady działania organów administracji publicznej w tej dziedzinie.

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 17 listopada 2016 r. w sprawie sposobów deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym (Dz. U. 2016 poz. 1966) wydane na podstawie w/w ustawy określa m. in. sposób deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych na podstawie oceny zgodności z Polską Normą lub aprobatą techniczną, wymagane systemy oceny zgodności i sposób znakowania wyrobów budowlanych. Roboty należy wykonywać zgodnie z "Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano - montażowych" oraz przepisami BHP.

Projektował:

inż. Jan DWORZYCKI

upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
upr. bud. nr LUB/0274/POOK/05

V. OBLICZENIA STATYCZNE

V.1. Zestawienie obciążeń

1. Ciężar

1.1. Dach kaplica

1.1.1. Dachówka ceramiczna

Obciążenie charakterystyczne	$Q_k = 0,900 \text{ kN/m}^2 = 0,90 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie obliczeniowe	$Q_{o1} = 1,35 \times 0,90 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{1,22 \text{ kN/m}^2}$
	$Q_{o2} = 1,00 \times 0,90 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,90 \text{ kN/m}^2}$

1.1.2. Łaty

Obciążenie charakterystyczne	$Q_k = 5,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,06\text{m} \times 0,04\text{m} / 0,2\text{m} = 0,07 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie obliczeniowe	$Q_{o1} = 1,35 \times 0,07 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,09 \text{ kN/m}^2}$
	$Q_{o2} = 1,00 \times 0,07 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,07 \text{ kN/m}^2}$

1.1.3. kontrłaty

Obciążenie charakterystyczne	$Q_k = 5,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,05 \text{ m} \times 0,025\text{m} / 1\text{m} = 0,01 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie obliczeniowe	$Q_{o1} = 1,35 \times 0,01 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,01 \text{ kN/m}^2}$
	$Q_{o2} = 1,00 \times 0,01 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,01 \text{ kN/m}^2}$

1.1.4. membrana

Obciążenie charakterystyczne	$0,02 \text{ kN/m}^2 = 0,02 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie obliczeniowe	$Q_{o1} = 1,35 \times 0,02 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,03 \text{ kN/m}^2}$
	$Q_{o2} = 1,00 \times 0,02 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,02 \text{ kN/m}^2}$

2. Wiatr

2.1. Dach dwuspadowy naw

Położenie obiektu: strefa 1, wysokość n.p.m. $A = 250 \text{ m}$

$$\Rightarrow v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$$

Kierunek wiatru 270°

Kategoria terenu - IV

Wysokości: minimalna $z_{\min} = 10 \text{ m}$, maksymalna $z_{\max} = 500 \text{ m}$, wymiar chropowatości $z_0 = 1 \text{ m}$

Wysokość odniesienia nad gruntem: $z_{e0} = h = 8,50 \text{ m} = 8,50 \text{ m}$

Wysokość odniesienia: $z_e = z_{\min} = 10 \text{ m} = 10,00 \text{ m}$

Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{\text{dir}} \times c_{\text{season}} \times v_{b,0} = 1,00 \times 1,0 \times 22 \text{ m/s} = 22 \text{ m/s}$

Wsp. chropowatości: $c_r(z_e) = 0,60 \times (z_e / 10)^{0,24} = 0,60 \times (10,00 / 10)^{0,24} = 0,60$

Wsp. ekspozycji: $c_e(z_e) = 1,50 \times (z_e / 10)^{0,29} = 1,50 \times (10,00 / 10)^{0,29} = 1,50$

Średnia prędkość wiatru:

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \times c_o(z_e) \times v_b = 0,60 \times 1,00 \times 22 \text{ m/s} = 13,2 \text{ m/s}$$

Bazowe ciśnienie prędkości:

$$q_b = 0,5 \times \rho \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \text{ kg/m}^3 \times (22 \text{ m/s})^2 = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

Szczytowe ciśnienie prędkości:

$$\Rightarrow q_p(z_e) = c_e(z_e) \times q_b = 1,50 \times 0,30 \text{ kN/m}^2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

Rodzaj elementu: **dach dwuspadowy**

Wymiary budynku:

szerokość (prostopadle do kierunku wiatru): $b = 10,50 \text{ m}$

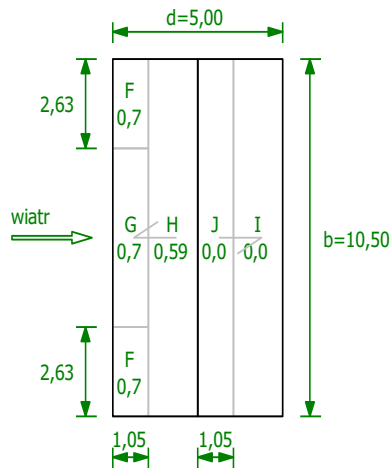
długość (równolegle do kierunku wiatru): $d = 5,00 \text{ m}$

wysokość: $h = 8,50 \text{ m}$

nachylenie dachu: $\alpha = 44,00^\circ$

$e = \min(b, 2h) = 10,50 \text{ m}$

Pole powierzchni przegrody: $A_{\text{ref}} > 10 \text{ m}^2$



Element rozważany: **połac nawietrzna**.

Wariant obciążenia o dodatnich wartościach pól.

Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:

Założono budynek bez ściany dominującej.

Stosunek pola otworów gdzie $c_{pe} \leq 0$ do pola wszystkich otworów w budynku: $\mu = 0,50$

Stosunek wymiarów budynku: $h/d = 1,7$

$$\Rightarrow c_{pi} = 0,16$$

Poziom odniesienia do obliczenia ciśnienia wewn. wiatru: $z_i = z_{min} = 10\text{m} = 10,00\text{ m}$

Wsp. ekspozycji: $c_e(z_i) = 1,50 \times (z_i / 10) ^{0,29} = 1,50 \times (10,00 / 10) ^{0,29} = 1,50$

Szczytowe ciśnienie prędkości:

$$\Rightarrow q_p(z_i) = c_e(z_i) \times q_b = 1,50 \times 0,30\text{kN/m}^2 = 0,45\text{ kN/m}^2$$

2.1.1. Pole F

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe,F} = 0,7$

Obciążenie charakterystyczne $w_k = q_p(z_e) \times c_{pe,F} - q_p(z_i) \times c_{pi} = 0,45\text{kN/m}^2 \times 0,7 - 0,45\text{kN/m}^2 \times 0,16 = 0,25\text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe $w_o = 1,50 \times 0,25\text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,37\text{ kN/m}^2}$

2.1.2. Pole G

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe,G} = 0,7$

Obciążenie charakterystyczne $w_k = q_p(z_e) \times c_{pe,G} - q_p(z_i) \times c_{pi} = 0,45\text{kN/m}^2 \times 0,7 - 0,45\text{kN/m}^2 \times 0,16 = 0,25\text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe $w_o = 1,50 \times 0,25\text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,37\text{ kN/m}^2}$

2.1.3. Pole H

Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe,H} = 0,59$

Obciążenie charakterystyczne $w_k = q_p(z_e) \times c_{pe,H} - q_p(z_i) \times c_{pi} = 0,45\text{kN/m}^2 \times 0,59 - 0,45\text{kN/m}^2 \times 0,16 = 0,20\text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe $w_o = 1,50 \times 0,20\text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,29\text{ kN/m}^2}$

2.2. Dach dwuspadowy zaw

Położenie obiektu: strefa 1, wysokość n.p.m. $A = 250\text{ m}$

$$\Rightarrow v_{b,0} = 22\text{ m/s}$$

Kierunek wiatru 270°

Kategoria terenu - IV

Wysokości: minimalna $z_{min} = 10\text{ m}$, maksymalna $z_{max} = 500\text{ m}$, wymiar chropowatości $z_0 = 1\text{ m}$

Wysokość odniesienia nad gruntem: $z_{e0} = h = 8,50\text{m} = 8,50\text{ m}$

Wysokość odniesienia: $z_e = z_{min} = 10\text{m} = 10,00\text{ m}$

Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1,00 \times 1,0 \times 22\text{m/s} = 22\text{ m/s}$

Wsp. chropowatości: $c_r(z_e) = 0,60 \times (z_e / 10) ^{0,24} = 0,60 \times (10,00 / 10) ^{0,24} = 0,60$

Wsp. ekspozycji: $c_e(z_e) = 1,50 \times (z_e / 10) ^{0,29} = 1,50 \times (10,00 / 10) ^{0,29} = 1,50$

Średnia prędkość wiatru:

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \times c_o(z_e) \times v_b = 0,60 \times 1,00 \times 22 \text{ m/s} = 13,2 \text{ m/s}$$

Bazowe ciśnienie prędkości:

$$q_b = 0,5 \times \rho \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \text{ kg/m}^3 \times (22 \text{ m/s})^2 = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

Szczytowe ciśnienie prędkości:

$$\Rightarrow q_p(z_e) = c_e(z_e) \times q_b = 1,50 \times 0,30 \text{ kN/m}^2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

Rodzaj elementu: **dach dwuspadowy**

Wymiary budynku:

szerokość (prostopadle do kierunku wiatru): $b = 10,50 \text{ m}$

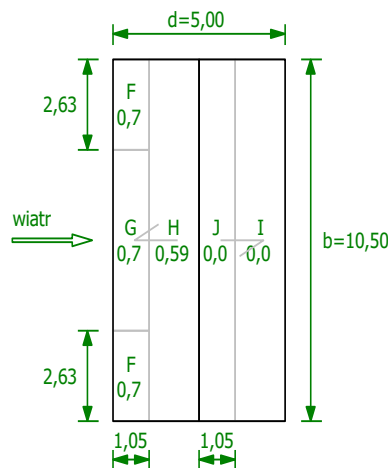
długość (równolegle do kierunku wiatru): $d = 5,00 \text{ m}$

wysokość: $h = 8,50 \text{ m}$

nachylenie dachu: $\alpha = 44,00^\circ$

$e = \min(b, 2h) = 10,50 \text{ m}$

Pole powierzchni przegrody: $A_{ref} > 10 \text{ m}^2$



Element rozważany: **połąć zawietrzna**.

Wariant obciążenia o dodatnich wartościach pól.

Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:

Żałożono budynek bez ściany dominującej.

Stosunek pola otworów gdzie $c_{pe} \leq 0$ do pola wszystkich otworów w budynku: $\mu = 0,50$

Stosunek wymiarów budynku: $h/d = 1,7$

$$\Rightarrow c_{pi} = 0,16$$

Poziom odniesienia do obliczenia ciśnienia wewn. wiatru: $z_i = z_{min} = 10 \text{ m} = 10,00 \text{ m}$

Wsp. ekspozycji: $c_e(z_i) = 1,50 \times (z_i / 10)^{0,29} = 1,50 \times (10,00 / 10)^{0,29} = 1,50$

Szczytowe ciśnienie prędkości:

$$\Rightarrow q_p(z_i) = c_e(z_i) \times q_b = 1,50 \times 0,30 \text{ kN/m}^2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

2.2.1. Pole I

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

Obciążenie charakterystyczne $w_k = q_p(z_e) \times c_{pe,I} - q_p(z_i) \times c_{pi} = 0,45 \text{ kN/m}^2 \times 0,0 - 0,45 \text{ kN/m}^2 \times 0,16 = -0,07 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe $w_o = 1,50 \times -0,07 \text{ kN/m}^2 = -0,11 \text{ kN/m}^2$

2.2.2. Pole J

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

Obciążenie charakterystyczne $w_k = q_p(z_e) \times c_{pe,J} - q_p(z_i) \times c_{pi} = 0,45 \text{ kN/m}^2 \times 0,0 - 0,45 \text{ kN/m}^2 \times 0,16 = -0,07 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe $w_o = 1,50 \times -0,07 \text{ kN/m}^2 = -0,11 \text{ kN/m}^2$

3. Śnieg

3.1. Dach dwuspadowy

Położenie obiektu: strefa 3, wysokość n.p.m. $A = 250 \text{ m}$

$$\Rightarrow s_k = 0,006 \times A - 0,6 \leq 1,20 \quad s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Ekspozycja obiektu: teren osłonięty od wiatru $\Rightarrow C_e = 1,20$

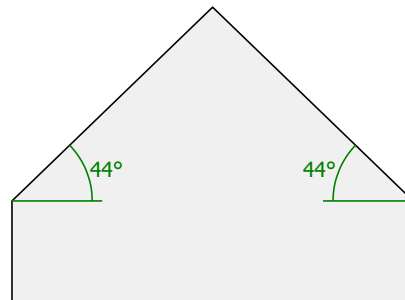
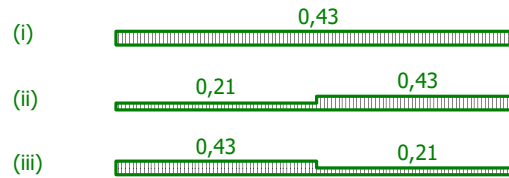
Przenikanie ciepła przez dach: temp. wewn. $t_i = 18\text{ }^\circ\text{C}$, wsp. przenikania ciepła $U = 0\text{ W/(m}^2\text{ K)}$ $\Rightarrow C_t = 1,00$

Rodzaj dachu: dach dwuspadowy

Kąt połaci dachu $\alpha_1 = 44^\circ$

Kąt połaci dachu $\alpha_2 = 44^\circ$

$$\Rightarrow \mu_2 = 0,8 \times (60 - \alpha_2) / 30 = 0,8 \times (60 - 44) / 30 = 0,43 \quad (\text{przypadek (i) obc. równomierne})$$

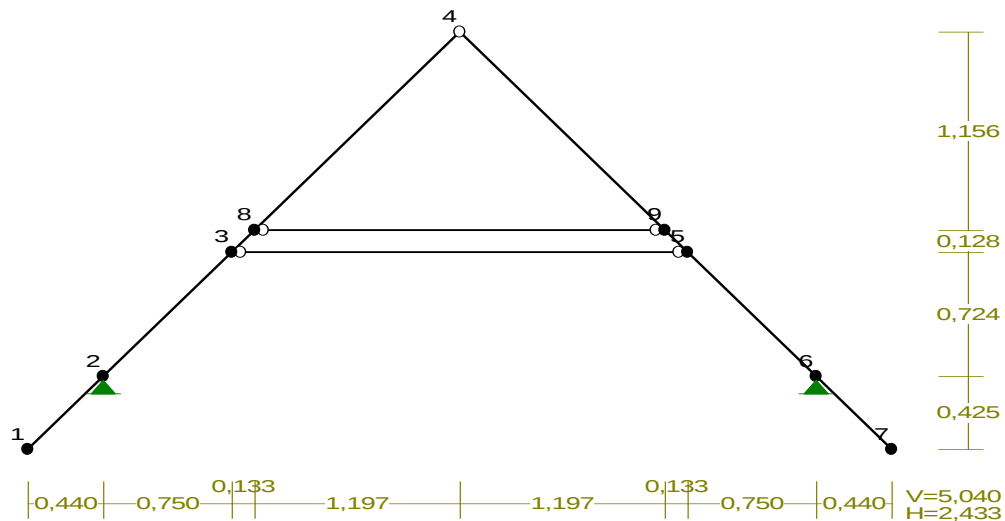


Obciążenie charakterystyczne $s = \mu_2 \times C_e \times C_t \times s_k = 0,43 \times 1,20 \times 1,00 \times 1,20\text{ kN/m}^2 = 0,62\text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe $s_o = 1,50 \times 0,62\text{ kN/m}^2 = 0,93\text{ kN/m}^2$

V.2. Wzmocnienie istniejących krokwi połaciowych

WĘZŁY:

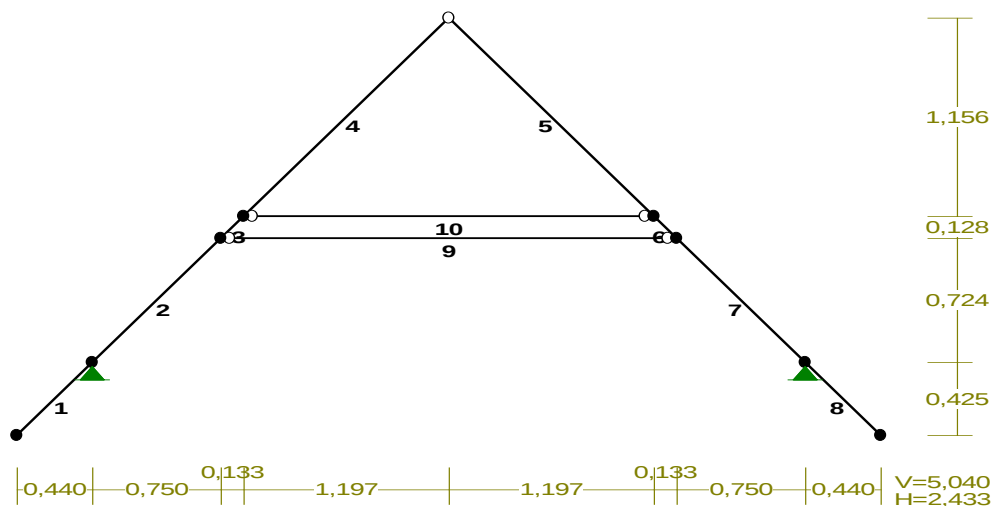


PODPORY:

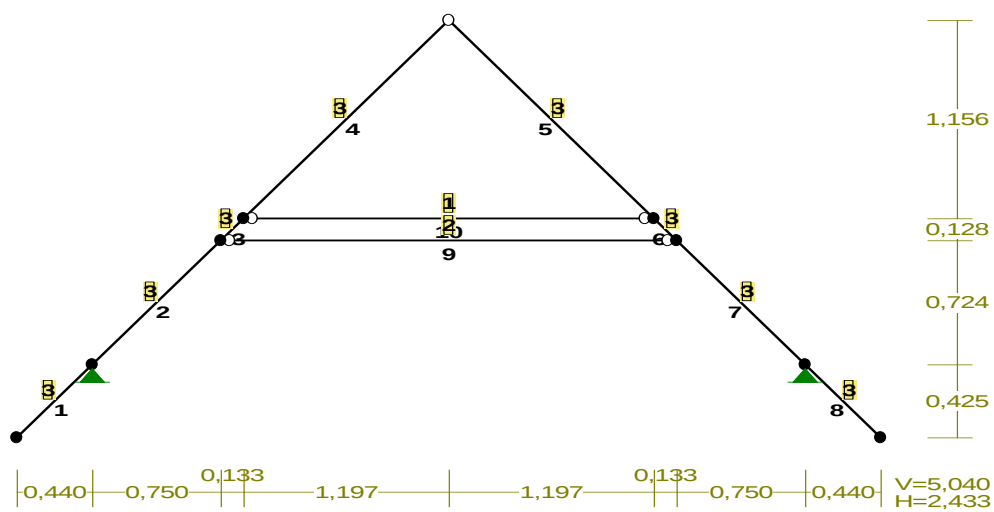
P o d a t n o ś c i

Węzeł:	Rodzaj:	Kąt:	Dx (Do*) :	Dy:	DFi:
			[m / k N]		[rad/kNm]
2	stała	0,0	0,0	0,0	
6	stała	0,0	0,0	0,0	

PREĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:

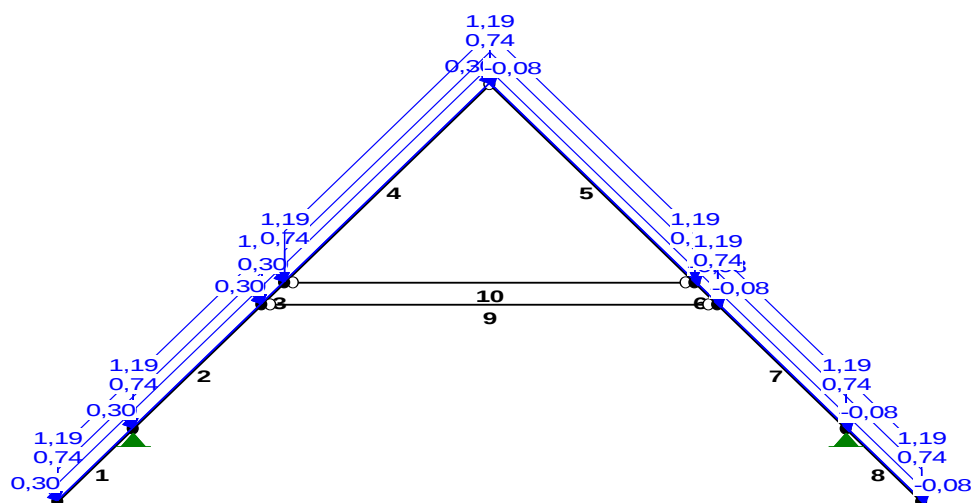


PREŁY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	0,440	0,425	0,612	1,000	3 B 150x150
2	00	1	2	0,750	0,724	1,042	1,000	3 B 150x150
3	00	2	7	0,133	0,128	0,185	1,000	3 B 150x150
4	01	7	3	1,197	1,156	1,664	1,000	3 B 150x150
5	10	3	8	1,197	-1,156	1,664	1,000	3 B 150x150
6	00	8	4	0,133	-0,128	0,185	1,000	3 B 150x150
7	00	4	5	0,750	-0,724	1,042	1,000	3 B 150x150
8	00	5	6	0,440	-0,425	0,612	1,000	3 B 150x150
9	11	2	4	2,660	0,000	2,660	1,000	2 B 60x150
10	11	7	8	2,394	0,000	2,394	1,000	1 IIIa 16x31

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW "Ciężar własny"			Stałe	$\gamma_f = 1,10$	
Grupa:	A "STAŁE"			Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
1	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	0,61
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
2	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	1,04
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
3	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	0,18
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
4	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	1,66
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
5	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	1,66
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
6	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	0,18
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
7	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	1,04
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
8	Liniowe	0,0	1,19	1,19	0,00	0,61
	1.1 Dach kaplica p=0,99*1,200					
Grupa:	B "ŚNIEG "			Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	0,61
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
2	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	1,04
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
3	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	0,18
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
4	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	1,66
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
5	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	1,66
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
6	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	0,18
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
7	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	1,04
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
8	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	0,61
	3.1 Dach dwuspadow p=0,62*1,200					
Grupa:	D "WIATR "			Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Liniowe	44,0	0,30	0,30	0,00	0,61
	2.1.2 Pole p=0,25*1,200					
2	Liniowe	44,0	0,30	0,30	0,00	1,04
	2.1.2 Pole p=0,25*1,200					
3	Liniowe	44,0	0,30	0,30	0,00	0,18
	2.1.2 Pole p=0,25*1,200					

4	Liniowe	44,0	0,30	0,30	0,00	1,66
	2.1.2 Pole	p=0,25*1,200				
5	Liniowe	-44,0	-0,08	-0,08	0,00	1,66
	2.2.1 Pole	p=-0,07*1,200				
6	Liniowe	-44,0	-0,08	-0,08	0,00	0,18
	2.2.1 Pole	p=-0,07*1,200				
7	Liniowe	-44,0	-0,08	-0,08	0,00	1,04
	2.2.1 Pole	p=-0,07*1,200				
8	Liniowe	-44,0	-0,08	-0,08	0,00	0,61
	2.2.1 Pole	p=-0,07*1,200				

W Y N I K I wg PN 82/B-02000

Teoria I-go rzędu

Kombinatoryka obciążeń

RM_Win v. 11.121 licencja nr 18862

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	γ_f :	ψ_d :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,10	
A -"STAŁE"	Stałe	1,35/1,00	
B -"ŚNIEG "	Zmienne	1 1,50	1,00
D -"Wiatr "	Zmienne	1 1,50	1,00

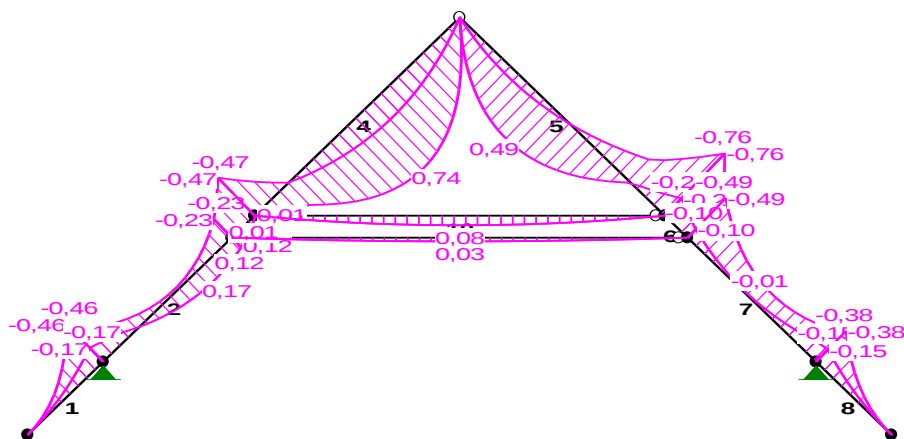
RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.:	Relacje:
A -"STAŁE"	ZAWSZE
B -"ŚNIEG "	EWENTUALNIE
D -"Wiatr "	EWENTUALNIE

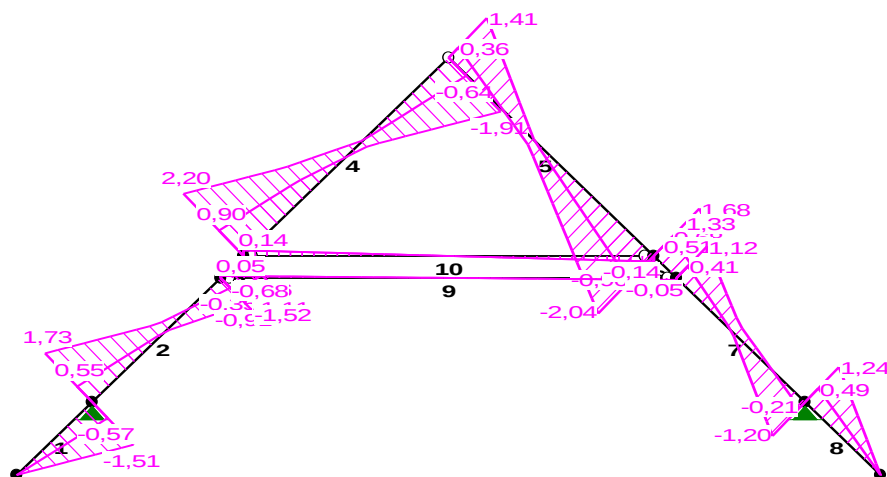
KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

Nr:	Specyfikacja:
1	ZAWSZE : CW+A EWENTUALNIE: B+D

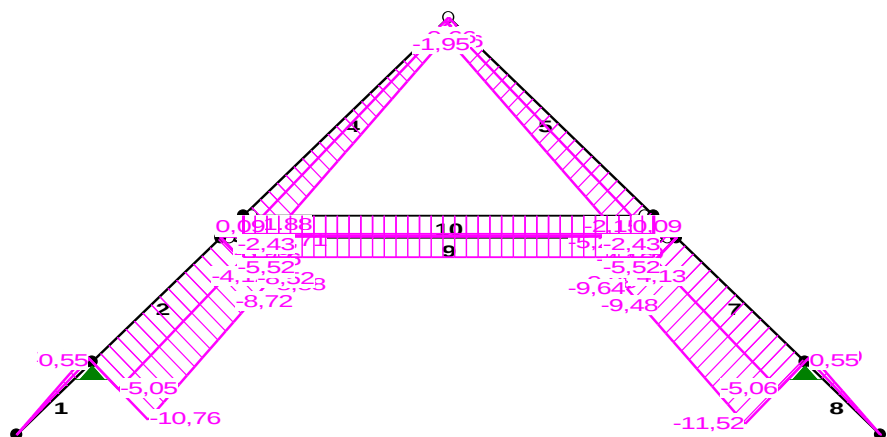
MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



NORMALNE-OBWIEDNIE:



SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Pręt:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,000	0,00*	0,00	0,00	CW AD
	0,612	-0,46*	-1,51	1,20	CW ABD
	0,612	-0,46	-1,51*	1,20	CW ABD
	0,612	-0,46	-1,51	1,20*	CW ABD
	0,000	0,00	0,00	0,00*	CW AD
2	0,782	0,17*	0,00	-4,36	CW aD
	0,000	-0,46*	1,73	-10,75	CW ABD
	0,000	-0,46	1,73*	-10,75	CW ABD
	1,042	0,12	-0,35	-4,12*	CW aD
	0,000	-0,38	1,20	-10,76*	CW AB
3	0,000	0,12*	-0,46	-4,17	CW aD
	0,185	-0,47*	-1,48	-8,50	CW AB
	0,185	-0,24	-1,52*	-8,52	CW ABD
	0,185	-0,21	-0,68	-3,99*	CW a
	0,000	0,00	-1,06	-8,88*	CW ABD
4	0,936	0,74*	-0,11	-2,61	CW ABD
	0,000	-0,47*	1,97	-4,71	CW AB
	0,000	-0,24	2,20*	-4,44	CW ABD
	1,664	0,00	-1,15	-0,40*	CW aD
	0,000	-0,47	1,97	-4,71*	CW AB
5	0,728	0,49*	-0,07	-2,88	CW AB
	1,664	-0,76*	-2,04	-5,21	CW ABD

	1,664	-0,76	-2,04*	-5,21	CW ABD
	0,000	0,00	0,64	-0,66*	CW a
	1,664	-0,76	-2,04	-5,21*	CW ABD
6	0,185	-0,10*	0,51	-4,16	CW a
	0,000	-0,76*	1,68	-9,28	CW ABD
	0,000	-0,76	1,68*	-9,28	CW ABD
	0,000	-0,21	0,68	-3,99*	CW a
	0,185	-0,49	1,33	-9,64*	CW ABD
7	0,456	-0,01*	-0,01	-4,53	CW a
	0,000	-0,49*	1,12	-9,48	CW ABD
	1,042	-0,38	-1,20*	-10,76	CW AB
	0,000	-0,10	0,41	-4,13*	CW a
	1,042	-0,36	-0,86	-11,52*	CW ABD
8	0,612	0,00*	0,00	0,00	CW ABD
	0,000	-0,38*	1,24	1,20	CW AB
	0,000	-0,38	1,24*	1,20	CW AB
	0,000	-0,38	1,24	1,20*	CW AB
	0,000	-0,36	1,16	1,20*	CW ABD
	0,612	0,00	0,00	0,00*	CW ABD
9	1,330	0,03*	0,00	0,13	CW A
	1,330	0,03*	0,00	0,27	CW ABD
	1,330	0,03*	0,00	0,09	CW a
	2,660	0,00*	-0,05	0,13	CW A
	0,000	0,00*	0,05	0,27	CW ABD
	0,000	0,00*	0,05	0,09	CW a
	0,000	0,00	0,05*	0,13	CW A
	2,660	0,00	-0,05*	0,13	CW A
	0,000	0,00	0,05*	0,27	CW ABD
	0,000	0,00	0,05*	0,09	CW a
	2,660	0,00	-0,05	0,27*	CW ABD
	1,330	0,03	0,00	0,27*	CW ABD
	2,660	0,00	-0,05	0,09*	CW a
	1,330	0,03	0,00	0,09*	CW a
10	1,197	0,08*	0,00	-3,16	CW A
	1,197	0,08*	0,00	-2,43	CW a
	1,197	0,08*	0,00	-5,52	CW ABD
	2,394	0,00*	-0,14	-3,16	CW A
	0,000	0,00*	0,14	-2,43	CW a
	0,000	0,00*	0,14	-5,52	CW ABD
	0,000	0,00	0,14*	-3,16	CW A
	2,394	0,00	-0,14*	-3,16	CW A
	0,000	0,00	0,14*	-2,43	CW a
	0,000	0,00	0,14*	-5,52	CW ABD
	2,394	0,00	-0,14	-2,43*	CW a
	1,197	0,08	0,00	-2,43*	CW a
	2,394	0,00	-0,14	-5,52*	CW ABD
	1,197	0,08	0,00	-5,52*	CW ABD

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
2	6,90*	10,06	12,20		CW AB
	2,70*	5,27	5,92		CW aD
	6,35	10,63*	12,38		CW ABD
	3,26	4,69*	5,71		CW a
	6,35	10,63	12,38*		CW ABD

6	-3,26*	4,69	5,71	CW a
	-7,74*	10,29	12,87	CW ABD
	-7,74	10,29*	12,87	CW ABD
	-3,26	4,69*	5,71	CW a
	-7,74	10,29	12,87*	CW ABD

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia char.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł: H[kN]: V[kN]: R[kN]: M[kNm]: Kombinacja obciążeń:

2	4,99*	7,25	8,80	CW AB
	2,85*	5,03	5,78	CW AD
	4,62	7,63*	8,92	CW ABD
	3,22	4,65*	5,65	CW A
	4,62	7,63	8,92*	CW ABD

6	-3,22*	4,65	5,65	CW A
	-5,55*	7,40	9,25	CW ABD
	-5,55	7,40*	9,25	CW ABD
	-3,22	4,65*	5,65	CW A
	-5,55	7,40	9,25*	CW ABD

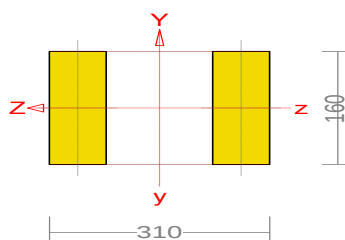
* = Wartości ekstremalne

Wyniki wymiarowania wg PN-EN 1995 (Drew1995_3d v. 1.27 licencja nr 18862)

Nr pręta:	Grupa:	Przekrój:	Warunek decydujący:	Nośność:	Kombinacja obc.
10		1 - IIIa 16x31	Przewiązki	0,639	1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D)
6		3 - B 150x150	Ściskanie	0,212	1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D)
5		3 - B 150x150	Ściskanie	0,193	1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D)
2		3 - B 150x150	Ściskanie	0,173	1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D)
4		3 - B 150x150	Ściskanie	0,173	1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D)
7		3 - B 150x150	Ściskanie	0,169	1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D)
3		3 - B 150x150	Ściskanie	0,145	1,1·CW+1,35·A+1,5·B
1		3 - B 150x150	Zginanie	0,110	1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D)
8		3 - B 150x150	Zginanie	0,093	1,1·CW+1,35·A+1,5·B
9		2 - B 60x150	SGU	0,088	CW+A

Pręt nr 10

Wyniki wymiarowania elementów drewnianych wg PN-EN 1995 (Drew1995_3d v. 1.27 licencja nr 18862)



Przekrój: 1 „IIIa 16x31”

Wymiary przekroju:

$h=160,0$ mm $b=310,0$ mm.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{yg}=35221,3$; $J_{zg}=5461,3$ cm⁴; $A=256,00$ cm²; $i_y=11,7$; $i_z=4,6$ cm; $W_y=2272,3$; $W_z=682,7$ cm³.

Charakterystyka zastępcza przekroju:

Moment bezwładności względem osi prostopadłej do przewiązek:

$$I_{tot} = b [(2h + a)^3 - a^3] / 12 = 16,0 \times [(2 \times 8,0 + 15,0)^3 - 15,0^3] / 12 = 35221,3 \text{ cm}^4 \quad (C.7)$$

Własności techniczne drewna:

Przyjęto 1 klasę użytkowania konstrukcji (temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 65% tylko przez kilka tygodni w roku) oraz klasę trwania obciążenia: **Stale** (więcej niż 10 lat, np. ciężar własny).

$K_{mod} = 0,60$

$\gamma_M = 1,3$

Cechy drewna: **Drewno C24.**

$$\begin{aligned}
f_{m,k} &= 1,000 \times 24,00 = 24,00 & f_{m,d} &= 11,077 \text{ MPa} \\
f_{t,0,k} &= 1,000 \times 14,50 = 14,50 & f_{t,0,d} &= 6,692 \text{ MPa} \\
f_{t,90,k} &= 0,40 & f_{t,90,d} &= 0,185 \text{ MPa} \\
f_{c,0,k} &= 21,00 & f_{c,0,d} &= 9,692 \text{ MPa} \\
f_{c,90,k} &= 2,50 & f_{c,90,d} &= 1,154 \text{ MPa} \\
f_{v,k} &= 4,00 & f_{v,d} &= 1,846 \text{ MPa} \\
E_{0,\text{mean}} &= 11000 \text{ MPa} \\
E_{90,\text{mean}} &= 370 \text{ MPa} \\
E_{0,05} &= 7400 \text{ MPa} \\
G_{\text{mean}} &= 690 \text{ MPa} \\
\rho_k &= 350 \text{ kg/m}^3
\end{aligned}$$

Sprawdzenie nośności pręta nr 10

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-EN 1995. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych przy uwzględnieniu niekorzystnych kombinacji obciążeń.

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a = 1,197 \text{ m}$; $x_b = 1,197 \text{ m}$; pręśło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D) ”.

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie Y (wyznaczona w sposób uproszczony):

$$l_c = \mu l = 1,000 \times 2,394 = 2,394 \text{ m}$$

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie Z:

$$l_c = \mu l = 1,000 \times 2,394 = 2,394 \text{ m}$$

Współczynniki wyboczeniowe:

$$\lambda_y = l_{cy} / \sqrt{I_{cy} / A_{to}} = 239,45 / \sqrt{221,3 / 2} = 20,4$$

$$\lambda_z = l_{cz} / \sqrt{I_{cz} / A_{to}} = 239,45 / \sqrt{461,3 / 2} = 51,8$$

$$\lambda_1 = \sqrt{12} l_1 / h = 3,464 \times 0,479 / 8,0 = 20,7$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta_1^2 n^2} = \sqrt{20,4^2 + 3,5 \times 20} = 43,8$$

$$\lambda_{rel,y} = \lambda / \pi \sqrt{f_{ck} / E_{05}} = 43,83 / \pi \times \sqrt{21 / 7400} = 0,743 \quad (6.21)$$

$$\lambda_{rel,z} = \lambda / \pi \sqrt{f_{ck} / E_{05}} = 51,83 / \pi \times \sqrt{21 / 7400} = 0,879 \quad (6.22)$$

$$k_y = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 [1 + 0,2 \times (0,743 - 0,3) + (0,743)^2] = 0,820 \quad (6.27)$$

$$k_z = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,5 [1 + 0,2 \times (0,879 - 0,3) + (0,879)^2] = 0,944 \quad (6.28)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{\sqrt{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}} = \frac{1}{\sqrt{0,820 + \sqrt{0,820^2 - 0}}} = 0,856 \quad (6.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{\sqrt{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}} = \frac{1}{\sqrt{0,944 + \sqrt{0,944^2 - 0}}} = 0,776 \quad (6.26)$$

Powierzchnia obliczeniowa przekroju $A_d = 256,00 \text{ cm}^2$.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 5,52 / 256,00 \times 10 = 0,216 < 7,520 = 0,776 \times 9,692 = k_{c,y} f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a = 1,197 \text{ m}$; $x_b = 1,197 \text{ m}$; pręśło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D) ”:

$$\frac{\sigma_{ed}}{k_{\sigma} f_{ck}} + \frac{\sigma_{ed}}{k_{\sigma} f_{ck}} + \frac{\sigma_{ed}}{k_{\sigma} f_{ck}} = \frac{0,216}{0,856 \times 9,692} + \frac{0,000}{11,077} + 1,0 \times \frac{0,124}{11,077} = 0,037 < 1 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{ed}}{k_{\sigma} f_{ck}} + \frac{\sigma_{ed}}{k_{\sigma} f_{ck}} + \frac{\sigma_{ed}}{k_{\sigma} f_{ck}} = \frac{0,216}{0,776 \times 9,692} + 1,0 \times \frac{0,000}{11,077} + \frac{0,124}{11,077} = 0,040 < 1 \quad (6.24)$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a = 1,197 \text{ m}$; $x_b = 1,197 \text{ m}$; pręśło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D) ”.

Największe naprężenia dla gałęzi ściskanej:

$$\sigma_i = \gamma' i a' i M' / I'_{ef} = 1,000 \times 7,04 \text{ E-}16 \times 0,08 / 5461,3 \times 10^3 = 0,000 < 9,692 = f_{c,0,d}$$

Największe naprężenia dla gałęzi rozciąganej:

$$\sigma_i = \gamma' i a' i M' / I'_{ef} = 1,000 \times 7,04 \times 10^{-6} \times 0,08 / 5461,3 \times 10^{-3} = 0,000 < 6,692 = f_{c,0,t}$$

Nośność dla $x_a = 1,197$ m; $x_b = 1,197$ m; przęsło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D) ”:

$$\frac{\sigma_{axd}}{f_{axd}} + k_m \frac{\sigma_{azd}}{f_{azd}} = \frac{0,000}{11,077} + 1,0 \times \frac{0,124}{11,077} = 0,011 < 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{axd}}{f_{axd}} + \frac{\sigma_{azd}}{f_{azd}} = 1,0 \times \frac{0,000}{11,077} + \frac{0,124}{11,077} = 0,011 < 1$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a = 1,197$ m; $x_b = 1,197$ m; przęsło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D) ”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{axd}}{f_{axd}} + k_m \frac{\sigma_{azd}}{f_{azd}} = \frac{0,216^2}{9,692^2} + \frac{0,000}{11,077} + 1,0 \times \frac{0,124}{11,077} = 0,012 < 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{axd}}{f_{axd}} + \frac{\sigma_{azd}}{f_{azd}} = \frac{0,216^2}{9,692^2} + 1,0 \times \frac{0,000}{11,077} + \frac{0,124}{11,077} = 0,012 < 1$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a = 2,394$ m; $x_b = 0,000$ m; przęsło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+A+1,5·D ”.

Naprężenia tnące:

Naprężenia tnące dla ścinania w płaszczyźnie równoległej do przewiązek:

$$\tau = 1,5 V / (n b h) = 1,5 \times 0 / (2 \times 16,0 \times 8,0) \times 10 = 0,000 \text{ MPa}$$

Naprężenia tnące dla ścinania w płaszczyźnie prostopadłej do przewiązek:

$$\tau' = 1,5 V' / (n b h) = 1,5 \times 0,14 / (2 \times 16,0 \times 8,0) \times 10 = 0,008 \text{ MPa}$$

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,000^2 + 0,008^2} = 0,008 < 1,846 = 1,000 \times 1,846 = k_v f_{v,d}$$

Nośność przewiązek:

Wyniki dla $x_a = 2,394$ m; $x_b = 0,000$ m; przęsło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+1,35·A+1,5·(B+D) ”.

Do połączenia przewiązek, przyjęto łączniki mechaniczne w postaci śrub o średnicy 10,0 mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

Minimalne odległości łączników: $a_1 = 50,0$; $a_2 = 40,0$; $a_3 = 80,0$; $a_4 = 30,0$ mm.

Nośność łącznika obciążonego osiowo:

$$F_{ax,Rk,1} = 0,9 f_{u,k} \pi d^2 / 4 = 0,7069 \times 300,0 \times 10,0^2 = 21205,8 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rd,1} = F_{ax,Rk,1} / \gamma_M = 21205,8 / 1,3 = 16312,1 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rk,2} = 3 f_{c,90,k} \pi (d_h^2 - d^2) / 4 = 2,356 \times 2,50 \times (18,0^2 - 10,0^2) = 1319,5 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rd,2} = F_{ax,Rk,2} k_{mod} / \gamma_M = 1319,5 \times 0,60 / 1,3 = 609,0 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rd} = 609,0 \text{ N}$$

Nośność łącznika obciążonego poprzecznie:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 10,0) \times 350 = 25,83$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 d = 1,35 + 0,015 \times 10,0 = 1,500$$

$$f_{h,\alpha,k} = f_{h,0,k} / (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) = 25,83 / (1,500 \times \sin^2 0,00 + \cos^2 0,00) = 25,83$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \times 300 \times 10,0^2,6 = 35829,65$$

$$F_{v,Rk,1} = f_{h,1,k} t_1 d = 25,83 \times 80,0 \times 10,0 = 20664,0 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,2} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d = 0,5 \times 25,83 \times 150,0 \times 10,0 = 19372,5 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,3} = \frac{F_{v,Rk,1} + F_{v,Rk,2}}{2} = \frac{20664,0 + 19372,5}{2} = 20018,25$$

$$\sqrt{2 \times 1,00 \times (1 + 1,0 - 1,00)} = 7695,3 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,4} = \sqrt{\frac{2 M_{y,Rk} F_{v,Rk,3}}{t_1 d}} = 1,15 \times \sqrt{2 \times 35829,65 \times 20018,25} = 4947,6 \text{ N}$$

Nośność łącznika na jedno cięcie $F_{v,Rk} = 4947,6 \text{ N}$.

$$n_{ef} = \min[1; 1^{0,9} \times [0,0 / (13 \times 10,0)]^{1/4}] = 1,00$$

$$F_{v,Rd} = n_{ef} / n \cdot k_{mod} F_{v,Rk} / \gamma_M = 1,00 / 1 \times 0,60 \times 4947,6 / 1,3 = 2283,5 \text{ N}$$

Dla prętów ściskanych należy uwzględnić dodatkową siłę poprzeczną przy wyboczeniu:

$$\text{dla } 30 < \lambda_{ef} \leq 60 \quad V_d = F_{c,d} \lambda_{ef} / (3600 k_c) = 5,52 \times 43,83 / (3600 \times 0,856) = 0,08 \text{ kN} \quad (C.5)$$

Siły działające na łącznik:

$$V_p = V l_1 / (n a_1) = 0,08 \times 48 / (1 \times 23,0) = 0,16 \text{ kN}$$

$$M_p = V_p (a_1 - h_f) / 2 = 0,16 \times (0,230 - 0,080) / 2 = 0,01 \text{ kNm}$$

Naprężenia docisku przewiązki do gałęzi pręta wyznaczono określając wysokości strefy docisku $h_c = 24,6 \text{ mm}$.

$$\sigma_{c,90,d} = M_p / [b h_c^2 / 3 + E / (h_c E_{90,mean}) \pi d^2 / 4 \sum r_i^2] = 0,01 / [80,0 \times 24,6^2 / 3 + 210000 / (24,6 \times 370) \times 3,142 \times 10,0^2 / 4 \times 0,3] \times 10^6 = 0,737 \text{ MPa}$$

Warunek nośności dla $k_{c,90} = 1$:

$$\sigma_{c,90,d} = 0,737 < 1,154 = k_{c,90} f_{c,90,d}$$

Przyjmując współczynnik tarcia dla drewna $\mu = 0,5$, siłę ścinającą łączniki połączenia zmniejszono o siłę tarcia wynikającą z wypadkowej siły w strefie docisku.

$$F_{1,v} = (V_p - \mu F_c) / n = (0,16 - 0,5 \times 0,73) / 2 \times 10^3 = -99,6 \text{ N}$$

Największa siła rozciągająca łączniki wynosi:

$$F_{1,ax} = M_p r / [E_{90,mean} b h_c^3 / (3 E \pi d^2 / 4) + \sum r_i^2] = 0,01 \times 0,3 / [370 \times 80,0 \times 24,6^3 / (3 \times 210000 \times 3,142 \times 10,0^2 / 4) + 0,3] \times 10^6 = 389,6 \text{ N}$$

Nośność łączników:

$$(F_{1,v} / F_{v,Rd})^2 + (F_{1,ax} / F_{ax,Rd})^2 = (-99,6 / 2283,5)^2 + (389,6 / 609,0)^2 = 0,411 < 1$$

Przyjęto przewiązki szerokości $l_2 = 50,0 \text{ mm}$.

Nośność przewiązek:

$$\sigma = M_p / W = 0,01 / 66,67 \times 10^3 = 0,184 < 11,077 = f_{m,d}$$

$$\tau = 1,5 V_p / A = 1,5 \times 0,16 / 80,00 \times 10 = 0,031 < 1,846 = f_{v,d}$$

Nośność na skręcanie:

Wyniki dla $x_a = 2,394 \text{ m}$; $x_b = 0,000 \text{ m}$; przęsło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „1,1·CW+A+1,5·D”.

$$\tau_{tor,d} = \frac{M_{tor}}{\eta b^2 h} = \frac{0}{0,245 \times 8,0^2 \times 16,} \times 10^3 = 0,000 < 2,031 = 1,100 \times 1,846 = k_{shape} f_{v,d} \quad (6.14)$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a = 1,197 \text{ m}$; $x_b = 1,197 \text{ m}$; przęsło nr: 1, 1, 1, przy obciążeniach „Char: CW+A+D; Q-S: CW+A+D”

liczone od cięciwy pręta.

Wartości graniczne ugięć końcowych:

$$u_{z,fin,gr} = l / 150 = 2394,0 / 150 = 16,0 \text{ mm}$$

$$u_{y,fin,gr} = l / 150 = 2394,0 / 150 = 16,0 \text{ mm}$$

Ugięcia chwilowe wyznaczone dla charakterystycznej kombinacji obciążeń:

$$u_{z,inst} = u_z = 0,08 = 0,08 \text{ mm}$$

$$u_{y,inst} = u_y = 0,00 = 0,00 \text{ mm}$$

Ugięcia końcowe obliczone z uwzględnieniem ugięć od pełzania wyznaczonych dla quasi-stałej kombinacji obciążeń (poprawka A2:2014):

$$u_{z,fin} = (u_{z,inst} + u_{z,creep}) = (0,08 + 0,05) = 0,12 \text{ mm}$$

$$u_{y,fin} = (u_{y,inst} + u_{y,creep}) = (0,00 + 0,00) = 0,00 \text{ mm}$$

Warunki SGU:

$$u_{z,inst} = 0,1$$

$$u_{z,fin} = 0,1 < 16,0 = u_{z,fin,gr}$$

VI. Część graficzna.