

SPIS TREŚCI

OPIS TECHNICZNY	4
1. Dane ogólne.....	4
1.1. Przeznaczenie i program użytkowy budynku.....	4
1.2. Wymagania dotyczące przedszkola rodzinnego.....	5
1.3. Usytuowanie budynku.....	5
1.4. Typ budynku	5
1.5. Podstawa wykonania projektu.....	6
2. Dane szczegółowe.....	6
2.1. Warunki wodno-gruntowe.....	6
2.2. Fundamenty	6
2.3. Izolacja pionowa i pozioma ścian i podłóg	6
2.4. Ściany zewnętrzne.....	7
2.5. Ściany wewnętrzne.....	7
2.6. Doświetlenia.....	7
2.7. Stropy	7
2.8. Dach	8
2.9. Kominy.....	9
2.10. Schody.....	9
2.11. Nadproża okienne i drzwiowe.....	10
2.12. Drzwi i okna	10
2.13. Podłogi i posadzki	10
2.14. Tynki lub okładziny wewnętrzne	10
2.15. Okładziny elewacyjne	11
2.16. Rynny, rury spustowe i obróbki blacharskie	11
2.17. Roboty malarskie.....	11
3. Wyposażenie budynku	11
3.1. Ogrzewanie.....	11
3.2. Wentylacja.....	11
3.3. Instalacja gazowa	12
3.4. Instalacja wodno – kanalizacyjna.....	12
3.5. Instalacja elektryczna	12
4. Podstawa obliczeń	13

4.1.	Wykaz norm	13
4.2.	Wykaz literatury	13
4.3.	Wykaz programów obliczeniowych	14
OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE.....		15
5. Więźba dachowa.....		15
5.1.	Założenia obliczeniowe	15
5.2.	Obliczenie łąty.....	15
5.2.1.	Obciążenia.....	21
5.2.1.1.	Obciążenia stałe	21
5.2.1.2.	Obciążenie zmienne: śnieg	22
5.2.1.3.	Obciążenie zmienne: wiatr	26
5.2.1.4.	Obciążenie zmienne: użytkowe	38
5.2.2.	Zebranie obciążeń	38
5.2.3.	Kombinacje obciążeń	40
5.2.4.	Wymiarowanie łąty	42
5.2.4.1.	Stan Graniczny Nośności.....	42
5.2.4.2.	Stan Graniczny Użytkowalności	47
5.3.	Obliczenie krokwi	55
5.3.1.	Obciążenia.....	56
5.3.1.1.	Obciążenia stałe: ciężar własny dachu nad jętką	56
5.3.1.2.	Obciążenia stałe: ciężar własny dachu pod jętką.....	56
5.3.1.3.	Obciążenia stałe – ciężar własny stropu z jętką	56
5.3.1.4.	Obciążenia zmienne: śnieg	57
5.3.1.5.	Obciążenia zmienne: wiatr	57
5.3.2.	Kombinacje obciążeń	57
5.3.3.	Reakcje podporowe.....	65
5.3.4.	Wymiarowanie krokwi.....	65
5.3.4.1.	Stan Graniczny Nośności.....	65
5.3.4.2.	Stan Graniczny Użytkowalności	71
5.4.	Obliczenie jętki	74
5.4.1.	Stan Graniczny Nośności	74
5.4.2.	Stan Graniczny Użytkowalności.....	75
5.5.	Obliczenie murłatu	75

5.5.1.	Stan Graniczny Nośności	76
5.5.2.	Stan Graniczny Użytkowalności	76
6.	Strop	82
6.1.	Obliczenie belki pojedynczej	82
6.1.1.	Zebranie obciążeń	82
6.1.2.	Stan Graniczny Nośności	87
6.1.3.	Stan Graniczny Użytkowalności	95
6.2.	Obliczenie belki podwójnej	96
6.2.1.	Zebranie obciążeń	96
6.2.2.	Stan Graniczny Nośności	98
6.2.3.	Stan Graniczny Użytkowalności	101
7.	Ściana.....	102
7.1.	Założenia obliczeniowe	102
7.2.	Sprawdzenie nośności zewnętrznej ściany na ściskanie	103
7.3.	Sprawdzenie nośności wewnętrznej ściany na ściskanie	117
8.	Nadproże	122
8.1.	Założenia obliczeniowe	124
8.2.	Zebranie obciążeń	124
8.3.	Stan Graniczny Nośności	127
9.	Fundament	129
9.1.	Fundament zewnętrzny	129
9.1.1.	Dane do obliczeń.....	129
9.1.2.	Zebranie obciążeń	130
9.1.3.	Stan Graniczny Nośności	131
9.2.	Fundament wewnętrzny	132
9.2.1.	Dane do obliczeń.....	132
9.2.2.	Zebranie obciążeń	133
9.2.3.	Stan Graniczny Nośności	134
	SPIS TABEL.....	136
	SPIS RYSUNKÓW W OBLICZENIACH.....	137
	SPIS RYSUNKÓW	139

OPIS TECHNICZNY

1. Dane ogólne

Opis techniczny został sporządzony zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego i zawiera opis projektu według kolejności określonej w rozporządzeniu.

1.1. Przeznaczenie i program użytkowy budynku

Przedmiotowy budynek jest domem jednorodzinny z funkcją przedszkola rodzinnego przeznaczony dla ośmiorga dzieci.

Na parterze zaprojektowano pomieszczenia wspólnego użytkowania rodziny: wiatrołap, hall i schody, łazienkę z WC, kuchnię oraz jadalnię z salonem. Ponadto w części funkcjonalnej znajduje się szatnia, łazienka, magazynek oraz sala dla dzieci.

Na poddaszu zaprojektowano pomieszczenia osobno dla dzieci i rodziców: dwa pojedyncze pokoje dla dzieci, sypialnia dla rodziców, pokój gościnny, garderobę, łazienkę z WC oraz korytarz.

W piwnicy zaprojektowano następujące pomieszczenia: korytarz, kotłownię, siłownię, spiżarnię, magazynek, bilard, oraz pralnię.

Zestawienie powierzchni budynku przedstawiono w tabeli 1. dla piwnicy, w tabeli 2. dla parteru i w tabeli 3. dla poddasza.

Nr pomieszczenia	Nazwa pomieszczenia	Powierzchnia [m ²]
101	Korytarz	13,81
102	Spiżarnia	10,24
103	Siłownia	21,72
104	Kotłownia	16,67
105	Pralnia	6,10
106	Bilard	29,69
107	Magazynek	10,94
Razem powierzchnia całkowita piwnicy:		109,17

Tabela 1: Zestawienie powierzchni całkowitej piwnicy

Nr pomieszczenia	Nazwa pomieszczenia	Powierzchnia [m ²]
201	Wiatrołap	5,12
202	Hall	6,53
203	Kuchnia	10,24
204	Salon	41,76
205	Łazienka	6,10
206	Łazienka	2,77
207	Sala dla dzieci	26,52
208	Magazynek	5,22
209	Szatnia	5,51
Razem powierzchnia całkowita parteru:		109,77

Tabela 2: Zestawienie powierzchni całkowitej parteru

Nr pomieszczenia	Nazwa pomieszczenia	Powierzchnia [m ²]
301	Korytarz	11,00
302	Pokój	10,68
303	Pokój	11,71
304	Pokój	14,60
305	Łazienka	4,35
306	Pokój	29,22
307	Garderoba	5,06
Razem powierzchnia całkowita poddasza:		86,62

Tabela 3: Zestawienie powierzchni całkowitej poddasza

Łączna powierzchnia i kubatura budynku wynosi:

- powierzchnia użytkowa: 305,56 m²
- powierzchnia całkowita: 412,31 m²
- powierzchnia zabudowy: 146,24 m²
- kubatura: 1182,68 m³

1.2. Wymagania dotyczące przedszkola rodzinnego

Zgodnie z wytycznymi rozporządzeń (punkt 4.1.), projektowana część budynku przeznaczona na przedszkole rodzinne, spełnia wszystkie wymagania jej stawiane, to jest:

- Spełnia warunki przeciwpożarowe dla kategorii zagrożenia ludzi ZL II
- Przeznaczona jest dla jednej ośmioosobowej grupy dzieci
- Posiada dwa wyjścia zewnętrzne
- Posiada powierzchnię minimalną równą 23,5 m²
- Posiada wysokość pomieszczeń równą co najmniej 2,5 m
- Jest zlokalizowana powyżej otaczającego terenu na co najmniej 0,3 m
- Posiada powierzchnię okien do podłóg w stosunku co najmniej 1:8
- Posiada co najmniej jedną miskę ustępową i jedną umywalkę
- Posiada miejsce do przechowywania sprzętu i środków do utrzymania czystości
- Posiada miejsce do przechowywanie odzieży wierzchniej
- Posiada miejsce do przechowywania sprzętu do leżakowania
- Temperatura w Sali dla dzieci wynosić ma minimum 20°C

1.3. Usytuowanie budynku

Budynek zaprojektowano przy ulicy Jagodowej 7 w Jeleniej Górze, na działce budowlanej nr 24/4, nr rejestru gruntów 717. Wymiary działki 31,00 x 25,50 m, powierzchnia: 790,5 m². Teren osiedla jest terenem uzbrojonym w instalację wodną, kanalizacyjną, elektryczną, gazową oraz telekomunikacyjną. Elewację frontową budynku przewidziano w odległości 12,0 m od granicy działki od strony południowej. Bryła domu i kolory dobrze komponują się w krajobrazie każdej miejscowości. Wykonanie elementów wykończeniowych pozwala dostosować stylistykę domu do otaczającej zabudowy i regionu, na którym ma zostać posadowiony budynek.

1.4. Typ budynku

Projektowany dom jednorodzinny z funkcją przedszkola rodzinnego dla ośmiorga dzieci jest wolnostojący, dwukondygnacyjny (parter i poddasze użytkowe), w całości podpiwniczony, wznoszony w technologii tradycyjnej, przykryty dachem dwuspadowym o konstrukcji więźby jętkowej. W dachu zaprojektowano okna połaciowe. Zasadniczą

konstrukcję budynku stanowi układ ścian nośnych zewnętrznych wraz ze ścianami nośnymi wewnętrznymi. Ściany zewnętrzne są dwuwarstwowe, murowane z Porotherm-u. Budynek posadowiony jest bezpośrednio na ławach fundamentowych.

1.5. Podstawa wykonania projektu

Projekt został wykonany w ramach...

2. Dane szczegółowe

2.1. Warunki wodno-gruntowe

Projektowany budynek zlokalizowano w strefie głębokości przemarzania gruntu $h_z = 0,80$ m.

Ławy fundamentowe pod ścianami budynku posadowiono w poziomie: - 3,44 m.

Projektowany poziom parteru: $\pm 0,00$ m, a terenu: -0,63 m. Ławy zagłębiono 2,81 m poniżej poziomu terenu. Poziom wód gruntowych znajduje się na głębokości 6,40 m poniżej poziomu terenu. Budynek znajduje się na terenie płaskim.

Podczas odkrywki, stwierdzono następujące warstwy gruntu:

0,00 m – 0,40 m	humus
0,40 m – 3,90 m	piasek średni
3,90 m – 6,00 m	piasek gliniasty
> 6,00 m	glina piaszczysta

Parametry gruntu:

- piasek średni $I_D = 0,75$, wilgotny
- ciężar objętościowy gruntu: $\gamma_d = 1,85 \text{ kN/m}^3$
- kąt tarcia wewnętrznego: $\phi_u^{(r)} = 34,5^\circ$ (grunt rodzimy)

2.2. Fundamenty

W budynku zaprojektowano ławy fundamentowe prostokątne monolityczne o wysokości 40 cm z betonu klasy C20/25 (B25), zbrojone podłużnie (przeciw nierównomiernemu osiadaniu) czterema prętami o średnicy $\phi 12$ mm ze stali A-III (34GS) i strzemionami o średnicy $\phi 6$ mm w rozstawie co 250 mm ze stali A-0 (St0S). W miejscach występowania trzonów kominowych odpowiednio zaprojektowano szersze ławy fundamentowe. Pod wszystkie zaprojektowane fundamenty przewidziano wykonać podkład z betonu klasy C8/10 (B10) o grubości 100 mm. Szczegółowe wymiary ław i zbrojenia fundamentów zamieszczono na rysunku nr 8.

2.3. Izolacja pionowa i pozioma ścian i podłóg

W budynku zaprojektowano następujące izolacje wodochronne:

- Izolacje przeciwwilgociowe poziome:
 - izolacja na ławach fundamentowych – dwie warstwy folii budowlanej 0,5mm, przeznaczonej do izolacji fundamentów
 - izolacja pozioma ściany fundamentowej – dwie warstwy folii budowlanej 0,5mm, przeznaczonej do izolacji ścian piwnic
 - izolacja posadzki piwnicy – dwie warstwy folii budowlanej 0,5mm, przeznaczonej do izolacji posadzek piwnic
- Izolacje przeciwwilgociowe pionowe:
 - dwie warstwy masy bitumicznej Dysperbit – izolację pionową ściany fundamentowej zaprojektowano do wysokości 28 cm ponad poziom terenu budynku łącząc ją z izolacją poziomą ściany fundamentowej

2.4. Ściany zewnętrzne

Ściany zewnętrzne parteru i poddasza budynku zaprojektowano jako dwuwarstwowe z pustaków Porotherm 25 P+W o grubości 250 mm (wytrzymałość na ściskanie 15MPa) łączonych zaprawą klejową, cienkowarstwową Porotherm Wienerberger Profi oraz warstwy izolacji termicznej ze styropianu PLATINUM FASADA 120mm. Warstwa izolacji jest mocowana do ściany za pomocą kleju do styropianu ATLAS. Współczynnik przenikania ciepła $U = 0,24 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Ściany zewnętrzne piwnicy zaprojektowano jako dwuwarstwowe z bloczków fundamentowych betonowych grubości 250 mm (wytrzymałość na ściskanie 25 MPa) łączonych zaprawą cementowo – wapienną klasy M10 oraz warstwy izolacji termicznej ze styropianu SILVER FASADA 80mm. Warstwa izolacji jest mocowana do ściany za pomocą kleju do styropianu ATLAS.

Przyjęto następujący układ warstw dla ściany zewnętrznej parteru i poddasza:

- tynk wewnętrzny gipsowy grubości 10 mm
- pustak ceramiczny Porotherm 25 P+W grubości 250 mm
- styropian PLATINUM FASADA 120 grubości 120 mm
- tynk mineralny drobnoziarnisty grubości 15 mm

Przyjęto następujący układ warstw dla ściany zewnętrznej fundamentowej:

- tynk wewnętrzny cementowo -wapienny grubości 15 mm
- bloczki betonowe grubości 250 mm
- styropian SILVER FASADA 80 grubości 80 mm
- izolacja przeciwwodna pionowa, typu lekkiego Dysperbit
- folia kubełkowa

2.5. Ściany wewnętrzne

Ściany konstrukcyjne wewnętrzne zaprojektowano z pustaków ceramicznych Porotherm 25 P+W grubości 250 mm (wytrzymałość na ściskanie 15MPa) łączonych zaprawą klejową, cienkowarstwową Porotherm Wienerberger Profi. Ścianki działowe przewidziano z pustaków ceramicznych Porotherm 11,5 P+W grubości 115 mm łączonych zaprawą klejową, cienkowarstwową Porotherm Wienerberger Profi.

2.6. Doświetlenia

W budynku zaprojektowano doświetlenia okien w piwnicy. Zostaną one wykonane jako murowane, z bloczków betonowych grubości 120 mm na zaprawie cementowo – wapiennej klasy M15. Od zewnątrz należy zabezpieczyć doświetlenia warstwą izolacji przeciwwilgociowej (Dysperbit) oraz folią kubełkową. Od wewnątrz należy wykonać tynk cementowo – wapienny i pomalować go białą farbą akrylową. Dodatkowo zakłada się wykonanie zabezpieczenia doświetlenie w poziomie terenu kratką stalową.

2.7. Stropy

W budynku zaprojektowano strop gęstożebrowy typu Porotherm 23/19 o rozstawie osiowym belek 500 mm (rysunki konstrukcyjne stropu nad piwnicą i parterem pokazano na rysunkach nr 9, 10 i 12). Wysokość pustaka przyjęto 190 mm, a warstwy nadbetonu 40 mm, co daje grubość konstrukcyjną stropu 230 mm. Długość belek przyjęto od 2000 do 6250 mm, w module co 500 mm. Szerokość oparcia belek stropowych na murach przyjęto minimum 125 mm.

W stropie zaprojektowano żebra podwójne (dwie belki stropowe ułożone obok siebie) pod ścianki działowe wymurowane równoległe do kierunku ułożenia belek oraz w miejscach,

gdzie występują oparcia płyt monolitycznych. Dodatkowo zaprojektowano płyty monolityczne o grubości 120 mm w miejscach, gdzie nie można rozłożyć belek i pustaków.

W stropie gdzie zaprojektowano dodatkowe żebra rozdzielcze, wykonane z dwóch prętów $\phi 12$ mm ułożonych w poprzek belek stropowych, w środku ich rozpiętości zgodnie z rysunkami nr 9 i 10.

W czasie montażu i betonowania stropu przewidziano zastosowanie podpór montażowych, których liczba zależy od rozpiętości stropu – jedna podpora przy rozpiętości stropu do 4000 mm; przy rozpiętości stropu od 4000 do 6000 mm należy umieścić minimalnie dwie podpory. Odległość między podporami nie może przekraczać 2000 mm. W części stropu, gdzie występują belki o rozpiętości > 6000 mm należy podczas deskowania wykonać ujemną strzałkę ugięcia o wartości $u = 20$ mm. Przed ułożeniem belek podpory stałe i montażowe należy wypoziomować. Przed położeniem belek na murze przewidziano wcześniejsze wykonanie podlewki cementowej o grubości 20 mm.

Zaprojektowano warstwę nadbetonu o grubości 40 mm z betonu klasy C16/20 (B20). Zwrócono uwagę na dokładne wypełnienie betonem wszystkich przestrzeni, odpowiednią gęstość betonu i należyta jego pielęgnację w czasie procesu wiązania. Powierzchnie czołowe pustaków przylegających do wieńców należy przed ich ułożeniem zadeklować specjalnymi zastawkami pustakowymi Porotherm.

Wieńce stropowe zaprojektowano monolitycznie z betonu klasy C16/20 (B20), zbrojenie stalą A-III (S4GS) o średnicy $\phi 12$ mm oraz strzemionami A-0 (St0S) o średnicy $\phi 6$ mm w rozstawie co 400 mm. W wieńcu obwodowym stropu nad parterem przewidziano zamontowanie i zabetonowanie zbrojenia trzpieni żelbetowych słupków ścianki kolankowej do mocowania murłat.

Strop przy przewodach kominowych zaprojektowano w wariacie płyt żelbetowych (patrz rys. 9 i 10).

2.8. Dach

W budynku zaprojektowano dach dwuspadowy o konstrukcji jętkowej z drewna sosnowego klasy C22 dla wszystkich elementów konstrukcyjnych. Budynek posiada dwie kalenice, jedna położona niżej względem drugiej. Taki układ wymaga zastosowania dwóch długości krokwi. Dla części budynku o charakterze domu jednorodzinnego krokwie są dłuższe, natomiast w części funkcjonalnej krótsze. W części funkcjonalnej kalenica jest usytuowana niżej, w taki sposób, że połąć północna jest wspólna, tworząc powierzchnię płaską, natomiast połąć południowa występuje jako dwie niezależne połąć.

Nachylenie połąć dachowych wynosi 40° . Rzut więźby dachowej pokazano na rysunku nr 11. Zaprojektowano następujące elementy więźby dachowej:

- Murłata 155 x 150 mm – mocowany kotwami z nakrętkami M24 co 1500 mm (pod nakrętki zastosowano podkładki) do trzpieni ściany kolankowej
- Krokwie 60 x 180 mm
- Jętki 60 x 180 mm
- Wiatrownice 25 x 60 mm
- Łaty pod pokrycie dachowe 45 x 63 mm
- Kontrłaty 25 x 60 mm.

Pokrycie dachu zaprojektowano z dachówki ceramicznej zakładkowej Braas – Dachówka Grecka Lumino, w kolorze ciemno zielonym, mocowanej do łat sosnowych. Zaprojektowano kompletne systemy pokryć dachowych z gąsiorami, dachówkami brzegowymi, zapewniającymi wentylację połąć dachowej oraz możliwość wejścia kominiarza na dach. Pokrycie dachowe zaprojektowano zgodnie z zaleceniami producenta. Przewidziano zabezpieczenie antykorozyjne obróbek blacharskich. Projekt nie zakłada montażu płotków śniegowych.

Ocieplenie dachu zaprojektowano z wełny mineralnej o grubości 150 mm, układanej między krokwiami, pasów o grubości 50 mm układanych pod krokwiami oraz wełny grubości 200 mm układanej pomiędzy jętkami (zgodnie z rysunkiem nr 6).

Połączenie krokwi z jętkami zaprojektowano za pomocą nakładek drewnianych przybijanych gwoździami, natomiast połączenie murlatu z krokwią zaprojektowano z blach perforowanych i gwoździ. Murlatę należy odizolować od ścianki kolankowej za pomocą papy podkładowej lub folii PE. Połączenie wiatrownic z krokwiami należy wykonać za pomocą gwoździ. Wszystkie elementy drewniane powinny się zabezpieczyć przed korozją biologiczną środkiem impregnującym Fobos M-4.

W dachu zaprojektowane okna połaciowe pomiędzy krokwiami, montowane zgodnie z wytycznymi producenta.

2.9. Komin

W budynku zaprojektowano dwa komin tradycyjne z cegły pełnej na zaprawie cementowo – wapiennej. W kominach tych przewidziano kanały wentylacyjne o przekroju 140 x 140 mm, jeden spalinowy o przekroju 140 x 140 mm z wkładem ze stali kwasoodpornej oraz jeden przewód dymowy o przekroju 140 x 270 mm. Dodatkowo w budynku zaprojektowano trzeci komin wentylacyjny, wykonany z prefabrykowanych pustaków wentylacyjnych Leier LK 3 murowanych na zaprawie cementowo – wapiennej klasy M15. Komin ten posiada trzy przewody wentylacyjne, każdy o przekroju 160 x 100 mm. Ze względu na duży ciężar, pod kominami zaprojektowano ławę fundamentową. Pod kominem zaprojektowano poziomą izolację przeciwwilgociową z dwóch warstw folii budowlanej 0,5 mm ułożonej na poziomie ławy fundamentowej. Odcinek komina ponad dachem przewidziano wykonać z cegły klinkierowej na specjalnej zaprawie z wypełnieniem spoiną ozdobną. W piwnicy zaprojektowano otwór wyczystkowy. Wyloty z kanału spalinowego i dymowego przewidziano wyprowadzić pionowo do góry, osłaniając je nasadkami zapobiegającymi przed wnikaniem wody opadowej i stabilizującymi ciąg kominowy. Natomiast wyloty kanałów wentylacyjnych zaprojektowano w bocznych ściankach komina, zapewniając obustronny wylot powietrza. Czapę kominową betonową przewidziano odizolować dwiema warstwami papy asfaltowej od trzonu komina z odsadzką – kapinosem o szerokości maksymalnej 60 mm. Przy przejściach kominów przez strop przewidziano zastosować otulenie wełną mineralną grubości 50 mm.

2.10. Schody

Wewnątrz budynku zaprojektowano schody żelbetowe monolityczne, dwubiegowe (piwniczne i nadziemne) o wymiarach 180 x 270 mm. Każdy bieg zawiera po 8 stopni. Do wykonania schodów należy użyć betonu klasy C20/25 (B25). Na odcinku łączącym piwnicę z parterem przewidziano wykończenie stopni z płytek ceramicznych, a na odcinku łączącym parter z poddaszem, wykończenie drewniane. Zaprojektowano balustrady drewniane o wysokości 1100 mm.

Schody zewnętrzne wejściowe na ganek i na taras na gruncie zaprojektowano jako żelbetowe z betonu klasy C16/20 (B20). Wszystkie schody zewnętrzne powinny zostać wykończone ceramiką antypoślizgową, mrozoodporną. Przy schodach prowadzących do Sali dla dzieci oraz do drzwi wejściowych zaprojektowano balustrady drewniane o wysokości 1100 mm.

Taras na gruncie zaprojektowano jako płytę żelbetową, wykończoną ceramiką, tak jak dla schodów zewnętrznych. Taras i ganek przewidziano posadzić na ścianach fundamentowych. Na tarasie oraz na ganku przewidziano spadek minimum 2% w kierunku terenu.

2.11. Nadproża okienne i drzwiowe

W budynku zaprojektowano nadproża okienne i drzwiowe, prefabrykowane Porotherm. W miejscu oparcia stropu na nadprożach zastosowano trzy belki W23,8 o odpowiedniej rozpiętości. W miejscach gdzie belki stropowe są układane równolegle do nadproży zastosowano belki dwie belki N11,5 o odpowiedniej rozpiętości.

2.12. Drzwi i okna

W budynku zaprojektowano stolarkę okienną i drzwiową o wymiarach typowych, drewnianą lub z PCW, spełniającą wymagania normowe dotyczące okien i drzwi.

Zaprojektowano okna jedno – oraz dwudzielne, dwuszybowe (szyby montowane próżniowo), skrzydła uchylno – otwierane, wyposażone w nowoczesne okucia, wykonane z drewna o współczynniku przenikania ciepła U_{max} nie większym niż $1,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, a okna dachowe (połaciowe) drewniane o współczynniku przenikania ciepła U_{max} nie większym niż $1,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$.

Drzwi zewnętrzne powinny się dodatkowo zabezpieczyć przed włamaniem. Współczynnik przenikania ciepła U_{max} dla tych drzwi przewidziano nie większy niż $2,6 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$.

Wewnątrz budynku zastosowano drzwi o konstrukcji drewnianej ramy sosnowej wypełnionej materiałem stabilizującym (tzw. „plaster miodu”) obustronnie oklejonej płytami laminowanymi typu Standard. W piwnicy przy wejściu do kotłowni zaprojektowano drzwi o odporności ogniowej nie mniejszej niż 30 min., obite blachą od strony kotłowni.

W budynku należy zamontować progi w otworach drzwiowych następujących pomieszczeń: łazienka, wiatrołap oraz kotłownia.

2.13. Podłogi i posadzki

We wszystkich pomieszczeniach piwnicy oprócz Bilarda oraz kuchni, łazienkach, hallu, korytarzu na parterze i magazynku zaprojektowano jako podłogę terakotę na cienkiej warstwie kleju oraz izolacji przeciwwilgociowej. W pomieszczeniach mokrych przewidziano terakotę z powierzchnią antypoślizgową. W salonie oraz pokojach na poddaszu zaprojektowano jako podłogę deski dębowe. W pozostałych pomieszczeniach zaprojektowano podłogę z paneli. Osobno w Sali dla dzieci zaprojektowano specjalną wykładzinę posiadającą odpowiednie certyfikaty do stosowanie w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt dzieci.

2.14. Tynki lub okładziny wewnętrzne

Tynki wewnętrzne zaprojektowano w piwnicy jako wapienno – cementowe kat.I, o grubości 15 mm, a na parterze i piętrze jako gipsowe kat.I, o grubości 10 mm. Dodatkowo przewidziano obłożenie ściany płytkami ceramicznymi glazurowanymi w pomieszczeniach o podwyższonej wilgotności (tj. w łazienkach, w kotłowni oraz w pralni) do wysokości minimum 2000 mm od poziomu posadzki, a w kuchni przewidziano wykonanie tzw. fartucha kuchennego.

Sufity na poddaszu zaprojektowano z płyt gipsowo – kartonowych o grubości 12,5 mm (ogniotrwałych) na ruszcie drewnianym. W miejscach połączeń płyt przewidziano wykonanie gładzi gipsowej z elastyczną siatką zbrojeniową. W łazience na poddaszu zaprojektowano płyty gipsowo – kartonowe o grubości 12,5 mm o podwyższonej odporności na wilgoć.

W Sali dla dzieci przewidziano wykonanie na ścianach do wysokości minimum 1500 mm od poziomu posadzki, łatwo zmywalnej okładziny ściennej, posiadającej odpowiednie certyfikaty do stosowania w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt dzieci.

2.15. Okładziny elewacyjne

Elewację budynku zaprojektowano w technologii ściany dwuwarstwowej pokrytej tynkiem mineralnym, drobnoziarnistym w kolorze sahara. Cokół budynku do wysokości 280 mm nad powierzchnią terenu z cegły klinkierowej o kolorze ciemnego brązu. Schody zewnętrzne, taras oraz kominy pokryto płytkami klinkierowymi o kolorze ciemnego brązu. Podbitki dachu zaprojektowano z desek 22 x 120 mm w kolorze ciemno brązowym.

UWAGA: deski, drewniane wykończenia i okapy przewidziano zabezpieczyć środkami do impregnacji drewna i pokryto lakierem transparentnym, odpornym na niekorzystne czynniki zewnętrzne.

2.16. Rynny, rury spustowe i obróbki blacharskie

Jako odprowadzenie wody z połaci dachowych zaprojektowano rury spustowe $\phi 100$ mm i rynny $\phi 100$ mm z PCW mocowane do krokwi i muru za pomocą haków i obejm z PCW. Blacharskie obróbki dachu obejmują zabezpieczenie przed wodą i uszkodzeniami mechanicznymi przerwania ciągłości izolacji wodnej przy kominach, oknach połaciowych, mocowaniach anten, instalacji odgromowej oraz stopni i ławy kominarskiej. Obróbki blacharskie kominów i okapów zaprojektowano z blachy ocynkowanej grubości 0,55 mm zgodnie z zaleceniami producenta.

2.17. Roboty malarskie

Ściany wewnętrzne przewidziano pomalować farbą emulsyjną lub akrylową w kolorach wybranych przez inwestora. W pomieszczeniach mokrych przewidziano zastosowanie farby pleśnio – i grzybochronnej. Powierzchnie drewniane wewnątrz domu należy pomalować bejco – lakierem bezbarwnym, drewno, na styku z wilgocią, odpowiednim impregnatem, a elementy konstrukcji drewnianej zabezpieczyć przed owadami i grzybami poprzez dobranie odpowiednich lakierów.

3. Wyposażenie budynku

3.1. Ogrzewanie

Zaprojektowano ogrzewanie z własnej kotłowni wraz z instalacją centralnego ogrzewania (c.o.) wodną, dwuprzewodową z rozdziałem dolnym, wymuszonym. Źródło ciepła przewidziano z kotła gazowego dwufunkcyjnego wytwarzającego czynnik grzewczy dla potrzeb centralnego ogrzewania i przygotowania ciepłej wody. Moc cieplna kotła: 23,5 kW. Jako elementy grzejne zostaną zastosowane grzejniki konwektorowe z zamontowanymi zaworami termostatycznymi. W łazienkach zaprojektowano ogrzewanie podłogowe.

Przewody instalacji centralnego ogrzewania zaprojektowano z rur miedzianych o średnicy $\phi 12$ mm. Przewidziano zastosowanie przewodów z izolacją ciepłochronną. Przewody poziome zostaną poprowadzone po wierzchu ścian piwnic, piony i gałęzki grzejnikowe w bruzdach. Na przejściach przewodów przez ściany i stropy przewidziano tunele ochronne.

3.2. Wentylacja

W projektowanym budynku wentylację pomieszczeń takich jak: łazienki, kuchnia, kotłownia, pralnia, spiżarnia zaprojektowano jako grawitacyjną, za pomocą przewodów wentylacyjnych o typowych wymiarach 140 x 140 mm oraz 100 x 160 mm, wyprowadzonych osobno z każdego z wyżej wymienionego pomieszczenia i zgrupowanych w trzech węzłach kominowych. W pomieszczeniach o podwyższonej wilgotności (łazienki, pralnia, siłownia) zaprojektowano drzwi z otworami nawiewowymi.

3.3. Instalacja gazowa

Zaprojektowano poprowadzenie instalacji gazowej w budynku od przyłącza do urządzenia gazowego zamontowanego w budynku (do kotła c.o.). Gazomierz będzie zamontowany w skrzynce naściennej na zewnętrznej ścianie budynku. Zaprojektowano instalację gazową z rur miedzianych połączonych twardym lutem, prowadzoną po wierzchu ścian, stosując mocowanie uchwytyami dystansowymi. Przy przejściach przewodów przez ściany przewidziano tunele ochronne. Przed kotłem gazowym i gazomierzem w miejscu łatwo dostępnym przewidziano zamontowanie kurka odcinającego (zawór kulowy).

3.4. Instalacja wodno – kanalizacyjna

Przewidziano, że budynek zaopatrywany będzie w wodę z miejskiej sieci wodociągowej. Przyłącze do budynku zaprojektowano o średnicy $\phi 25$ mm. W kotłowni przewidziano zainstalowanie wodomierza skrzydełkowego o przepustowości $Q_z = 5$ m³/h. Instalację wodociągową zaprojektowano z rur i kształtek Poli Propylenowych (PE-RT) Tigris ALUPEX, prowadzonych w ścianach w specjalnych osłonach termoizolacyjnych.

Wewnętrzną instalację kanalizacyjną zaprojektowano z rur i kształtek Poli Propylenowych (PE-RT) Tigris ALUPEX. Odprowadzenie ścieków sanitarnych z budynku do sieci kanalizacyjnej zostanie wykonane z rury PCW o średnicy $\phi 160$ mm. Zaprojektowano spadek przewodów poziomych minimum 2% oraz zabezpieczono je przed uszkodzeniami mechanicznymi i przemarzaniem. Piony kanalizacyjne przewidziano wyprowadzić ponad dach i zakończyć rurami wywiewnymi.

3.5. Instalacja elektryczna

W budynku zaprojektowano:

- Tablicę bezpiecznikową
- Instalację siły 400/230V
- Instalację oświetleniową i gniazd wtykowych 230V
- Instalację telewizyjną
- Instalację odgromową

Zasilanie w energię elektryczną zostanie doprowadzone do budynku z linii kablowej znajdującej się na ulicy. Tablicę główną zaprojektowano w wiatrołapie. Z tablicy głównej przewidziano zasilac obwodowy piwnicy, parteru i poddasza. Zaprojektowano następujące obwody siły 400/230V: gniazdo w kuchni pod kuchenkę elektryczną i piekarnik. Zaprojektowano przewody 5 – żyłowe. Przewody elektryczne oświetlenia i gniazd wtykowych zaprojektowano w bruzdach w rurach PCW pod warstwą tynku i ewentualnymi innymi rodzajami okładzin. Zaprojektowano gniazdka podwójne z bolcem umieszczone 300 mm nad podłogą w pokojach i korytarzach oraz 1100 mm w pozostałych pomieszczeniach. W sali dla dzieci przewidziano specjalne zabezpieczenie gniazdek osłonami przeciwdostępowymi. Puszki instalacyjne oraz oprawy oświetleniowe w łazienkach zaprojektowano na wysokości minimum 2250 mm od podłogi. Dla oświetlenia zaprojektowano przewody typu YDYp 2 x 1,5 (3 x 1,5), dla gniazd wtykowych bez bolca ochronnego i YDYp 2 x 1,5 i YDY 3 x 1,5 dla gniazd z bolcem ochronnym.

Na potrzeby instalacji telewizyjnej zaprojektowano w pomieszczeniach gniazda do telewizji naziemnej i satelitarnej. Przewidziano doprowadzenie do tych gniazd osobnych przewodów, w tym przewodu antenowego koncentrycznego do TV oraz przewodu koncentrycznego do telewizji satelitarnej. Liczbę gniazd oraz ich usytuowanie ustalono z inwestorem.

Instalację odgromową budynku zaprojektowano z pręta ocynkowanego 8 mm, a następnie połączono na wysokości 500 mm nad ziemią z taśmą bednarką 30 x 4 mm ułożoną w ziemi na

głębokości 800 mm. Do uziomu przewidziano przyłączenie przewodu neutralnego złącza kablowego.

4. Podstawa obliczeń

4.1. Wykaz norm

1. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego Dz.U. nr 120 z dnia 3 lipca 2003r., poz. 1133 z późniejszymi zmianami (ostatnia zmiana Dz.U. 201 z dnia 6 listopada 2008r. poz. 1239)
2. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz. U. nr 75 z dnia 15 czerwca 2002r., poz. 690, z późniejszymi zmianami(ostatnia zmiana Dz. U. nr 56 z dnia 12 marca 2009r. poz. 416)
3. PN-ISO 9836:1997. Właściwości użytkowe w budownictwie. Określanie i obliczanie wskaźników powierzchniowych i kubaturowych
4. PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji
5. PN-EN 1991-1-1 Oddziaływania na konstrukcje
Część 1-1: Oddziaływania ogólne - Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
6. PN-EN 1991-1-3 Oddziaływania na konstrukcje.
Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem
7. PN-EN 1991-1-4 Oddziaływania na konstrukcje
Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływanie wiatru
8. PN-EN 1992-1-1 Projektowanie konstrukcji z betonu
Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
9. PN-EN 1995-1-1 Projektowanie konstrukcji drewnianych
Część 1-1: Postanowienia ogólne - Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków
10. PN-EN 1995-1-2 Projektowanie konstrukcji drewnianych
Część 1-2: Postanowienia ogólne - Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe
11. PN-EN 1996-1-1 Projektowanie konstrukcji murowych
Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych
12. PN-EN 1996-1-2 Projektowanie konstrukcji murowych
Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie konstrukcji na wypadek pożaru
13. PN-EN 1996-2 Projektowanie konstrukcji murowych
Część 2: Uwarunkowania projektowe dobór materiałów i wykonawstwo konstrukcji murowych
14. PN-EN 1996-3 Projektowanie konstrukcji murowych
Część 3: Uproszczone metody obliczania niezbrojonych konstrukcji murowych
15. PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadownienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
16. PN-70/B-02365 Powierzchnia budynków. Podział, określenia i zasady obmiaru.
17. Rozporządzenie Ministra Edukacji Narodowej z dnia 10 stycznia 2008 w sprawie rodzajów innych form wychowania przedszkolnego, warunków tworzenia i organizowania tych form oraz sposobu ich działania – dz. U. Nr 7 poz. 38 z późn. zm.
18. Rozporządzenie Ministra Edukacji Narodowej i Sportu z dnia 31 grudnia 2002 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny w publicznych i niepublicznych szkołach i placówkach - Dz. U. z 2003r. Nr 6 poz. 69

4.2. Wykaz literatury

19. Hoła J., Pietraszek P., Schabowicz K., *Obliczanie konstrukcji budynków wznoszonych tradycyjnie*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2009

20. Gorzelańczyk T., Schabowicz K., *Materiały do ćwiczeń projektowych z budownictwa ogólnego*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2009
21. Abramowicz M., *Poradnik majstra budowlanego*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1979r
22. Neufert E., *Podręcznik projektowania architektoniczno – budowlanego*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1995r
23. Praca zbiorowa pod kierunkiem Stefańczyka B., *Budownictwo ogólne T.1 Materiały i wyroby budowlane*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2005r

4.3. Wykaz programów obliczeniowych

1. RM-Win 4.21, analiza statyczna płaskich konstrukcji
2. AutoCAD 2008 PL

OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE

5. Więżba dachowa

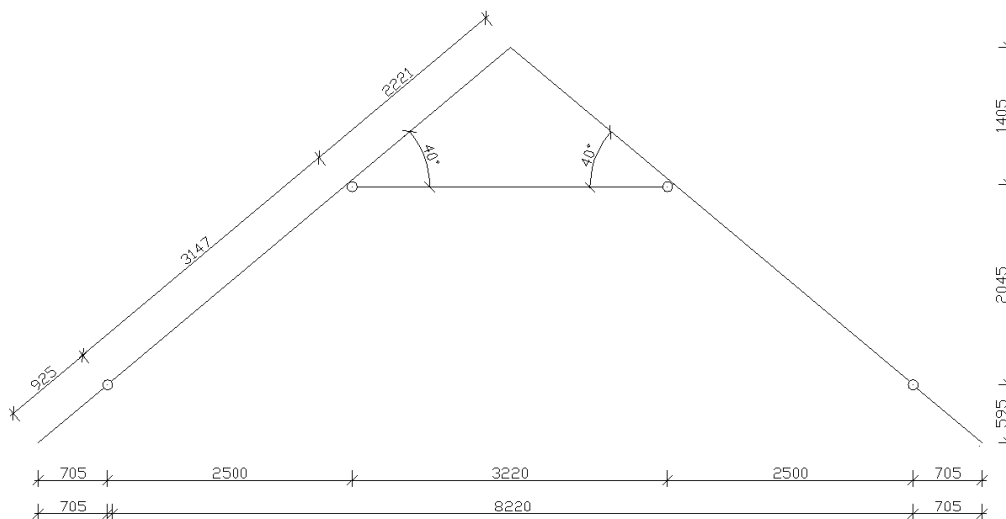
5.1. Założenia obliczeniowe

- wszystkie schematy oraz obliczenia statyczne wykonano w programie RM-WIN 4.2.1.
- konstrukcja dachu: jętkowa
- rozstaw krokwi: 0,90m
- nachylenie połaci dachowej: $\alpha = 40^\circ$
- pominięto wpływ wiatru na wystającą część dachu
- pokrycie dachu: Braas – Dachówka Grecka Lumino, rozstaw łąt $a=34\text{cm}$
- lokalizacja budynku: Jelenia Góra 347m n.p.m.
- obciążenie śniegiem: strefa I (PN-EN 1991-1-3)
- obciążenie wiatrem: strefa III (PN-EN 1991-1-4)

Więżba będzie wykonana z drewna odpowiadającego klasie sortowniczej KG (KW, KS, KG), co odpowiada klasie wytrzymałościowej C22 (dla tarcicy grubości $\geq 38\text{mm}$).

Właściwości drewna sosnowego:

- ciężar objętościowy: $\gamma = 4,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- wytrzymałość na zginanie: $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$
- wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien: $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$
- wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien: $f_{c,90,k} = 2,4 \text{ MPa}$
- średni moduł sprężystości wzdłuż włókien: $E_m = 10 \text{ GPa}$



Rysunek 1: Geometria więzary jętkowego

5.2. Obliczenie łąty

Przyjęto do obliczeń łąty z drewna sosnowego o wymiarach 45x63 mm, o polu przekroju $A = 0,002835 \text{ m}^2$.

UWAGA

Na podstawie PN-EN 338:2009 – wycofana (18.01.2011)

PN-EN 338. Drewno konstrukcyjne. Klasy wytrzymałości

		Gatunki iglaste												Gatunki liściaste							
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Właściwości wytrzymałościowe (w N/mm ²)																					
Zginanie	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Rozciąganie wzdłuż włókien	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Rozciąganie w poprzek włókien	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Ściskanie wzdłuż włókien	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Ściskanie w poprzek włókien	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Ścinanie	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Właściwości sprężyste (w kN/mm ²)																					
Średni moduł sprężystości wzdłuż włókien	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
5 % kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Średni moduł sprężystości w poprzek włókien	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Średni moduł odkształcenia postaciowego	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Gęstość (w kg/m ³)																					
Gęstość charakterystyczna	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900
Średnia gęstość	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080

UWAGI:

1. Podane wyżej wartości wytrzymałości na rozciąganie, ściskanie, ścinanie, 5 % kwantylu modułu sprężystości, średniego modułu sprężystości oraz średniego modułu odkształcenia postaciowego zostały obliczone z zastosowaniem wzorów podanych w załączniku A.
2. Właściwości zamieszczone w tablicy są określone dla wilgotności drewna odpowiadającej temperaturze 20 °C i wilgotności powietrza 65 %.
3. Zachodzi możliwość ograniczonej dostępności drewna klas C45 i C50.
4. Wartości wytrzymałości na ścinanie odnoszą się do drewna bez spękań, wg EN 408. Wpływ spękań należy uwzględnić w zasadach projektowania.

Tabela 3.3. Wymiary poprzeczne desek, bali i łat z drewna iglastego, na podstawie PN-75/D-96000 [58]

Asortyment	Grubość [mm]	Szerokość [mm]
Deski	19	75, 100, 115, 125, 140, 150, 160, 175, 200, 225, 250
	22	
	25	
	28	
	32	
	38	
Bale	45	100, 115, 125, 140, 150, 160, 175, 200, 225, 250
	50	
	63	
	75	
Łaty	100	140, 150, 160, 175, 200, 225, 250
	38	150, 160, 175, 200, 225, 250
	45	200, 225, 250
	50	38, 45, 50, 63
	63	45, 50, 63
75	50, 63, 75	
		100, 125
		100, 125, 140

Tabela 3.4. Wymiary poprzeczne krawędziaków i belek z drewna iglastego, na podstawie PN-75/D-96000 [58]

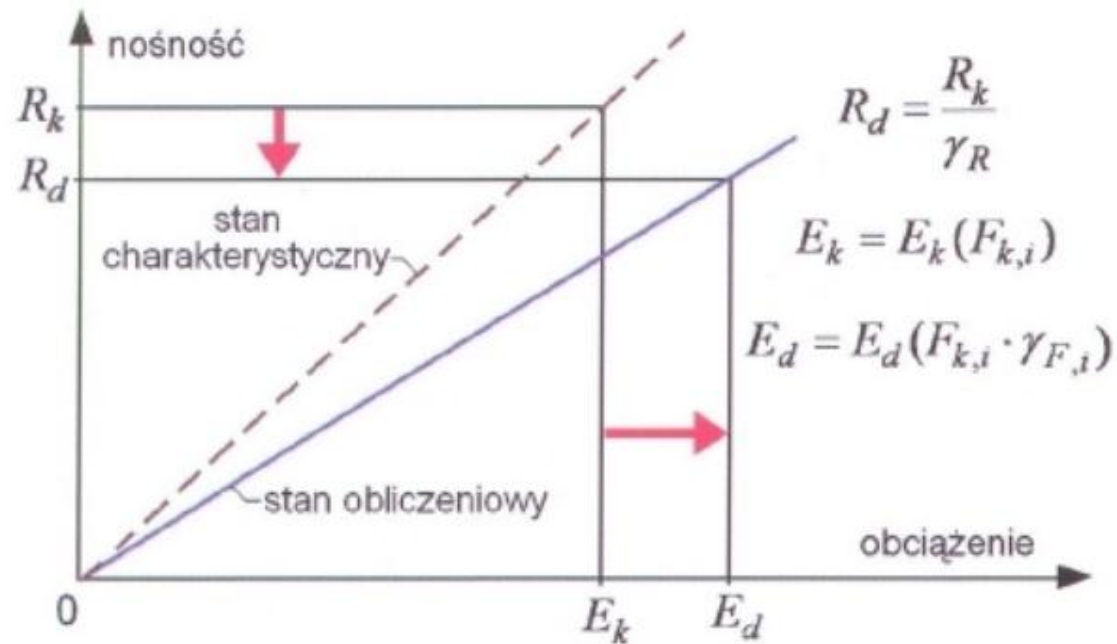
Asortyment	Grubość [mm]	Szerokość [mm]
Krawędziaki	100	100
	125	125,140,150,160,175
	150	125,140,150,160,175
	175	125,140,150,160,175
Belki	200	200, 225, 250, 275
	250	200, 225, 250, 275

Tabela 3.5. Najczęściej stosowane wymiary poprzeczne drewnianych elementów konstrukcji dachowych

Element	Wymiary poprzeczne [mm]
Krokwie, jętki	50 × 100 do 100 × 200
Płatwie	100 × 150 do 200 × 200
Słupki	100 × 100 do 125 × 200
Miecze	75 × 100 do 75 × 125
Kleszcze	38 × 125 do 75 × 140
Murlaty	100 × 100 do 150 × 150
Wiatrownice	38 × 100 ÷ 125 lub z taśm stalowych

IDEA

$$\frac{E_d}{R_d} = \frac{E_d(F_{k,i} \gamma_{F,i})}{R_d \left(\frac{R_k}{\gamma_R} \right)} \leq 1. \quad (2.2)$$



Rys. 2.1. Schemat analizy bezpieczeństwa w metodzie stanów granicznych.

5.2.1. Obciążenia

5.2.1.1. Obciążenia stałe

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m]
Ciężar własny łąty $0,002835 \cdot 4,1$	0,012	1,35	0,016
Ciężar pokrycia dachowego $0,045$ (waga jednej dachówki) $\cdot 10$ (ilość dachówek na m^2) $\cdot 0,34$ (rozstaw łąt)	0,153	1,35	0,207
RAZEM	0,165		0,223

Tabela 4: Zestawienie obciążeń stałych g

Na podstawie PN-EN 1990:

$$E_d = \gamma_{sd} E \left\{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Trwałe i przejściowe sytuacje obliczeniowe	Oddziaływania stałe		Wiodące oddziaływanie zmienne (*)	Towarzyszące oddziaływania zmienne	
	niekorzystne	korzystne		główne (jeżeli takie występują)	pozostałe
(Wzór 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Oddziaływaniami zmiennymi są te, które uwzględniono w tablicy A1.1

UWAGA 1 Wartości γ mogą być podane w załączniku krajowym.

Wartości zalecane podano poniżej:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ jeżeli niekorzystne (0 jeżeli korzystne)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ jeżeli niekorzystne (0 jeżeli korzystne)}$$

UWAGA 2 W przypadku, kiedy sprawdzenie równowagi statycznej uwzględnia także nośność elementów konstrukcji, można – jeżeli pozwala na to załącznik krajowy – zamiast dwukrotnego sprawdzenia korzystając z tablicy A1.2(A) i A1.2(B) – dokonać sprawdzenia jednokrotnego, posługując się tablicą A1.2(A) z podanym niżej zestawem wartości zalecanych.

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,15$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ jeżeli niekorzystne (0 jeżeli korzystne)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ jeżeli niekorzystne (0 jeżeli korzystne)}$$

Wartości zalecane mogą być zmienione w załączniku krajowym pod warunkiem, że przyjmując $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$ tak dla korzystnej jak i niekorzystnej części oddziaływań stałych, nie otrzymuje się mniej niekorzystnego efektu.

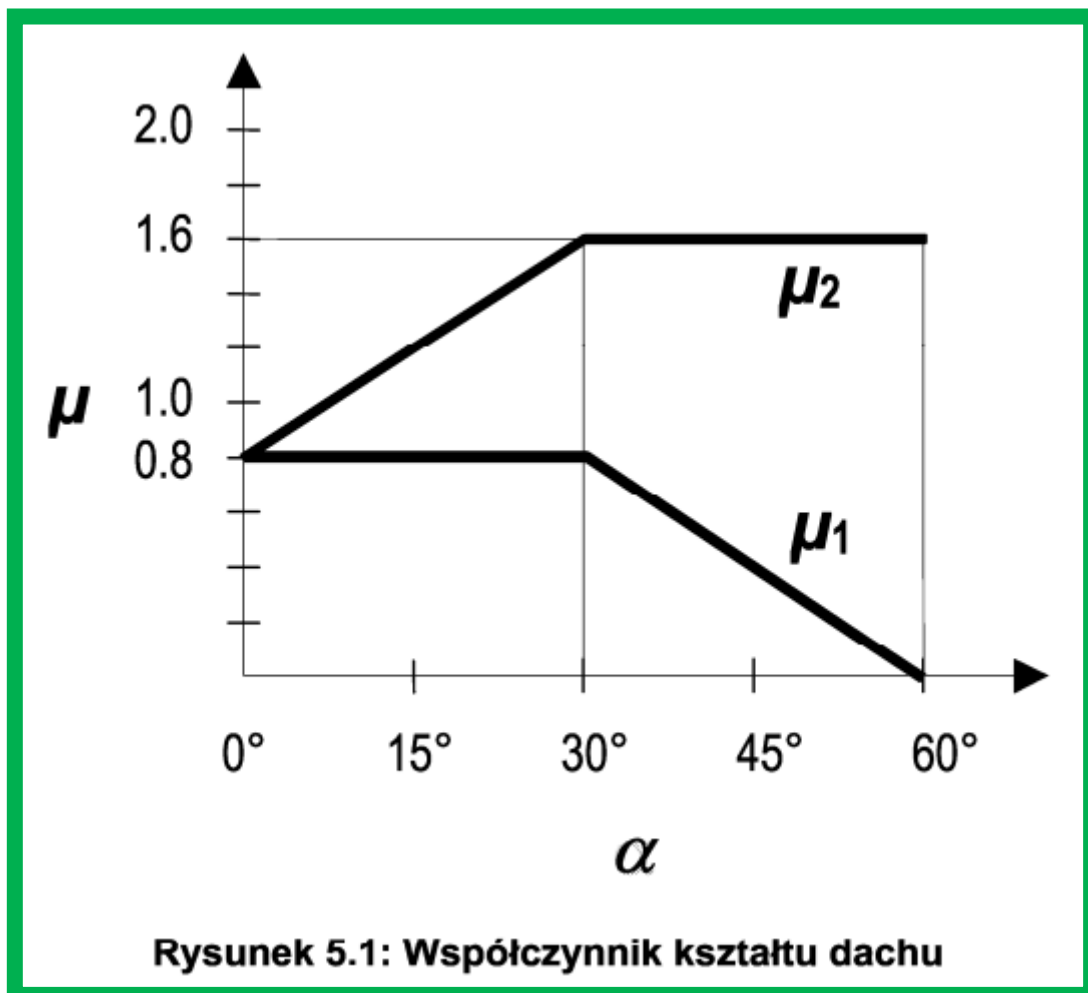
5.2.1.2. Obciążenie zmienne: śnieg

Na podstawie PN-EN 1991-1-3 wartość obciążenia śniegiem dachów obliczono ze wzoru:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

μ_i – współczynnik kształtu dachu, który dla kąta spadku dachu $\alpha = 40^\circ$, wynosi

$$\mu_i = 0,8 \cdot (60 - \alpha)/30 = 0,8 \cdot (60 - 40)/30 = 0,53$$



Tablica 5.2: Współczynniki kształtu dachu

Kąt spadku dachu α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

C_e – współczynnik ekspozycji, który dla terenu normalnego, na którym nie występuje znaczące przenoszenie śniegu przez wiatr na budowlę wynosi $C_e = 1,0$

Tablica 5.1 Zalecane wartości C_e dla różnych warunków terenowych

Teren	C_e
Wystawiony na działanie wiatru ^a	0,8
Normalny ^b	1,0
Osłonięty od wiatru ^c	1,2

^a *Teren wystawiony na działanie wiatru:* płaskie obszary bez przeszkód, otwarte ze wszystkich stron, bez osłon lub z niewielkimi osłonami uformowanymi przez teren, wyższe budowle lub drzewa.

^b *Teren normalny:* obszary, na których nie występuje znaczące przenoszenie śniegu przez wiatr na budowle z powodu ukształtowania terenu, innych budowli lub drzew.

^c *Teren osłonięty:* obszary, na których rozpatrywana budowla jest znacznie niższa niż otaczający teren albo otoczona wysokimi drzewami lub wyższymi budowlami.

C_t – współczynnik termiczny, który należy przyjąć równy $C_t = 1,0$

(8) Współczynnik termiczny C_t powinien być stosowany do oceny zmniejszenia obciążenia śniegiem dachów o wysokim współczynniku przenikania ciepła ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), w szczególności niektórych dachów krytych szkłem, z powodu topienia śniegu przez uchodzące ciepło.

Dla wszystkich innych przypadków:

$$C_t = 1,0$$

s_k – wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu, dla strefy I:

$$s_k = 0,007 \cdot A - 1,4; s_k \geq 0,7$$

A – wysokość nad poziomem morza, dla Jeleniej Góry wynosi $A=347\text{m}$ n.p.m.

$$s_k = 0,007 \cdot A - 1,4 = 0,007 \cdot 347 - 1,4 = 1,029 > 0,7 \text{ zatem: } s_k = 1,029 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

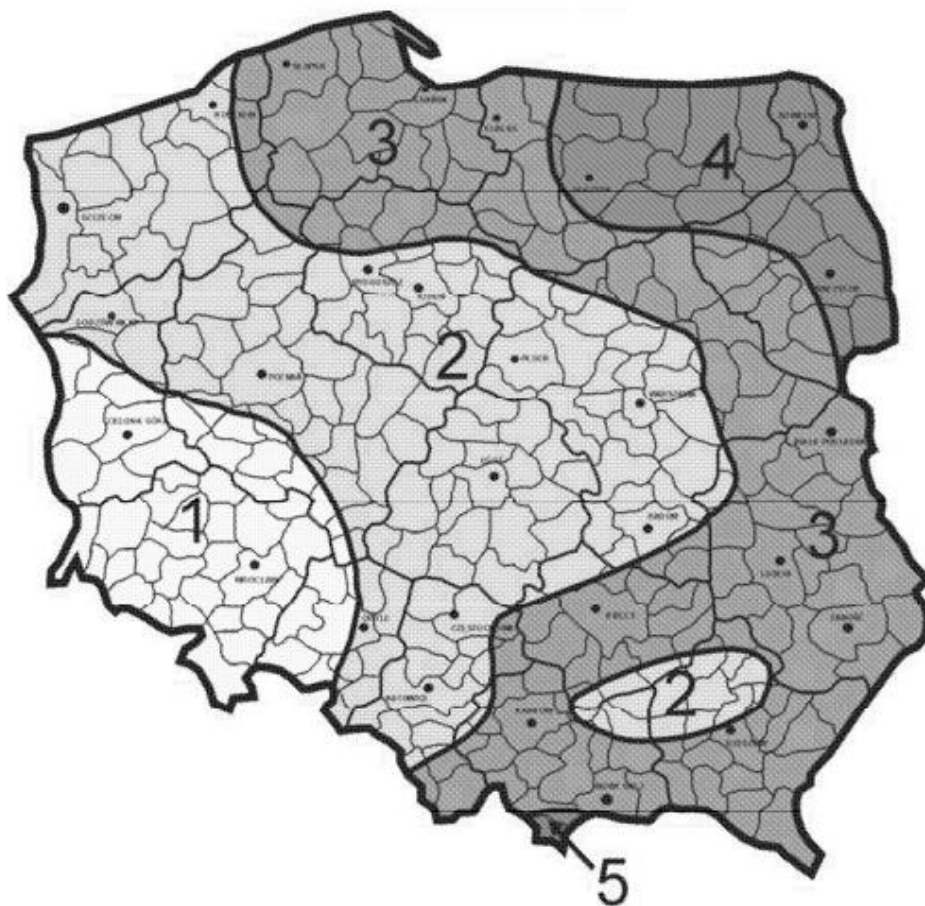
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,53 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,029 = 0,545 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Wartość charakterystyczna dla obciążenia śniegiem rozłożonego dla szerokości rozstawu łąt:

$$q_{k,s} = s \cdot a = 0,545 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,34\text{m} = 0,185 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wartość obliczeniowa dla obciążenia śniegiem rozłożonego dla szerokości rozstawu łąt:

$$q_{d,s} = q_{k,1} \cdot \gamma_f = 0,185 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,5 = 0,278 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



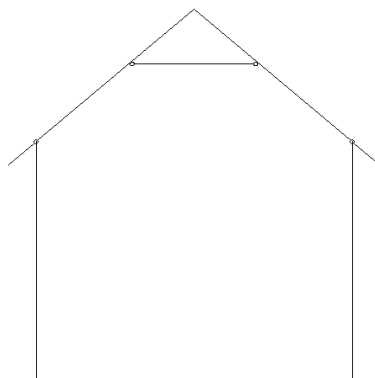
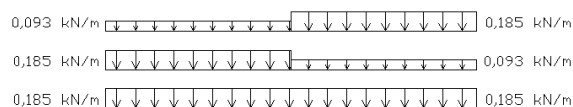
Rysunek NB.1– Podział Polski na strefy obciążenia śniegiem gruntu

Tablica NB.1 – Wartości charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu w Polsce

Strefa	$s_k, \text{kN/m}^2$
1	$0,007A - 1,4; \quad s_k \geq 0,70$
2	0,9
3	$0,006A - 0,6; \quad s_k \geq 1,2$
4	1,6
5	$0,93\exp(0,00134A); \quad s_k \geq 2,0$

UWAGA: A = Wysokość nad poziomem morza (m)

Występują trzy przypadki obciążenia śniegiem dachu:



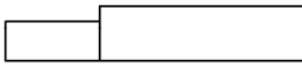
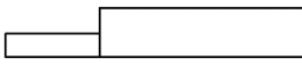
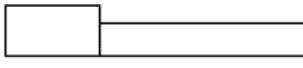
Rysunek 2: Trzy przypadki obciążenia śniegiem dachu (dla obciążenia charakterystycznego)

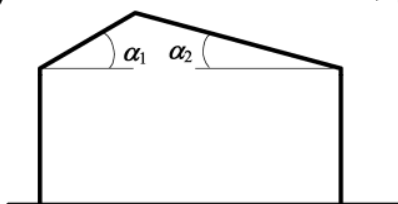
5.3.3. Dachy dwupołaciowe

(1) Współczynniki kształtu dachu, które należy stosować do dachów dwupołaciowych, są podane na rysunku 5.3, przy czym współczynnik μ_1 jest podany w tabelicy 5.2 i przedstawiony na rysunku 5.1.

(2) Wartości podane w tabelicy 5.2 stosuje się wówczas, gdy nie ma zabezpieczeń przed zsunięciem się śniegu z dachu. Jeżeli na dachu są barierki przeciwśnieżne lub inne przeszkody, albo jeżeli dolna krawędź dachu jest zakończona atyką, to wówczas współczynnik kształtu dachu nie powinien być mniejszy niż 0,8.

Przypadek

- (i) $\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$
- (ii) $0,5\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$
- (iii) $\mu_1(\alpha_1)$  $0,5\mu_1(\alpha_2)$



Rysunek 5.3: Współczynniki kształtu dachu – dachy dwupołaciowe

5.2.1.3. Obciążenie zmienne: wiatr

Na podstawie PN-EN 1991-1-4 wartość obciążenia wiatrem powierzchni zewnętrznych oblicza się ze wzoru:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

natomiast obciążenia powierzchni wewnętrznych ze wzoru:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

$q_p(z_e)$, $q_p(z_i)$ – wartość szczytowa ciśnienia prędkości

z_e – wysokość odniesienia dla ciśnienia zewnętrznego

z_i – wysokość odniesienia dla ciśnienia wewnętrznego

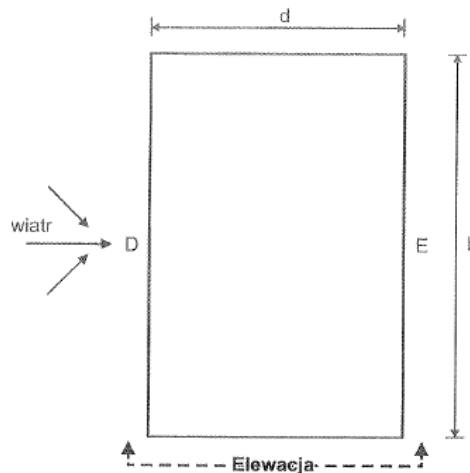
c_{pe} – współczynnik ciśnienia zewnętrznego

c_{pi} – współczynnik ciśnienia wewnętrznego

Przyjęto, że nie ma dominujących otworów w przegrodach zewnętrznych. Zatem w obu przypadkach wysokość odniesienia jest taka sama, równa wysokości całkowitej budynku

$$z_e = z_i = h = 8,17m$$

Przypadek I: wiatr wieje na dłuższą krawędź budynku ($\theta = 0^\circ$):



Rysunek 3: Przypadek I

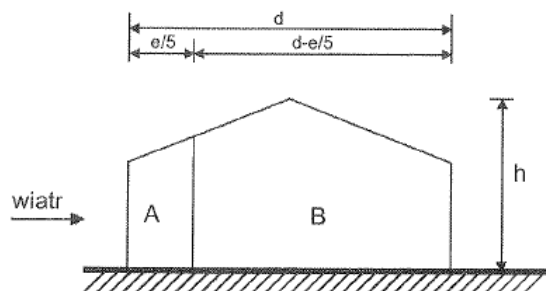
$$e = \min(b; 2h) = \min(17,99; 16,34) = 16,34m$$

$$d = 8,49m$$

$$e = 16,34m > d = 8,49m$$

$$\frac{e}{5} = 3,27m$$

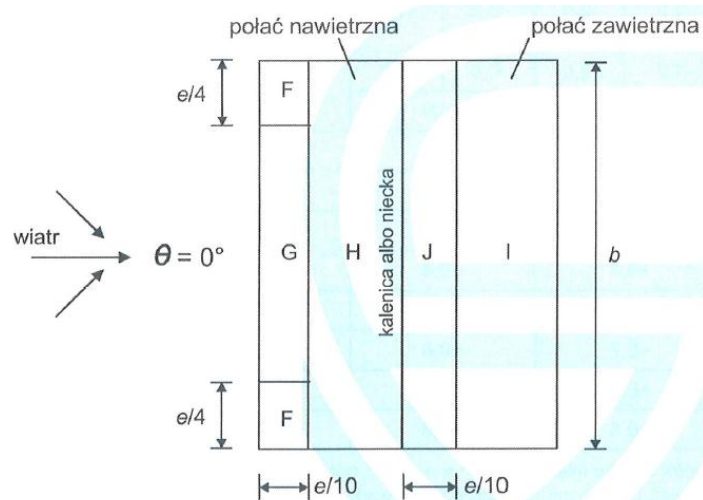
$$d - \frac{e}{5} = 8,49 - 3,27 = 5,22m$$



Rysunek 4: Wymiary dla ścian dla przypadku I

$$\frac{e}{4} = 4,08m$$

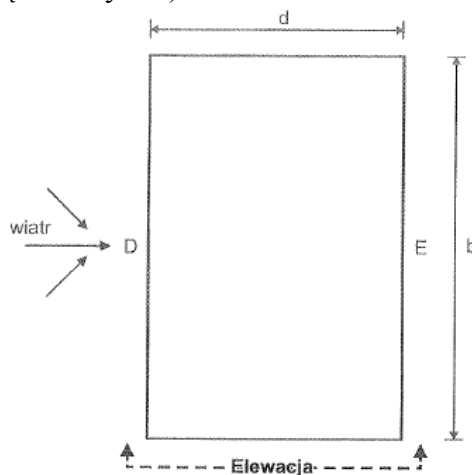
$$\frac{e}{10} = 1,63m$$



Rysunek 5: Wymiary dla połaci dachowej dla przypadku I

Przypadek II: wiatr wieje na krótszą krawędź budynku ($\theta = 90^\circ$):

(UWAGA: b – krótsza krawędź budynku)



Rysunek 6: Przypadek II

$$e = \min(b; 2h) = \min(8,49; 16,34) = 8,49m$$

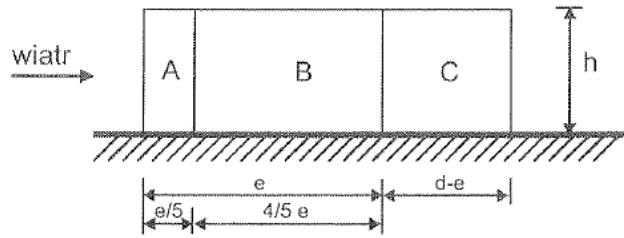
$$d = 17,99m$$

$$e = 8,49m < d = 17,99m$$

$$\frac{e}{5} = 1,70m$$

$$d - e = 17,99 - 8,49 = 9,50m$$

$$\frac{4}{5} \cdot e = \frac{4}{5} \cdot 8,49 = 6,79m$$

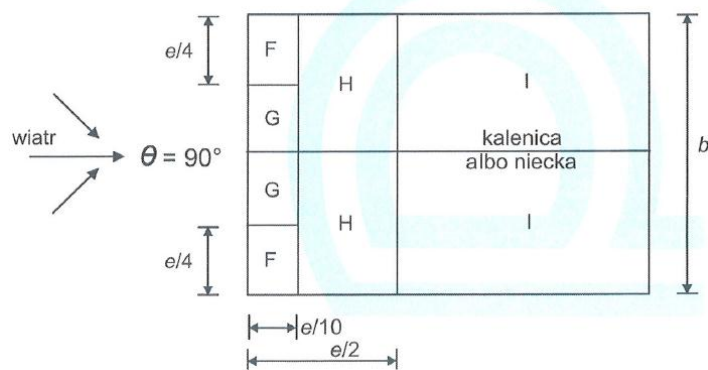


Rysunek 7: Wymiary dla ścian dla przypadku II

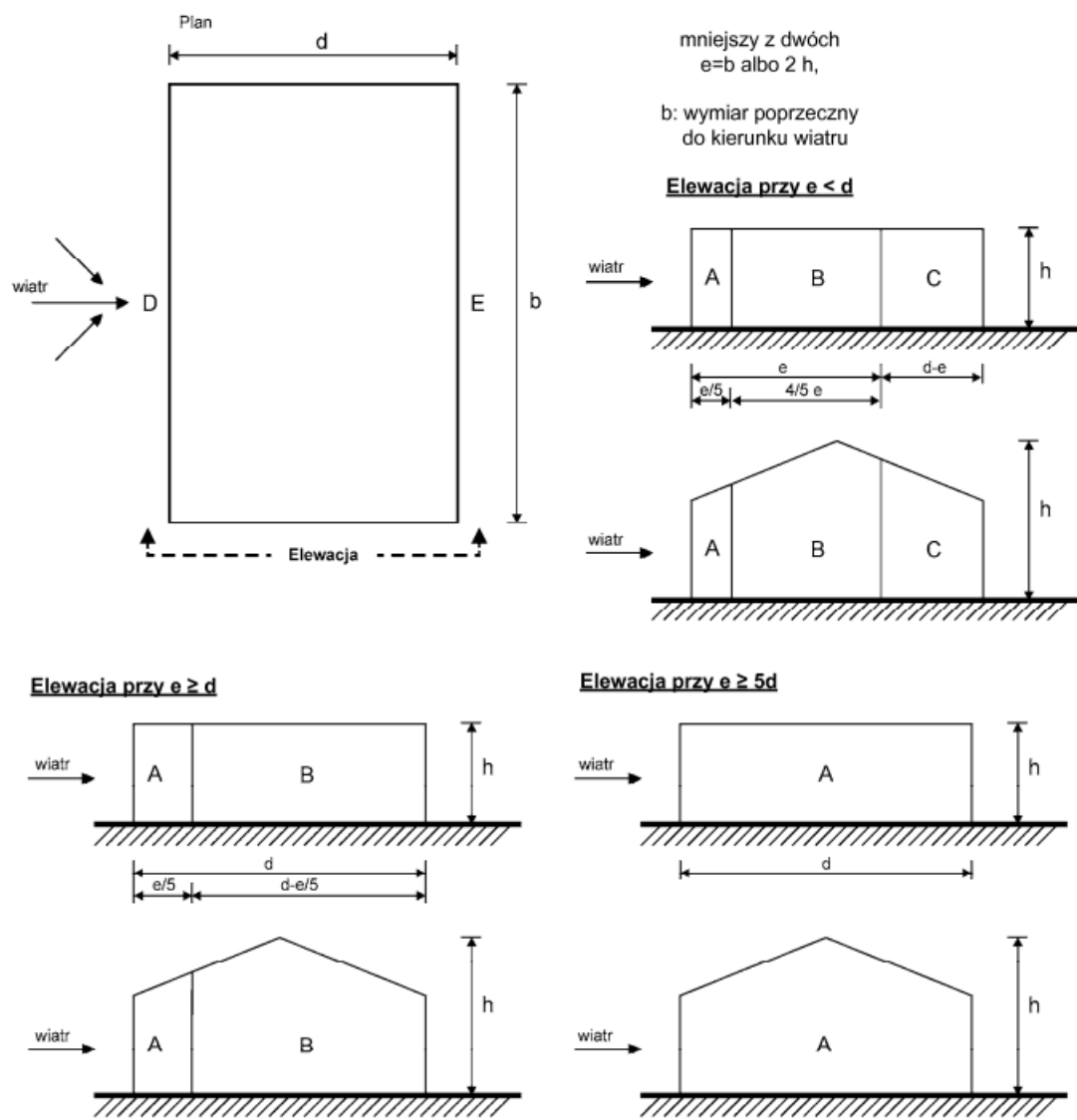
$$\frac{e}{4} = 2,12m$$

$$\frac{e}{10} = 0,85m$$

$$\frac{e}{2} = 4,24m$$

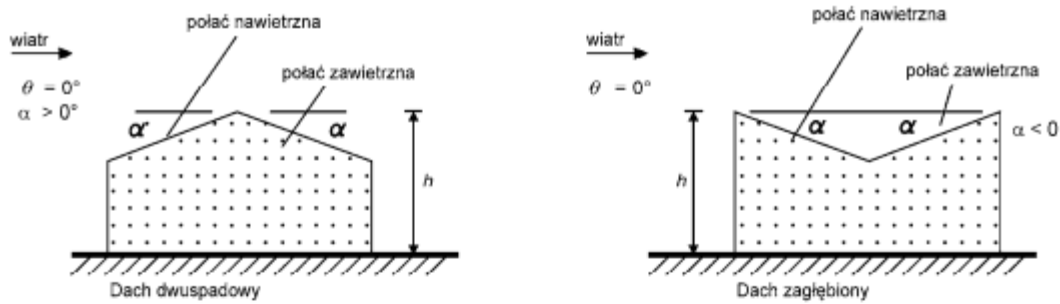


Rysunek 8: Wymiary dla połaci dachowej dla przypadku II

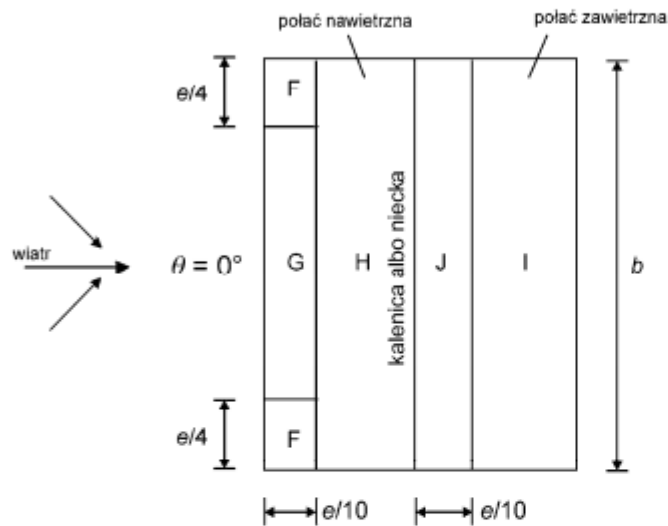


Rysunek 7.5 – Oznaczenia ścian pionowych

UWAGA 1 Wartości $c_{pe,10}$ i $c_{pe,1}$ mogą być podane w Załączniku krajowym. Wartości zalecane podano w Tabelicy 7.1, w zależności od stosunku h/d . Można zastosować interpolację liniową dla pośrednich wartości h/d . Wartości podane w Tabelicy 7.1 stosuje się również do ścian budynków o dachach nachylnych, takich jak jedno – lub dwuspadowe.



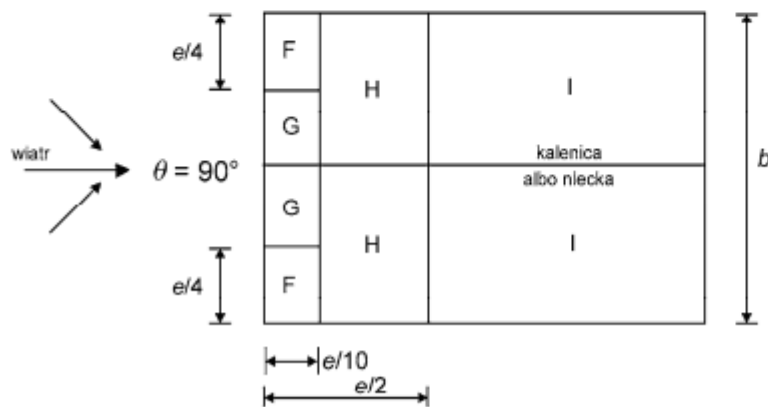
(a) widok z boku



(b) kierunek wiatru $\theta = 0^\circ$

mniejszy z dwóch
 $e = b$ albo $2h$

b : wymiar poprzeczny
do kierunku wiatru



(c) kierunek wiatru $\theta = 90^\circ$

Rysunek 7.8 – Oznaczenia dachów dwuspadowych

Wyznaczenie wartości bazowej prędkości wiatru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Według PN-EN 1991-1-4 [4] zalecana wartość $c_{dir} \cdot c_{season} = 1,0$

Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru dla strefy III:

$$v_{b,0} = 22 \cdot [1 + 0,0006(a - 300)] = 22 \cdot [1 + 0,0006(347 - 300)] = 22,62 \frac{m}{s}$$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 22,62 \frac{m}{s} = 22,62 \frac{m}{s}$$

UWAGA 2 Wartości współczynnika kierunkowego, c_{dir} , dla różnych kierunków wiatru mogą się znajdować w Załączniku krajowym. Wartością zalecaną jest 1,0.

UWAGA 3 Wartości współczynnika sezonowego, c_{season} , mogą być podane w Załączniku krajowym. Wartością zalecaną jest 1,0.

Tablica NA.1 – Wartości podstawowe bazowej prędkości wiatru i ciśnienia prędkości wiatru w strefach

Strefa	$v_{b,0}$ (m/s)	$v_{b,0}$ (m/s)	$q_{b,0}$ (kN/m ²)	$q_{b,0}$ (kN/m ²)
	$A \leq 300$ m	$A > 300$ m	$A \leq 300$ m	$A > 300$ m
1	22	$22 \cdot [1 + 0,0006 (A - 300)]$	0,30	$0,30 \cdot [1 + 0,0006(A - 300)]^2$
2	26	26	0,42	0,42
3	22	$22 \cdot [1 + 0,0006 (A - 300)]$	0,30	$0,30 \cdot [1 + 0,0006(A - 300)]^2 \cdot \left[\frac{20000 - A}{20000 + A} \right]$

UWAGA: A – wysokość nad poziomem morza (m)

NA.5 Postanowienia dotyczące 4.3.1 (1), UWAGA 2

Mapa podziału kraju na strefy wartości podstawowej bazowej prędkości wiatru jest podana na Rysunku NA.1. Na granicach stref 1 i 2, w pasach o szerokości 10 km po obu stronach granicy, można stosować wartość średnią z obu stref.



Rysunek NA.1 – Podział Polski na strefy obciążenia wiatrem

Wyznaczenie wartości współczynnika ekspozycji:

Dla III kategorii terenu i wysokości $z = 8,17\text{m}$

$$C_e(z) = 1,9 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,26} = 1,9 \cdot \left(\frac{8,17}{10}\right)^{0,26} = 1,79$$

Kategoria terenu	$c_r(z)$	$c_e(z)$	z_{\min} , m	z_{\max} , m
0	$1,3 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,11}$	$3,0 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,17}$	1	200
I	$1,2 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,13}$	$2,8 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,19}$	1	200
II	$1,0 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,17}$	$2,3 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24}$	2	300
III	$0,8 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,19}$	$1,9 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,26}$	5	400
IV	$0,6 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24}$	$1,5 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,29}$	10	500

UWAGA: $c_r(z)$ i $c_e(z)$ dla wysokości $z > z_{\max}$ należy przyjmować jak dla z_{\max} .

Wyznaczenie wartości bazowego ciśnienia prędkości wiatru:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (22,62 \text{ m/s})^2 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

Wyznaczenie wartości szczytowego ciśnienia prędkości:

$$q_p(8,17) = q_b \cdot C_e(z) = 0,32 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,79 = 0,573 \text{ kN/m}^2$$

Przypadek I: wiatr wieje na dłuższą krawędź budynku ($\theta = 0^\circ$):

$$\frac{h}{d} = \frac{8,17}{8,49} = 0,96 \approx 1$$

$$q_p(8,17) = 0,573 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 40^\circ$$

(UWAGA: $w_{\text{net},i}$ oznacza sumę ciśnień na ścianę w budynku: $w_e + w_i$)

Wielkość	Pole ściany			
	A	B	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	0,8	-0,5
$c_{pe,1}$	-1,4	-1,1	1,0	-0,5
$w_{e,10}$	-0,688	-0,458	0,458	-0,287
$w_{e,1}$	-0,802	-0,630	0,573	-0,287
$w_i(c_{pi}=0,2)$	0,115		-	0,115
$w_i(c_{pi}=-0,3)$	-	-	-0,172	-
$w_{\text{net},10}$	-0,803	-0,573	0,630	-0,402
$w_{\text{net},1}$	-0,917	-0,745	0,745	-0,402

Tabela 5: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni ścian

Tablica 7.1 – Zalecane wartości współczynnika ciśnienia zewnętrznego dla ścian pionowych budynków na rzucie prostokąta

Pole	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Wielkość	Pole dachu				
	F	G	H	I	J
$c_{pe,10}$	-0,167	-0,167	-0,067	-0,267	-0,367
	0,700	0,700	0,533	0,000	0,000
$c_{pe,1}$	-1,0	-1,0	-0,067	-0,267	-0,367
	0,7	0,7	0,533	0,000	0,000
$w_{e,10}$	-0,096	-0,096	-0,038	-0,153	-0,210
	0,401	0,401	0,306	0,000	0,000
$w_{e,1}$	-0,573	-0,573	-0,038	-0,153	-0,210
	0,401	0,401	0,305	0,000	0,000
$w_i(c_{pi}=0,2)$	0,115				
$w_i(c_{pi}=-0,3)$	-0,172				
$w_{\text{net},10}$	-0,210	-0,210	-0,153	-0,267	-0,325
	0,573	0,573	0,478	0,172	0,172
$w_{\text{net},1}$	-0,688	-0,688	-0,153	-0,268	-0,325
	0,573	0,573	0,477	0,172	0,172

Tabela 6: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni połaci dachu

Tablica 7.4a – Współczynniki ciśnienia zewnętrznego dla dachów dwuspadowych

Kąt spadku α	Pole dla kierunku wiatru $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

UWAGA 1 Przy $\theta = 0^\circ$, w zakresie kątów spadku między $\alpha = -5^\circ$ a $\alpha = +45^\circ$, ciśnienie na połaci nawiętrznej zmienia się gwałtownie między wartościami dodatnimi a ujemnymi, dlatego podano wartości dodatnie i ujemne. Należy rozważyć cztery przypadki, w których największe albo najmniejsze wartości we wszystkich polach F, G i H występują łącznie z największymi albo najmniejszymi wartościami w polach I i J. Nie dopuszcza się jednoczesnego przyjmowania wartości dodatnich i ujemnych na tej samej połaci.

UWAGA 2 Dla pośrednich kątów spadku można stosować interpolację liniową między wartościami tego samego znaku. (Nie należy interpolować między $\alpha = +5^\circ$ a $\alpha = -5^\circ$, lecz zastosować dane dla płaskiego dachu podane w 7.2.3). Wartości równe 0,0 podano dla celów interpolacji.

Przypadek II: Wiatr wieje na krótszą krawędź budynku ($\theta = 90^\circ$):

$$\frac{h}{d} = \frac{8,17}{17,99} = 0,45$$

$$c_{dir} = 0,7 \Rightarrow q_p(8,17) = 0,281 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 40^\circ$$

(UWAGA: $w_{net,i}$ oznacza sumę ciśnień na ścianę w budynku: $w_e + w_i$)

Wielkość	Pole ściany				
	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,200	-0,800	-0,500	0,727	-0,353
$c_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,353
$w_{e,10}$	-0,337	-0,225	-0,141	0,204	-0,099
$w_{e,1}$	-0,393	-0,309	-0,141	0,281	-0,100
$w_i(c_{pi}=0,2)$	0,056			-	0,056
$w_i(c_{pi}=-0,3)$	-	-	-	-0,084	-
$w_{net,10}$	-0,393	-0,281	-0,197	0,288	-0,155
$w_{net,1}$	-0,449	-0,365	-0,197	0,365	-0,153

Tabela 7: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni ścian

Tablica 7.1 – Zalecane wartości współczynnika ciśnienia zewnętrznego dla ścian pionowych budynków na rzucie prostokąta

Pole	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
h/d										
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Wielkość	Pole dachu			
	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,100	-1,400	-0,889	-0,500
$c_{pe,1}$	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
$w_{e,10}$	-0,309	-0,393	-0,250	-0,141
$w_{e,1}$	-0,422	-0,562	-0,337	-0,141
$w_i(c_{pi}=0,2)$	0,056			
$w_{net,10}$	-0,365	-0,450	-0,306	-0,197
$w_{net,1}$	-0,478	-0,618	-0,393	-0,197

Tabela 8: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni połaci dachu

Tablica 7.4b – Współczynniki ciśnienia zewnętrznego dla dachów dwuspadowych

Kąt spadku α	Pole dla kierunku wiatru $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

UWAGA 2 Jeżeli w poszczególnym przypadku oszacowanie μ nie jest możliwe lub nie jest uważane za uzasadnione, wówczas należy przyjąć bardziej niekorzystną wartość c_{pi} z dwóch: +0,2 albo -0,3.

Maksymalne oddziaływanie wiatru na konstrukcję dachu wynosi:

- maksymalne (ujemne) ciśnienie netto (ssanie): $w_{net,min} = -0,688 \text{ kN/m}^2$
- maksymalne (dodatnie) ciśnienie netto (parcie): $w_{net,max} = 0,573 \text{ kN/m}^2$

Wartość charakterystyczna obciążenia wiatrem rozłożonego dla szerokości rozstawu łąt:

$$q_{k,w,max} = w_{net,max} \cdot a = 0,573 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,34\text{m} = 0,195 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,w,min} = w_{net,min} \cdot a = -0,688 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,34\text{m} = -0,234 \text{ kN/m}$$

Wartość obliczeniowa obciążenia wiatrem łąty rozłożonego dla szerokości rozstawu łąt:

$$q_{d,w,max} = q_{k,max} \cdot \gamma_f = 0,195 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 0,293 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,w,min} = q_{k,min} \cdot \gamma_f = -0,234 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = -0,351 \text{ kN/m}$$

5.2.1.4. Obciążenie zmienne: użytkowe

Na podstawie **PN-EN 1991-1-1** przyjęto wartości charakterystyczne obciążenia użytkowego:

$$q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2; Q_k = 1,0 \text{ kN}.$$

Wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego rozłożonego dla szerokości rozstawu łąt:

$$q_{k,u} = q_k \cdot a = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,34\text{m} = 0,136 \text{ kN/m}$$

Wartość obliczeniowa obciążenia użytkowego rozłożonego dla szerokości rozstawu łąt:

$$q_{d,u} = q_{k,u} \cdot \gamma_f = 0,136 \cdot 1,5 = 0,204 \text{ kN/m}$$

Wartość obliczeniowa skupionego obciążenia robotnikiem z narzędziami:

$$Q_d = Q_k \cdot \gamma_f = 1,0 \text{ kN} \cdot 1,5 = 1,5 \text{ kN}$$

Tablica 6.10 – Obciążenia użytkowe dachów kategorii H

Dachy	q_k	Q_k
Kategoria H	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
<p>UWAGA1 Wartości obciążenia q_k dachów kategorii H mogą być wybrane z zakresu od 0,00 kN/m² do 1,00 kN/m², a Q_k z zakresu od 0,9 kN do 1,5 kN.</p> <p>Jeśli podany jest zakres, wartości mogą być ustalane w załączniku krajowym. Wartościami zalecanymi są: $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$, $Q_k = 1,0 \text{ kN}$</p> <p>UWAGA 2 Wartości obciążenia q_k według załącznika krajowego mogą się zmieniać w zależności od pochylenia dachu.</p> <p>UWAGA 3 Można przyjąć, że obciążenie q_k jest przyłożone na powierzchni A, która może być podana w załączniku krajowym.</p> <p>UWAGA 4 Patrz także 3.3.2(1)</p>		

5.2.2. Zebranie obciążeń

Przyjęto:

- długość przęseł: $l_{eff} = 0,9\text{m}$
- dla $\alpha = 40^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 0,643$ oraz $\cos \alpha = 0,766$
- do kombinacji przyjęto obciążenie użytkowe $Q_k = 1,0 \text{ kN}$ (bardziej niekorzystne)

Składowe obciążenia wynoszą:

$$g_{\perp} = g \cdot \cos \alpha, g_{\parallel} = g \cdot \sin \alpha, q_{\xi,\perp} = q_{\xi} \cdot \cos^2 \alpha, q_{\xi,\parallel} = q_{\xi} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha,$$

$$q_{w,\perp} = q_w, q_{w,\parallel} = 0, Q_{\perp} = Q \cdot \cos \alpha, Q_{\parallel} = Q \cdot \sin \alpha$$

Tabela 9: Zestawienie obciążeń na łatę

Obciążenie	Wartość charakteryst. [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m]	Składowe prostopadłe obciążenia		Składowe równoległe obciążenia	
				Wartość charakteryst. [kN/m]	Wartość obliczeniowa [kN/m]	Wartość charakteryst. [kN/m]	Wartość obliczeniowa [kN/m]
1. Ciężar własny i pokrycia g	0,165	1,35	0,223	0,126	0,171	0,106	0,143
2. Śnieg q_s	0,185	1,5	0,278	0,109	0,163	0,091	0,137
3. Wiatr – parcie $q_{w,max}$	0,195	1,5	0,293	0,195	0,293	0	0
4. Wiatr – ssanie $q_{w,min}$	-0,234	1,5	-0,351	-0,234	-0,351	0	0
5. Obciążenie siłą skupioną Q [kN]	1,000	1,5	1,500	0,766	1,149	0,643	0,964

5.2.3. Kombinacje obciążeń

Uwzględniona siła skupiona w odległości $0,432 \cdot l_{\text{eff}}$ od skrajnej lewej podpory.

W przypadku dachów budynków, w których występują schematy obciążeń:

- obciążenie stałe
- obciążenie śniegiem
- obciążenie wiatrem
- obciążenie użytkowe

można wyróżnić następujące kombinacje podstawowe (wg PN-EN 1991-1-1 nie zaleca się w przypadku dachów budynków uwzględniać jako przyłożonych jednocześnie obciążeń użytkowych i od śniegu oraz oddziaływań wiatru):

Kombinacja I – wiodące oddziaływanie użytkowe, towarzyszące oddziaływanie śniegu:

$$q_{I,\perp} = g_{\perp} + 0,5 \cdot q_{s,\perp} = 0,171 + 0,5 \cdot 0,163 = 0,252 \text{ kN/m}$$

$$Q_{I,\perp} = 1,0 \cdot Q_{\perp} = 1,0 \cdot 1,149 = 1,149 \text{ kN}$$

$$q_{I,\parallel} = g_{\parallel} + 0,5 \cdot q_{s,\parallel} = 0,143 + 0,5 \cdot 0,137 = 0,212 \text{ kN/m}$$

$$Q_{I,\parallel} = 1,0 \cdot Q_{\parallel} = 1,0 \cdot 0,964 = 0,964 \text{ kN}$$

Kombinacja II – wiodące oddziaływanie śniegu, towarzyszące oddziaływanie użytkowe:

$$q_{II,\perp} = g_{\perp} + q_{s,\perp} = 0,171 + 0,163 = 0,334 \text{ kN/m}$$

$$Q_{II,\perp} = 0 \cdot Q_{\perp} = 0 \cdot 1,149 = 0 \text{ kN}$$

$$q_{II,\parallel} = g_{\parallel} + q_{s,\parallel} = 0,143 + 0,137 = 0,280 \text{ kN/m}$$

$$Q_{II,\parallel} = 0 \cdot Q_{\parallel} = 0 \cdot 0,964 = 0 \text{ kN}$$

Kombinacja III – wiodące oddziaływanie użytkowe, towarzyszące oddziaływanie wiatru:

$$q_{III,\perp} = g_{\perp} + 0,6 \cdot q_{w,\perp} = 0,171 + 0,6 \cdot 0,293 = 0,347 \text{ kN/m}$$

$$Q_{III,\perp} = 1,0 \cdot Q_{\perp} = 1,0 \cdot 1,149 \text{ kN} = 1,149 \text{ kN}$$

$$q_{III,\parallel} = g_{\parallel} + 0,6 \cdot q_{w,\parallel} = 0,143 + 0,6 \cdot 0 = 0,143 \text{ kN/m}$$

$$Q_{III,\parallel} = 1,0 \cdot Q_{\parallel} = 1,0 \cdot 0,964 = 0,964 \text{ kN}$$

Kombinacja IV – wiodące oddziaływanie wiatru, towarzyszące oddziaływanie użytkowe :

$$q_{IV,\perp} = g_{\perp} + q_{w,\perp} = 0,171 + 0,293 = 0,464 \text{ kN/m}$$

$$Q_{IV,\perp} = 0 \cdot Q_{\perp} = 0 \cdot 1,149 = 0 \text{ kN}$$

$$q_{IV,\parallel} = g_{\parallel} + q_{w,\parallel} = 0,143 + 0 = 0,143 \text{ kN/m}$$

$$Q_{IV,\parallel} = 0 \cdot Q_{\parallel} = 0 \cdot 0,964 = 0 \text{ kN}$$

Kombinacja V – wiodące oddziaływanie śniegu, towarzyszące oddziaływanie wiatru:

$$q_{V,\perp} = g_{\perp} + q_{s,\perp} + 0,6 \cdot q_{w,\perp} = 0,171 + 0,163 + 0,6 \cdot 0,293 = 0,510 \text{ kN/m}$$

$$q_{V,\parallel} = g_{\parallel} + q_{s,\parallel} + 0,6 \cdot q_{w,\parallel} = 0,143 + 0,137 + 0,6 \cdot 0 = 0,280 \text{ kN/m}$$

Kombinacja VI – wiodące oddziaływanie wiatru, towarzyszące oddziaływanie śniegu:

$$q_{VI,\perp} = g_{\perp} + q_{w,\perp} + 0,5 \cdot q_{s,\perp} = 0,171 + 0,293 + 0,5 \cdot 0,163 = 0,546 \text{ kN/m}$$

$$q_{VI,\parallel} = g_{\parallel} + q_{w,\parallel} + 0,5 \cdot q_{s,\parallel} = 0,143 + 0 + 0,5 \cdot 0,137 = 0,212 \text{ kN/m}$$

Tablica A 1.1 – Zalecane wartości współczynników ψ dla budynków

Oddziaływania	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Obciążenie zmienne w budynkach, kategoria (patrz EN 1991-1-1)			
Kategoria A: powierzchnie mieszkalne	0,7	0,5	0,3
Kategoria B: powierzchnie biurowe	0,7	0,5	0,3
Kategoria C: miejsca zebrań	0,7	0,7	0,6
Kategoria D: powierzchnie handlowe	0,7	0,7	0,6
Kategoria E: powierzchnie magazynowe	1,0	0,9	0,8
Kategoria F: powierzchnie ruchu pojazdów pojazdy ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategoria G: powierzchnie ruchu pojazdów $30 \text{ kN} < \text{ciężar pojazdu} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategoria H: dachy	0	0	0,0
Obciążenie budynków śniegiem (patrz EN 1991-1-3) ^{*)}			
Finlandia, Islandia, Norwegia, Szwecja	0,70	0,50	0,20
Pozostałe kraje CEN, miejscowości położone na wysokości $H > 1000$ m ponad poziom morza	0,70	0,50	0,20
Pozostałe kraje CEN, miejscowości położone na wysokości $H \leq 1000$ m ponad poziom morza	0,50	0,20	0,20
Obciążenie wiatrem (patrz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (nie pożarowa) w budynku (patrz EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
UWAGA: Wartości ψ mogą być określone w załączniku krajowym ^{*)} Dotyczy krajów nie wymienionych poniżej – patrz miarodajne warunki miejscowe.			

Aby wybrać najgorszą kombinację oszacowano największe momenty zginające:

$$M_{I,\perp,max} = 0,0703 \cdot ql^2 + 0,207 \cdot Ql = 0,0703 \cdot 0,252 \cdot 0,9^2 + 0,207 \cdot 1,149 \cdot 0,9 = 0,228 \text{ [kNm]}$$

$$M_{I,\parallel,max} = 0,0703 \cdot ql^2 + 0,207 \cdot Ql = 0,0703 \cdot 0,212 \cdot 0,9^2 + 0,207 \cdot 0,964 \cdot 0,9 = 0,192 \text{ [kNm]}$$

$$M_{III,\perp,max} = 0,0703 \cdot ql^2 + 0,207 \cdot Ql = 0,0703 \cdot 0,347 \cdot 0,9^2 + 0,207 \cdot 1,149 \cdot 0,9 = 0,234 \text{ [kNm]}$$

$$M_{III,\parallel,max} = 0,0703 \cdot ql^2 + 0,207 \cdot Ql = 0,0703 \cdot 0,143 \cdot 0,9^2 + 0,207 \cdot 0,964 \cdot 0,9 = 0,188 \text{ [kNm]}$$

$$M_{V,\perp,max} = 0,125 \cdot ql^2 = 0,125 \cdot 0,510 \cdot 0,9^2 = 0,052 \text{ [kNm]}$$

$$M_{V,\parallel,max} = 0,125 \cdot ql^2 = 0,125 \cdot 0,280 \cdot 0,9^2 = 0,028 \text{ [kNm]}$$

$$M_{VI,\perp,max} = 0,125 \cdot ql^2 = 0,125 \cdot 0,546 \cdot 0,9^2 = 0,055 \text{ [kNm]}$$

$$M_{VI,\parallel,max} = 0,125 \cdot ql^2 = 0,125 \cdot 0,212 \cdot 0,9^2 = 0,021 \text{ [kNm]}$$

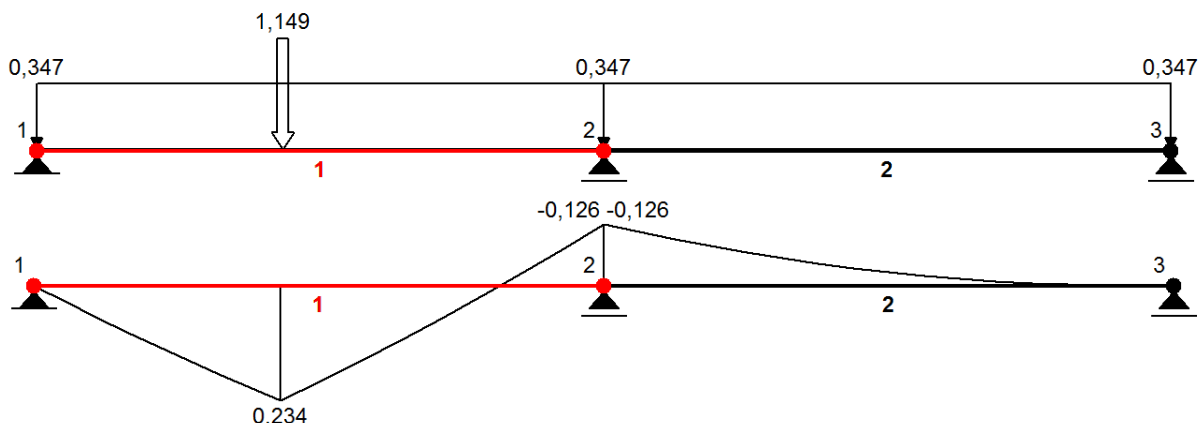
Wniosek: Najbardziej niekorzystna jest kombinacja III – wiodące oddziaływanie użytkowe, towarzyszące oddziaływanie wiatru. Dla niej przeprowadzono dalsze obliczenia.

$$q_{III,\perp} = 0,347 \text{ kN/m}$$

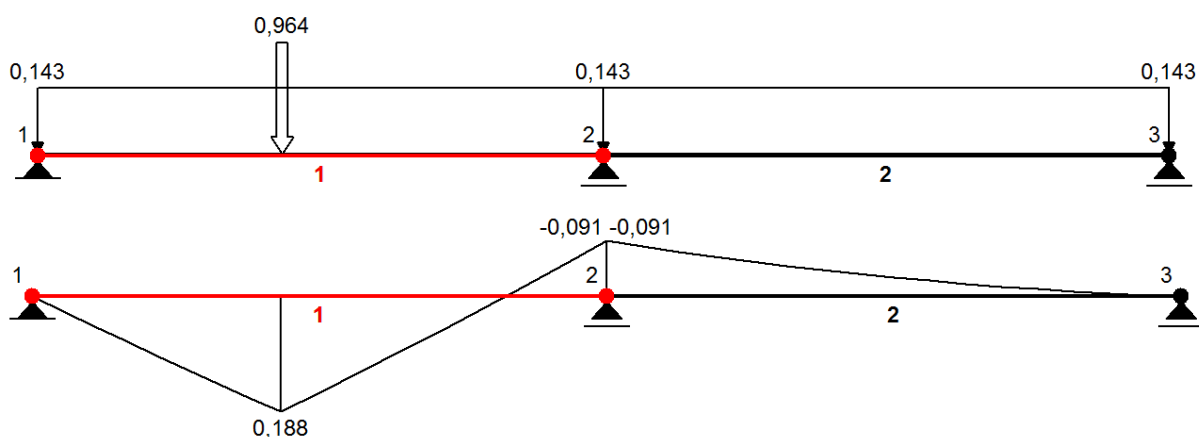
$$Q_{III,\perp} = 1,149 \text{ kN}$$

$$q_{III,\parallel} = 0,143 \text{ kN/m}$$

$$Q_{III,\parallel} = 0,964 \text{ kN}$$



Rysunek 9: Schemat statyczny, obciążenie prostopadłą składową obciążeń oraz ekstremalne momenty gnące



Rysunek 10: Schemat statyczny, obciążenie równoległą składową obciążeń oraz ekstremalne momenty gnące

5.2.4. Wymiarowanie łąty

5.2.4.1. Stan Graniczny Nośności

Wskaźniki wytrzymałości:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,045 \cdot 0,063^2}{6} = 29,77 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,063 \cdot 0,045^2}{6} = 21,26 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Naprężenia obliczeniowe od zginania w stosunku do osi głównych wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{0,234 \text{ kNm}}{29,77 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 7,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} = \frac{0,188 \text{ kNm}}{21,26 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 8,84 \text{ MPa}$$

Dla klasy drewna C22:

- Wytrzymałość charakterystyczna na zginanie: $f_{m,y,k} = 22 \text{ MPa}$
- Klasa użytkowania: 2
- Wilgotność: 12-20%

$k_{mod} = 1,1$ – według normy **PN-EN 1995-1-1**

$\gamma_M = 1,3$ – według normy **PN-EN 1995-1-1** z uwzględnieniem załącznika krajowego

2.3.1.3 Klasy użytkowania

(1)P Konstrukcje powinny być zaliczane do jednej z podanych niżej klas użytkowania:

UWAGA 1: Podstawowym celem utworzonego systemu klas użytkowania jest przypisanie wartości wytrzymałości i obliczenie odkształceń w dostosowaniu do określonych warunków środowiska.

UWAGA 2: Informacje dotyczące zaliczenia konstrukcji do właściwej klasy użytkowania z podanych w (2)P, (3)P i (4)P, mogą być zamieszczone w załączniku krajowym.

(2)P Klasa użytkowania 1 charakteryzuje się wilgotnością materiału odpowiadającą temperaturze 20 °C i wilgotnością względną otaczającego powietrza przekraczającą 65 % tylko przez kilka tygodni w roku.

UWAGA: W klasie użytkowania 1 przeciętna wilgotność większości gatunków drewna iglastego nie przekracza 12 %.

(3)P Klasa użytkowania 2 charakteryzuje się wilgotnością materiału odpowiadającą temperaturze 20 °C i wilgotnością względną otaczającego powietrza przekraczającą 85 % tylko przez kilka tygodni w roku.

UWAGA: W klasie użytkowania 2 przeciętna wilgotność większości gatunków drewna iglastego nie przekracza 20 %.

(4)P Klasa użytkowania 3 odpowiada warunkom powodującym wilgotność drewna wyższą niż odpowiadającą klasie użytkowania 2.

Tablica 2.2 – Przykłady zaliczania obciążeń do klas trwania obciążenia

Klasa trwania obciążenia	Rząd wielkości skumulowanego czasu trwania obciążenia charakterystycznego
Stałe	ciężar własny
Długotrwałe	obciążenie magazynu (składowanie)
Średniotrwałe	obciążenie użytkowe, śnieg
Krótkotrwałe	śnieg, wiatr
Chwilowe	wiatr, obciążenie awaryjne

2.4.1 Wartości obliczeniowe właściwości materiałowych

(1)P Wartość obliczeniową X_d właściwości wytrzymałościowej należy obliczać ze wzoru:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.14)$$

gdzie:

X_k – wartość charakterystyczna właściwości wytrzymałościowej,

γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa właściwości materiału,

k_{mod} – współczynnik modyfikujący wytrzymałość z uwagi na czas trwania obciążenia i wilgotność.

UWAGA 1: Wartości współczynnika k_{mod} podano w 3.1.3.

UWAGA 2: Zalecane wartości współczynników γ_M podano w Tablicy 2.3. Informacja o wartościach przyjętych w danym kraju może być zamieszczona w załączniku krajowym.

Tablica 2.3 – Zalecane wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa właściwości materiałów (γ_M)

Stany graniczne nośności	γ_M
Kombinacje podstawowe	
Drewno lite	1,3
Drewno klejone warstwowo	1,25
LVL, sklejka, płyty OSB	1,2
Płyty wiórowe	1,3
Płyty pilśniowe twarde	1,3
Płyty pilśniowe półtwarde	1,3
Płyty pilśniowe MDF	1,3
Płyty pilśniowe miękkie	1,3
Złącza	1,3
Płytki kolczaste	1,25
Kombinacje wyjątkowe	1,0

Tablica 3.1 – Wartości współczynnika k_{mod}

Materiał	Norma	Klasa użytkowania	Klasa trwania obciążenia				
			Działanie stałe	Działanie długotrwałe	Działanie średniotrwałe	Działanie krótkotrwałe	Działanie chwilowe
Drewno lite	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Drewno klejone warstwowo	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Sklejka	EN 636						
	wg EN 636-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	wg EN 636-2	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	wg EN 636-3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Płyta OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Płyta włórowa	EN 312						
	P4, P5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	P5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	P6, P7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	P7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Płyta pilśniowa, twarda	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA1 i 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	HB.HLA1 i 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Płyta pilśniowa, półtwarda	EN 622-3						
	MBH.LA1 i 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 i 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 i 2	2	–	–	–	0,45	0,80
Płyta pilśniowa, MDF	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	–	–	–	0,45	0,80

Poniższe wzory wg **PN-EN 1995-1-1**:

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{22 \text{ MPa}}{1,3} = 18,615 \text{ MPa}$$

$$k_h = \left(\frac{150}{63}\right)^{0,2} = 1,19 < 1,3$$

$$f'_{m,y,d} = f'_{m,z,d} = f_{m,y,d} \cdot k_h = 18,615 \text{ MPa} \cdot 1,19 = 22,152 \text{ MPa}$$

3.2 Drewno lite

(1)P Elementy z drewna powinny odpowiadać wymaganiom EN 14081-1.

UWAGA: Klasy wytrzymałości drewna podano w EN 338.

(2) Należy uwzględnić wpływ wymiarów elementów na wytrzymałość.

(3) Dla drewna litego o przekroju prostokątnym i gęstości charakterystycznej $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$, wartość odniesienia dla wysokości elementu zginanego lub szerokości elementu rozciąganego wynosi 150 mm. Dla wysokości przy zginaniu lub szerokości przy rozciąganiu drewna litego o wartości mniejszej niż 150 mm, wartości charakterystyczne $f_{m,k}$ i $f_{t,0,k}$ należy pomnożyć przez współczynnik k_h obliczony ze wzoru:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2}, 1,3 \right\} \quad (3.1)$$

gdzie h jest wysokością elementu zginanego lub szerokością elementu przy rozciąganiu, w mm.

Stan Graniczny Nośności - warunek:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$\sigma_{m,y,d}$ i $\sigma_{m,z,d}$ – obliczeniowe naprężenia zginające, określone względem osi głównych
 $f_{m,y,d}$ i $f_{m,z,d}$ – wytrzymałości obliczeniowe na zginanie odpowiadające tym naprężeniom
 k_m – współczynnik wykazujący możliwość redystrybucji naprężeń, oraz niejednorodność materiału w danym przekroju, wg PN-EN 1995-1-1 dla elementów z drewna litego, drewna klejonego warstwowo oraz LVL wynosi on 0,7

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{7,86 \text{ MPa}}{22,152 \text{ MPa}} + 0,7 \cdot \frac{8,84 \text{ MPa}}{22,152 \text{ MPa}} = 0,634 < 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \cdot \frac{7,86 \text{ MPa}}{22,152 \text{ MPa}} + \frac{8,84 \text{ MPa}}{22,152 \text{ MPa}} = 0,647 < 1$$

Wniosek: warunek SGN dla łąty został spełniony.

6.1.6 Zginanie

(1)P Należy spełnić następujące warunki:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.12)$$

gdzie:

$\sigma_{m,y,d}$ i $\sigma_{m,z,d}$ – obliczeniowe naprężenia zginające, określone względem osi głównych pokazanych na Rysunku 6.1,

$f_{m,y,d}$ i $f_{m,z,d}$ – wytrzymałości obliczeniowe na zginanie odpowiadające tym naprężeniom.

UWAGA: Współczynnik k_m wyraża możliwość redystrybucji naprężeń, jak również niejednorodność materiału w danym przekroju.

(2) Wartości współczynnika k_m należy przyjmować następująco:

Dla elementów z drewna litego, drewna klejonego warstwowo oraz LVL:

- dla przekrojów prostokątnych: $k_m = 0,7$,
- dla innych przekrojów: $k_m = 1,0$.

5.2.4.2. Stan Graniczny Użytkowości

Według normy PN-EN 1995-1-1, NA.3 graniczna wartość ugięcia wynosi:

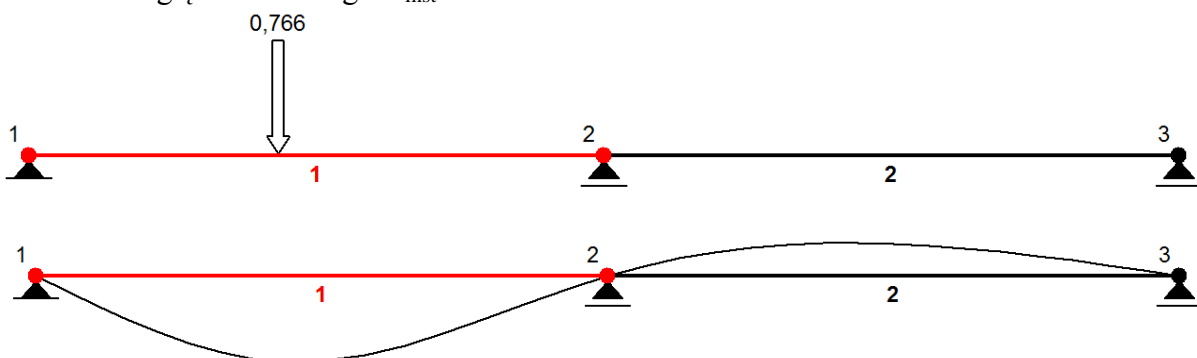
$$w_{net,fin} = \frac{l_{eff}}{150}$$

$$w_{net,fin} = \frac{l_{eff}}{150} = \frac{0,9 \text{ m}}{150} = 6 \text{ mm}$$

Ugięcie obliczono dla najniekorzystniejszej kombinacji obciążeń – kombinacja III.

W obliczeniach ugięcia doraźnego uwzględniono obciążenie śniegiem.

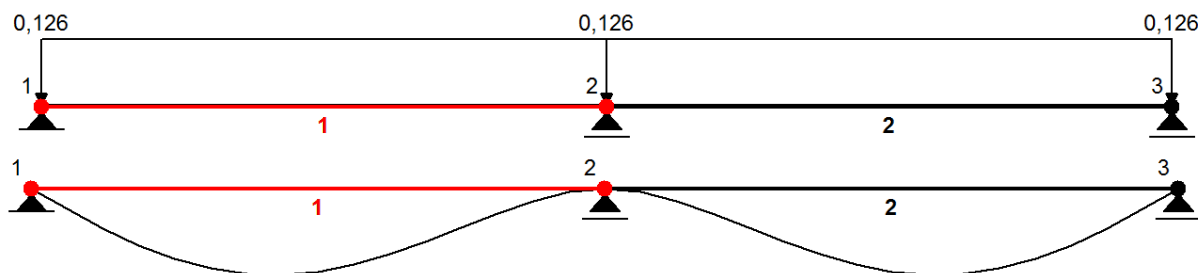
Wartości ugięcia doraźnego w_{inst} :



Rysunek 11: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	FIa [deg]:	FIb [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0000	-0,187	0,111	0,0009	1011,7
2	-0,0000	-0,0000	0,111	-0,056	0,0003	2680,0

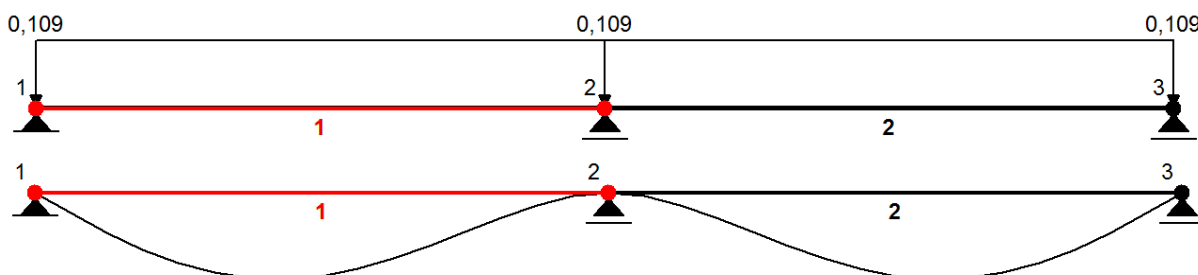
Tabela 10: Zestawienie ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną



Rysunek 12: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0000	-0,012	-0,000	0,0000	18878,7
2	-0,0000	-0,0000	-0,000	0,012	0,0000	18878,7

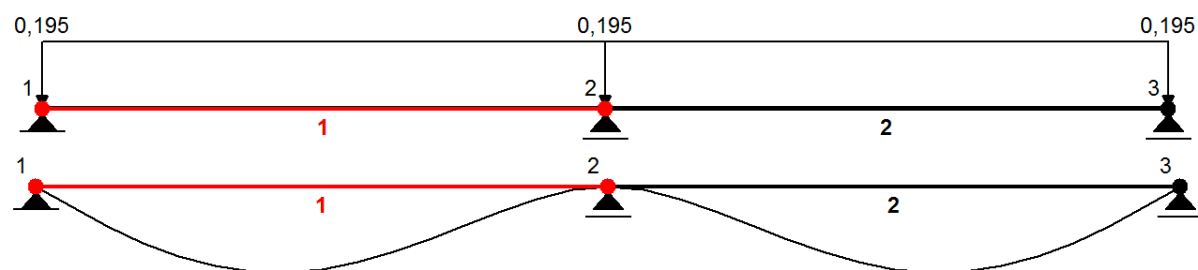
Tabela 11: Zestawienie ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym



Rysunek 13: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego śniegiem

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,010	0,000	0,0000	21823,1
2	-0,0000	0,0000	-0,000	0,010	0,0000	21823,1

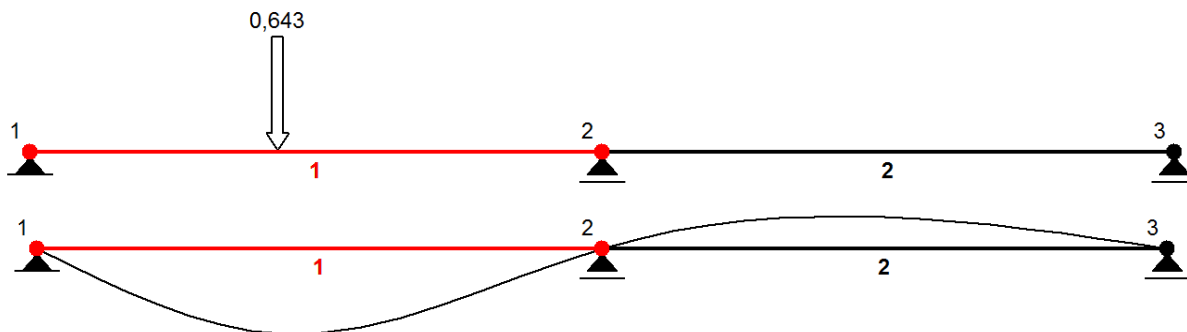
Tabela 12: Zestawienie ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego śniegiem



Rysunek 14: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia wiatrem

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,018	0,000	0,0001	12198,5
2	-0,0000	-0,0000	0,000	0,018	0,0001	12198,5

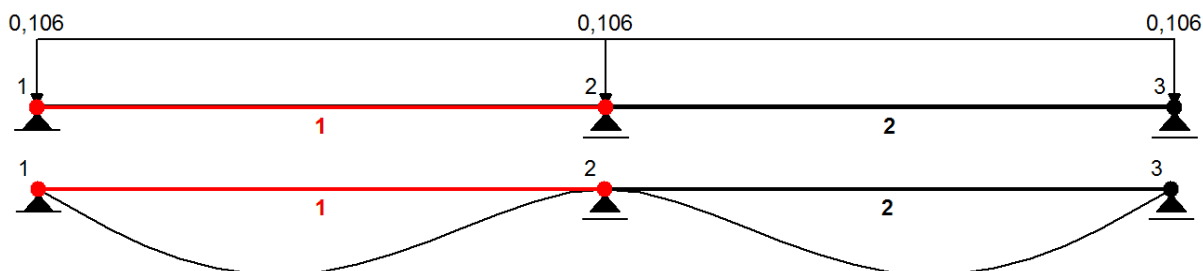
Tabela 13: Zestawienie ugięć od prostokątnego obciążenia charakterystycznego wiatrem



Rysunek 15: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0000	-0,157	0,093	0,0007	1206,1
2	-0,0000	-0,0000	0,093	-0,047	0,0003	3197,1

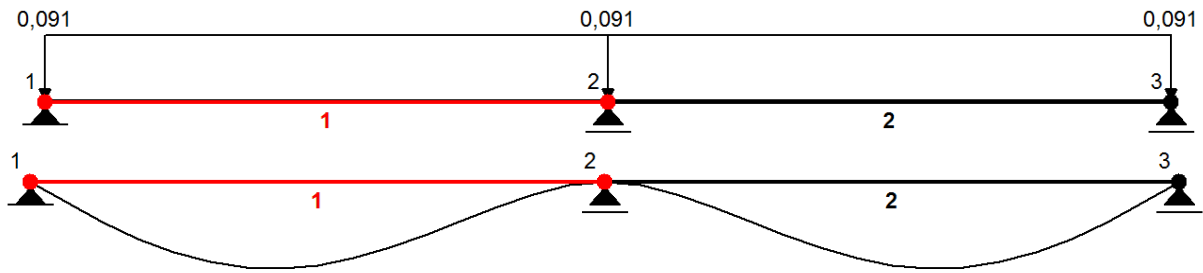
Tabela 14: Zestawienie ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną



Rysunek 16: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,010	0,000	0,0000	22440,7
2	-0,0000	0,0000	-0,000	0,010	0,0000	22440,7

Tabela 15: Zestawienie ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym



Rysunek 17: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego śniegiem

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F1a [deg]:	F1b [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,008	0,000	0,0000	26139,7
2	-0,0000	-0,0000	-0,000	0,008	0,0000	26139,7

Tabela 16: Zestawienie ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego śniegiem i wiatrem

Według PN-EN 1995-1-1 ugięcie końcowe $w_{fin,i}$ oblicza się ze wzoru:

$w_{fin,i} = w_{fin,i,G} + w_{fin,i,Q1} + w_{fin,i,Qi}$, gdzie:

$w_{fin,i,G} = w_{inst,i,G} \cdot (1 + k_{def})$ – w przypadku obciążenia stałego G

$w_{fin,i,Q1} = w_{inst,i,Q1} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def})$ – w przypadku obciążenia zmiennego Q_1

$w_{fin,i,Qi} = w_{inst,i,Qi} \cdot (\Psi_{0,i} + \Psi_{2,1} \cdot k_{def})$ – w przypadku obciążeń zmiennych Q_i ($i > 1$)

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i} \quad (2.2)$$

gdzie:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad \text{w przypadku oddziaływania stałego, } G, \quad (2.3)$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad \text{w przypadku oddziaływania zmiennego, } Q_1, \quad (2.4)$$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,1} k_{def}) \quad \text{w przypadku oddziaływań zmiennych, } Q_i \text{ (} i > 1 \text{)}, \quad (2.5)$$

$u_{inst,G}$, $u_{inst,Q,1}$, $u_{inst,Q,i}$ – chwilowe odkształcenia, odpowiednio dla oddziaływań G , Q_1 i Q_i ,

$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ – współczynniki dla quasi-stałych wartości oddziaływań zmiennych,

$\psi_{0,i}$ – współczynniki dla wartości kombinacji oddziaływań zmiennych,

k_{def} – współczynnik podany w Tabelicy 3.2 dla drewna i materiałów drewnopochodnych, oraz w 2.3.2.2(3) i 2.3.2.2(4) dla złączy.

Jeżeli stosuje się Wzory od (2.3) do (2.5), należy pominąć współczynniki ψ_2 występujące we wzorach (6.16a) i (6.16b) zamieszczonych w EN 1990:2002.

UWAGA: W większości przypadków właściwe jest przyjęcie metody uproszczonej.

Obciążenie	k_{def}	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{0,i}$	Składowe prostopadłe [mm]		Składowe równoległe [mm]	
				$w_{inst,y}$	$w_{fin,y}$	$w_{inst,z}$	$w_{fin,z}$
1. siła skupiona (krótkotrwałe)	0,0	0,0	0,0	0,9	0,9	0,7	0,7
2. ciężar własny i pokrycia (stałe)	0,8	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0
3. śnieg (średniotrwałe)	0,25	0,2	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0
4. wiatr (krótkotrwałe)	0,0	0,0	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0
Ugięcie sumaryczne $w_{fin,y} = \sum_i^n w_{fin,i,y}$ $w_{fin,z} = \sum_i^n w_{fin,i,z}$				1,00		0,70	
Ugięcie całkowite $w_{fin} = \sqrt{w_{fin,y}^2 + w_{fin,z}^2}$				1,22			

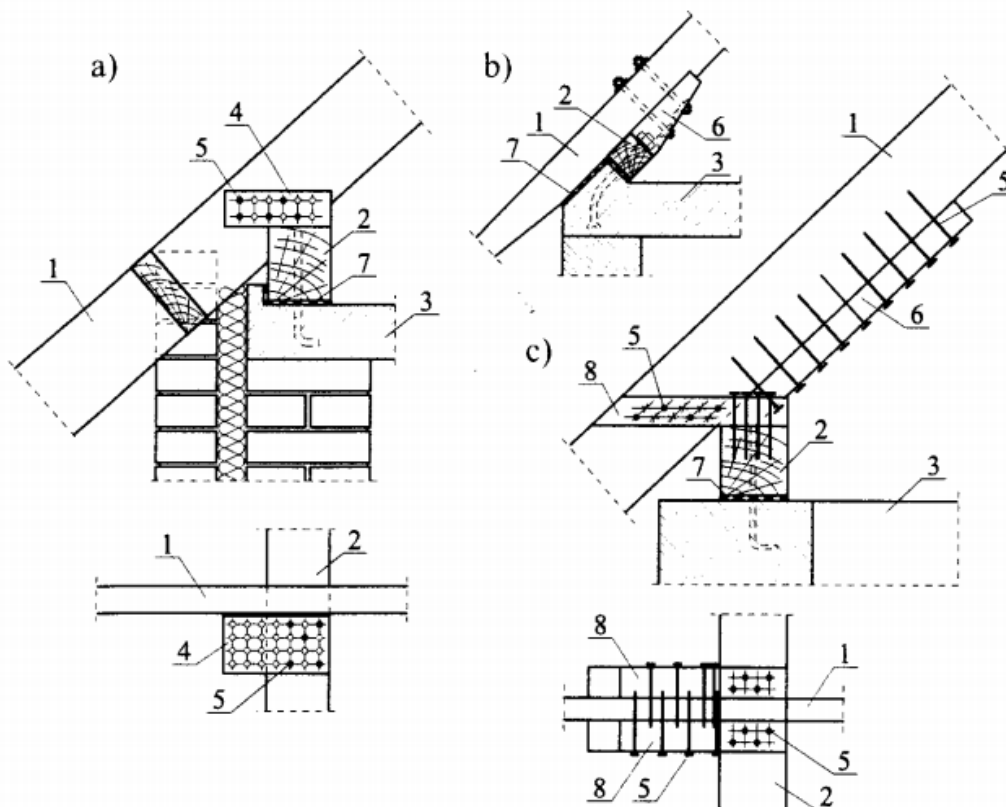
Tabela 17: Wartości ugięć od poszczególnych składowych obciążeń

$$w_{fin} = 1,22 \text{ mm} < w_{net,fin} = 6 \text{ mm}$$

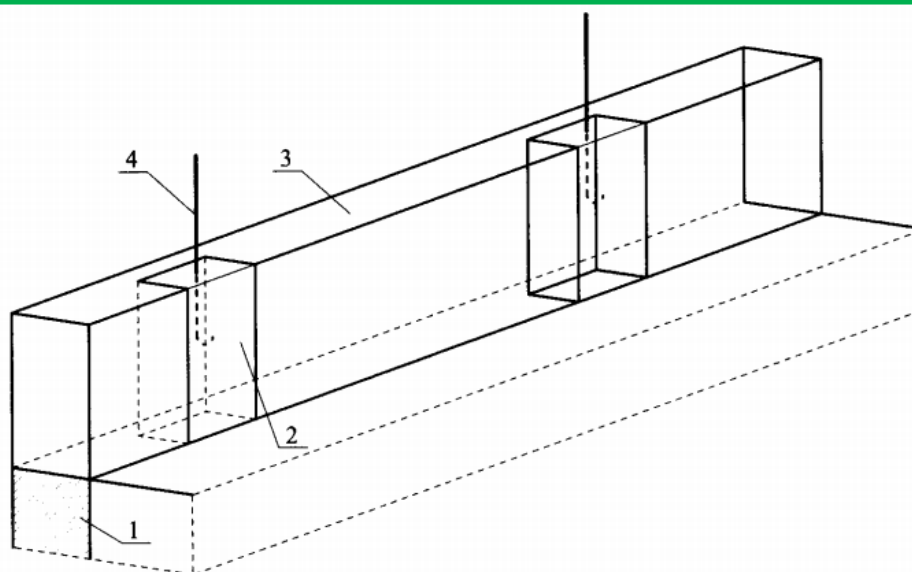
Wniosek: warunek SGU dla łąty został spełniony.

Ostatecznie przyjęto łątę o wymiarach przekroju poprzecznego 45x63 [mm].

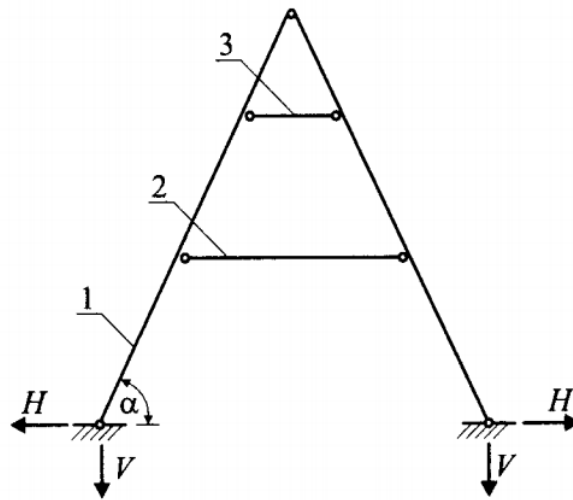
WIĄZAR ROZPOROWY



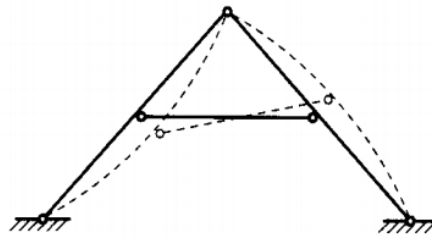
Rys. 3.10. Przykłady połączenia krokwi z murlatem w wiązarach rozporowych: a) za pomocą łącznika stalowego, b) za pomocą siodełka i specjalnie ukształtowanego wieńca, c) za pomocą siodełka i łąt; 1 – krokiew, 2 – murlat, 3 – strop żelbetowy, 4 – łącznik z blachy perforowanej, 5 – gwoździe lub wkręty, 6 – siodełko, 7 – podkładka z papy, 8 – łąta



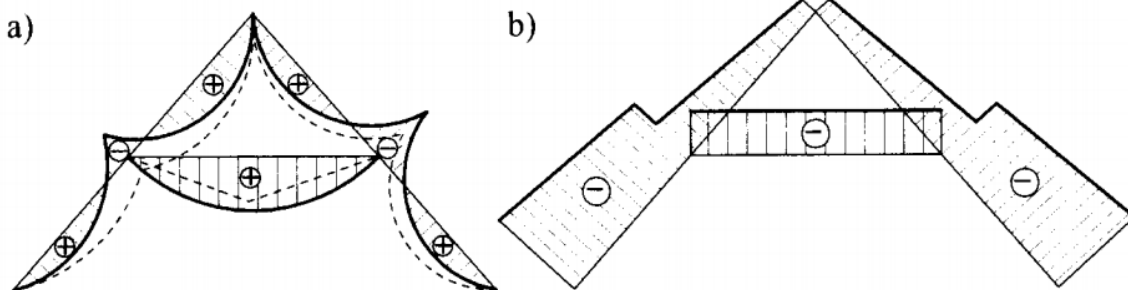
Rys. 3.11. Ścianka kolankowa ze słupkami żelbetowymi: 1 – wieńiec stropowy, 2 – słupki żelbetowe mocowane w wieńcu, 3 – murowane odcinki ścianki kolankowej, 4 – śruby mocujące murlat



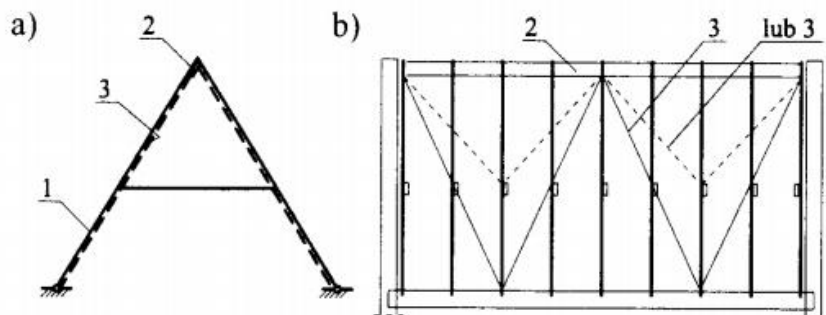
Rys. 3.12. Schemat statyczny więzara jętkowego z grzędą: 1 – krokiew, 2 – jętka, 3 – rozpóra (grzędą); H – składowa pozioma reakcji (rozpór), V – składowa pionowa reakcji, α – kąt pochylenia połaci dachowej (zalecany $35-55^\circ$)



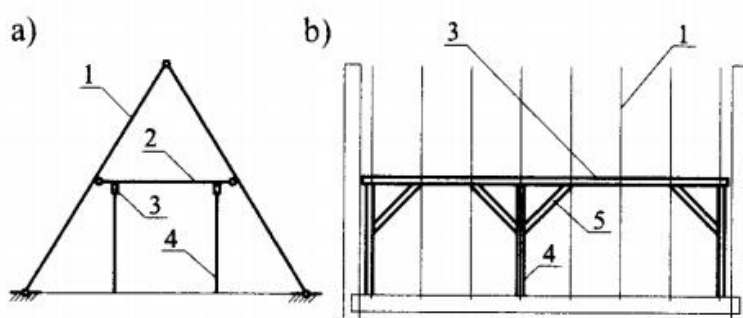
Rys. 3.14. Odształcenie więzara jętkowego z jętką przesuwczą



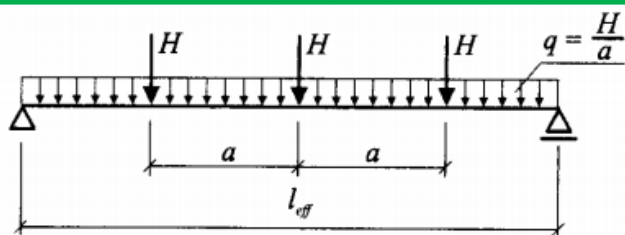
Rys. 3.15. Przykładowe wykresy sił wewnętrznych w więzariach jętkowych z jętką przesuwczą: a) wykres momentów, b) wykres sił podłużnych



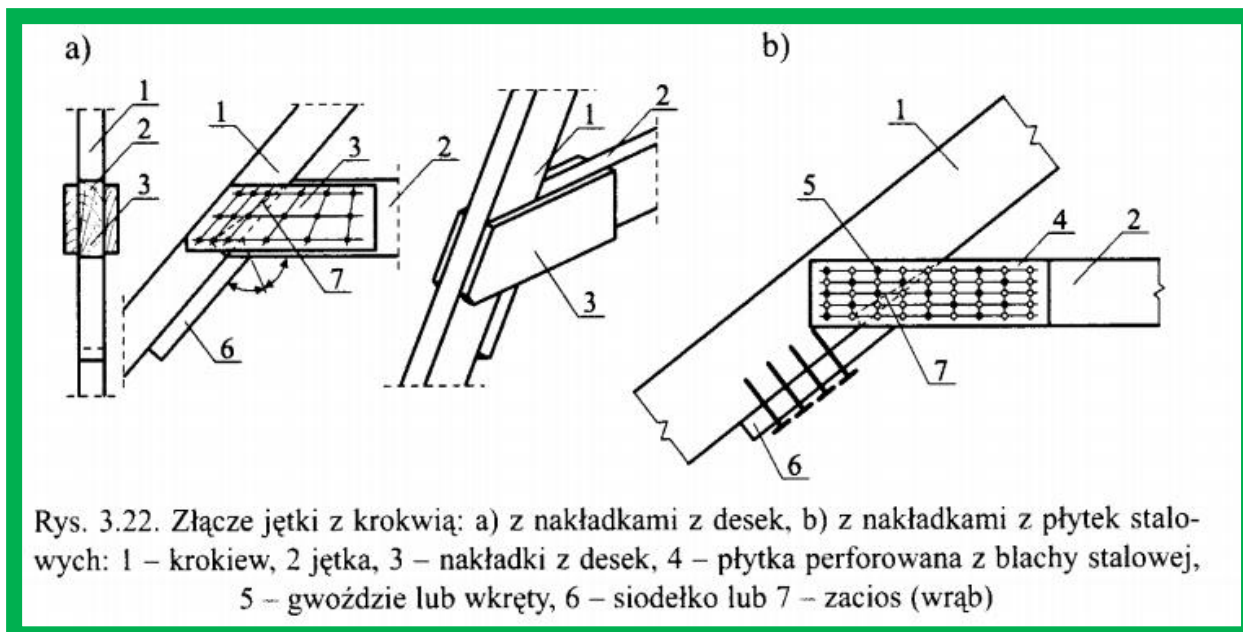
Rys. 3.18. Usztywnienie podłużne wiązarów rozporowych za pomocą podłużnic i wiatrownic: a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny; 1 – krokiew, 2 – podłużnica, 3 – wiatrownice z desek lub taśm stalowych



Rys. 3.19. Usztywnienie podłużne wiązarów rozporowych za pomocą dwóch ram stołowych: a) przekrój poprzeczny, b) przekrój podłużny; 1 – krokiew, 2 – jętka, 3 – oczep, 4 – słup, 5 – miecz

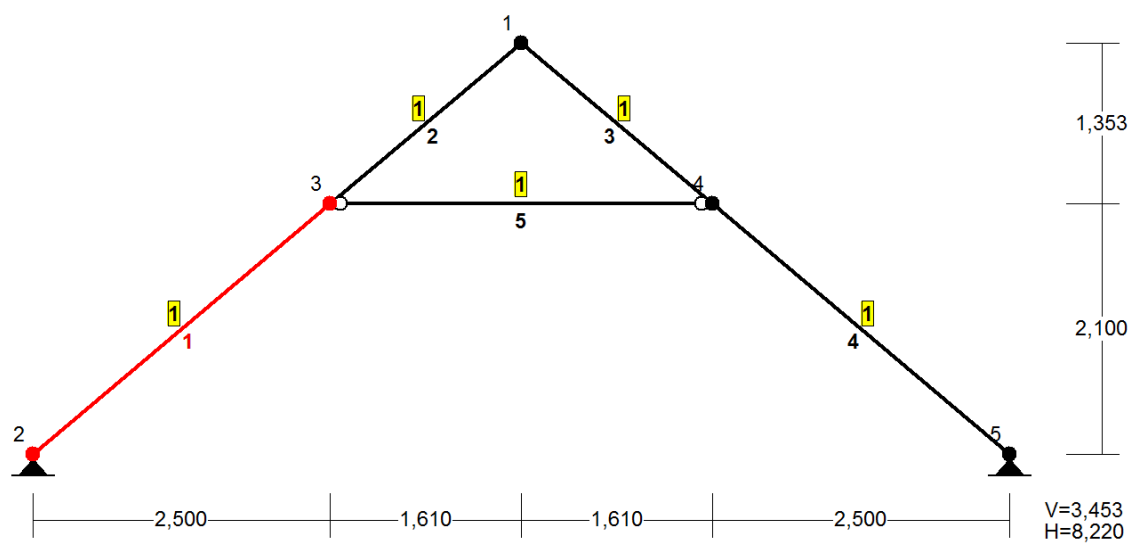


Rys. 3.21. Schemat statyczny murłatu: a – rozstaw osiowy krokwi, l_{eff} – rozstaw śrub kotwiących, $q = \frac{H}{a}$ – zastępcze obciążenie od sił rozporowych H równomiernie rozłożone na długości murłatu (zamiast sił skupionych H)



5.3. Obliczenie krokwi

Wstępnie założono, że więzary dachowy będzie wykonany z krokwi o wymiarach 60 x 200 mm oraz jętki o wymiarach 60 x 200 mm.



Rysunek 18: Schemat statyczny więzara jętkowego

5.3.1. Obciążenia

5.3.1.1. Obciążenia stałe: ciężar własny dachu nad jętką

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m]
Ciężar pokrycia dachowego $0,045 \cdot 10 \cdot 0,9$	0,405	1,35	0,547
Ciężar własny łąty $0,012 \cdot (100/34) \cdot 0,9$	0,032	1,35	0,043
Ciężar własny kontrłąty $0,002 \cdot 4,1$	0,008	1,35	0,011
Ciężar własny krokwi $0,012 \cdot 4,1$	0,049	1,35	0,066
RAZEM	0,494		0,667

Tabela 18: Zestawienie obciążeń stałych nad jętką – g_1

5.3.1.2. Obciążenia stałe: ciężar własny dachu pod jętką

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m]
Ciężar pokrycia dachowego $0,045 \cdot 10 \cdot 0,9$	0,405	1,35	0,547
Ciężar własny łąty $0,012 \cdot (100/34) \cdot 0,9$	0,032	1,35	0,043
Ciężar własny kontrłąty $0,002 \cdot 4,1$	0,008	1,35	0,011
Ciężar własny krokwi $0,012 \cdot 4,1$	0,049	1,35	0,066
Ciężar wełny mineralnej $0,2 \cdot 1,0 \cdot 0,9$	0,180	1,35	0,243
Ciężar płyty GK z rusztem $0,0125 \cdot 12,0 \cdot 0,90$	0,135	1,35	0,182
RAZEM	0,809		1,092

Tabela 19: Zestawienie obciążeń stałych pod jętką – g_2

5.3.1.3. Obciążenia stałe – ciężar własny stropu z jętką

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m]
Ciężar własny jętki $0,012 \cdot 4,1$	0,049	1,35	0,066
Ciężar wełny mineralnej $0,2 \cdot 1,0 \cdot 0,9$	0,180	1,35	0,243
Ciężar płyty GK z rusztem $0,0125 \cdot 12,0 \cdot 0,90$	0,135	1,35	0,182
RAZEM	0,364		0,491

Tabela 20: Zestawienie obciążeń stałych z jętką – g_3

5.3.1.4. Obciążenia zmienne: śnieg

Według obliczeń pkt 1.2.1.2.

Wartość charakterystyczna dla obciążenia śniegiem krokwi:

$$q_{k,\acute{s}} = s \cdot a = 0,545 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,9m = 0,491 kN/m$$

$$q_{d,\acute{s}} = q_{k,\acute{s}} \cdot \gamma_m = 0,491 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 0,736 kN/m$$

5.3.1.5. Obciążenia zmienne: wiatr

Według obliczeń pkt 1.2.1.3.

Maksymalne Wartości charakterystyczne i obliczeniowe obciążenia wiatrem rozłożonego dla szerokości rozstawu krokwi i odpowiedniego pola:

Dla pola:

- G

$$q_{k,G} = s \cdot a = 0,545 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,9m = 0,491 kN/m$$

$$q_{d,G} = q_{k,G} \cdot \gamma_m = 0,491 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 0,736 kN/m$$

- H

$$q_{k,H} = s \cdot a = 0,478 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,9m = 0,430 kN/m$$

$$q_{d,H} = q_{k,H} \cdot \gamma_m = 0,430 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 0,645 kN/m$$

- I

$$q_{k,I} = s \cdot a = 0,172 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,9m = 0,155 kN/m$$

$$q_{d,I} = q_{k,I} \cdot \gamma_m = 0,155 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 0,233 kN/m$$

- J

$$q_{k,J} = s \cdot a = 0,172 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,9m = 0,155 kN/m$$

$$q_{d,J} = q_{k,J} \cdot \gamma_m = 0,155 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 0,233 kN/m$$

5.3.2. Kombinacje obciążeń

(UWAGA! w schematach statycznych wartości obciążeń są podane jako charakterystyczne z odpowiednimi współczynnikami: 1,35 – dla stałych; 1,5 – dla zmiennych. Program RM-WIN do obliczania sił wewnętrznych używa wartości obliczeniowych, a do obliczania ugięć, wartości charakterystycznych.)

Wyróżniono następujące obciążenia:

Obciążenia stałe ze współczynnikiem 1,0:

$$g_{1,k} = 0,494 kN/m, \quad g_{1,d} = 0,667 kN/m,$$

$$g_{2,k} = 0,809 kN/m, \quad g_{2,d} = 1,092 kN/m,$$

$$g_{3,k} = 0,364 kN/m, \quad g_{3,d} = 0,491 kN/m,$$

Obciążenie śniegiem na całej połąci ze współczynnikiem 1,0 (gdy dominujący):

$$q_{k,\acute{s}} = 0,491 kN/m, \quad q_{d,\acute{s}} = 0,736 kN/m$$

Obciążenie śniegiem na lewej/prawej połaci ze współczynnikiem 1,0 (gdy dominujący):

$$q_{k,\acute{s}} = 0,246 \text{ kN/m}, \quad q_{d,\acute{s}} = 0,368 \text{ kN/m}$$

Obciążenie śniegiem na całej połaci ze współczynnikiem $\Psi = 0,5$ (gdy towarzyszący):

$$q_{k,\acute{s}} = 0,5 \cdot 0,491 \text{ kN/m} = 0,246 \text{ kN/m}, \quad q_{d,\acute{s}} = 0,5 \cdot 0,736 \text{ kN/m} = 0,368 \text{ kN/m}$$

Obciążenie śniegiem na lewej/prawej połaci ze współczynnikiem $\Psi = 0,5$ (gdy towarzyszący):

$$q_{k,\acute{s}} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,491 \text{ kN/m} = 0,123 \text{ kN/m},$$

$$q_{d,\acute{s}} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,736 \text{ kN/m} = 0,184 \text{ kN/m}$$

Obciążenie wiatrem ze współczynnikiem 1,0 (gdy dominujący):

Dla pola:

- G

$$q_{k,w} = 0,491 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,736 \text{ kN/m}$$

- H

$$q_{k,w} = 0,430 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,645 \text{ kN/m}$$

- I

$$q_{k,w} = 0,155 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,233 \text{ kN/m}$$

- J

$$q_{k,w} = 0,155 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,233 \text{ kN/m}$$

Obciążenie wiatrem ze współczynnikiem $\Psi = 0,6$ (gdy towarzyszący):

Dla pola:

- G

$$q_{k,w} = 0,6 \cdot 0,491 \text{ kN/m} = 0,295 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,6 \cdot 0,736 \text{ kN/m} = 0,442 \text{ kN/m}$$

- H

$$q_{k,w} = 0,6 \cdot 0,430 \text{ kN/m} = 0,258 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,6 \cdot 0,645 \text{ kN/m} = 0,387 \text{ kN/m}$$

- I

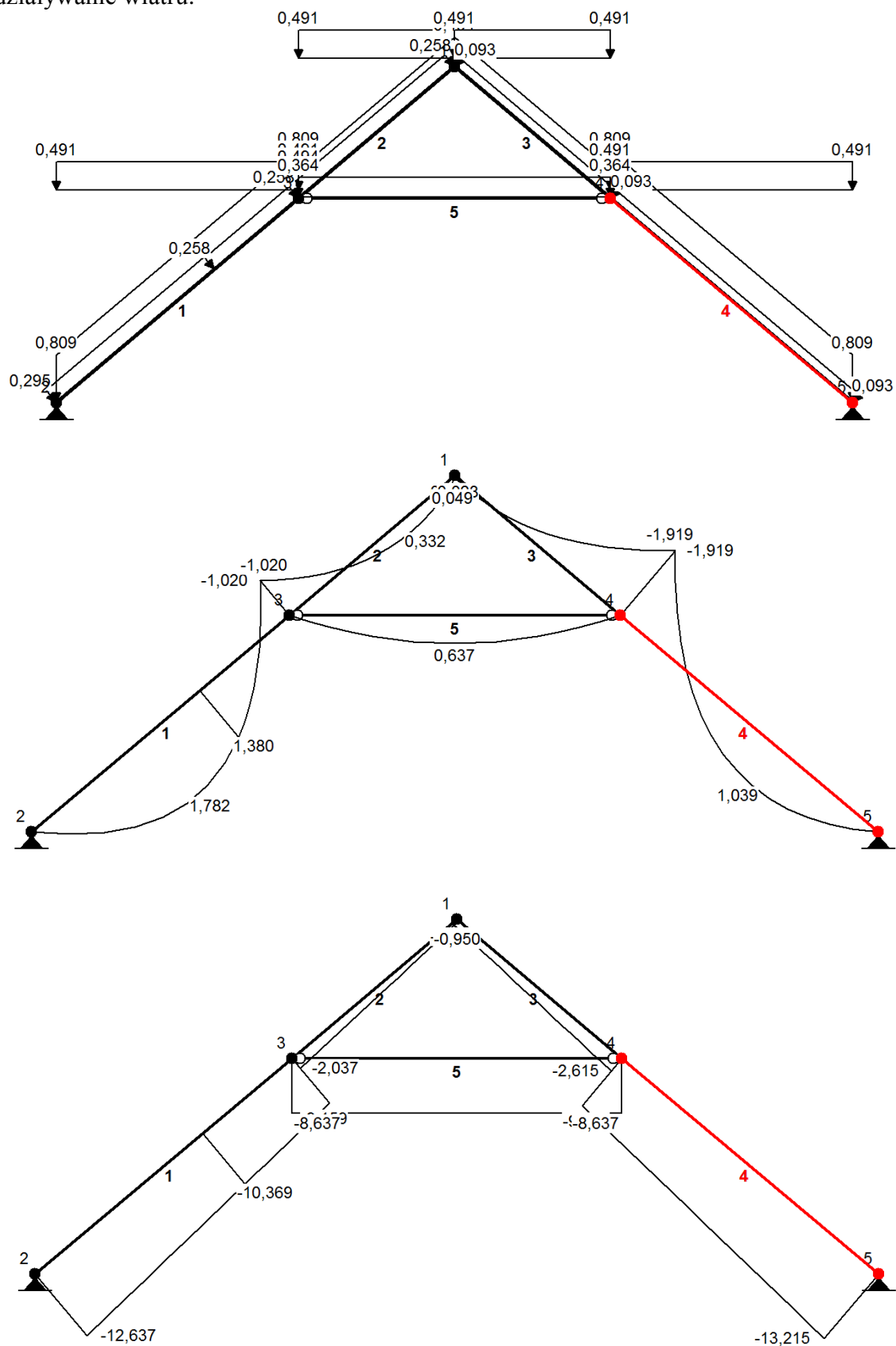
$$q_{k,w} = 0,6 \cdot 0,155 \text{ kN/m} = 0,093 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,6 \cdot 0,233 \text{ kN/m} = 0,140 \text{ kN/m}$$

- J

$$q_{k,w} = 0,6 \cdot 0,155 \text{ kN/m} = 0,093 \text{ kN/m}, \quad q_{d,w} = 0,6 \cdot 0,233 \text{ kN/m} = 0,140 \text{ kN/m}$$

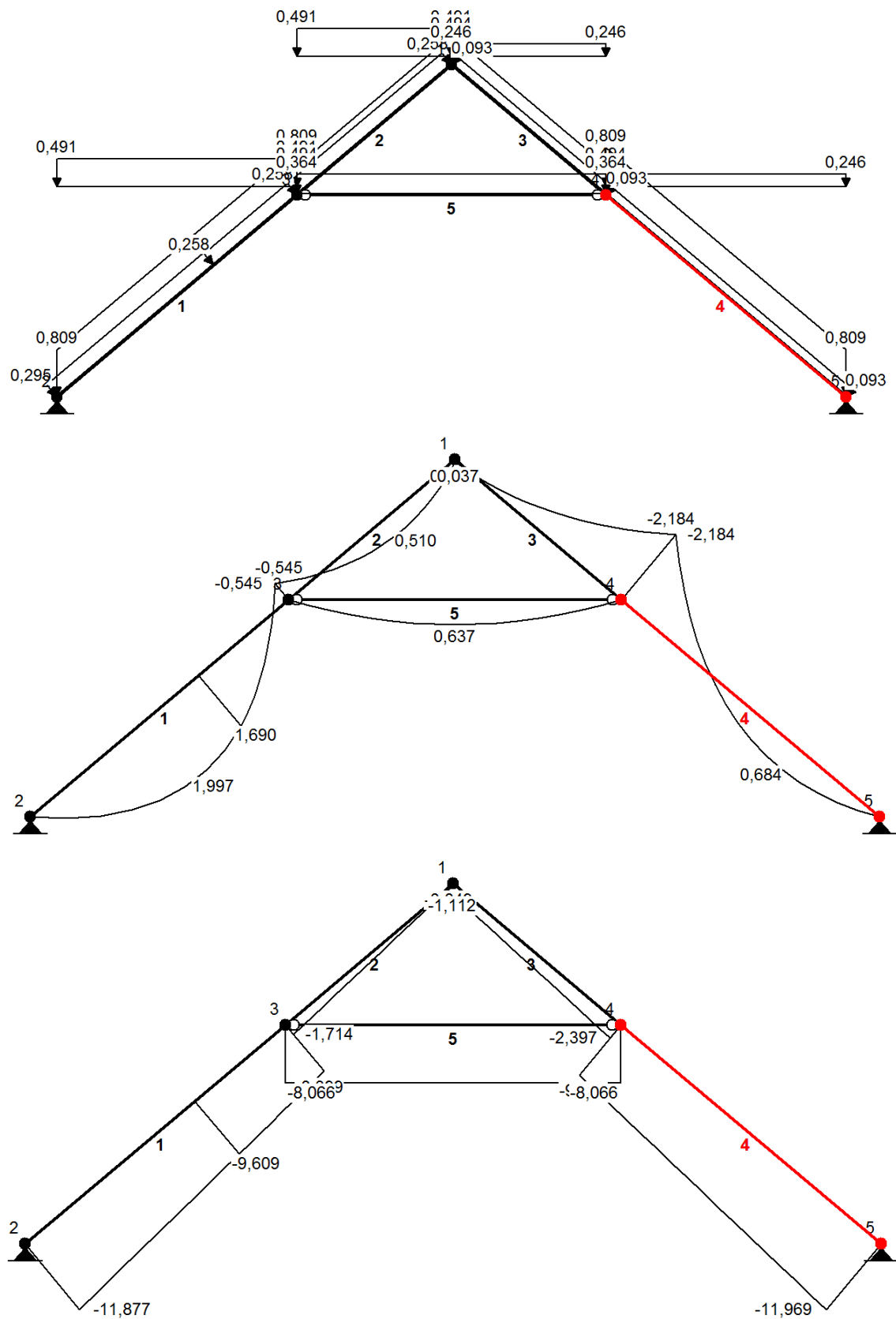
Dla obliczanego wiązara wyróżniono następujące kombinacje obciążeń:

Kombinacja I – ciężar własny, wodące oddziaływanie śniegiem na całej połaci, towarzyszące oddziaływanie wiatru:



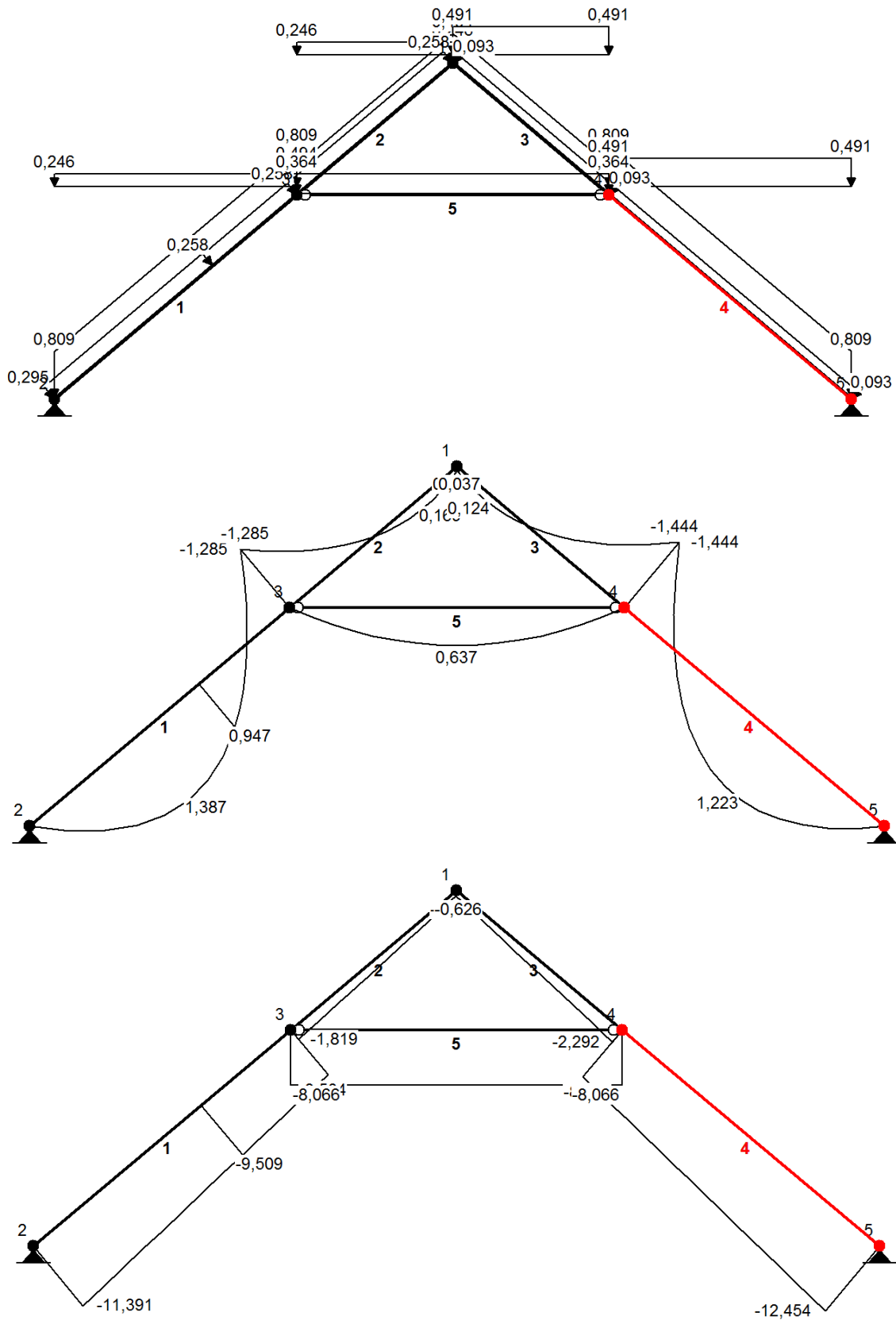
Rysunek 19: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji I

Kombinacja II – ciężar własny, wodące oddziaływanie śniegiem na lewej połaci, towarzyszące oddziaływanie wiatru:



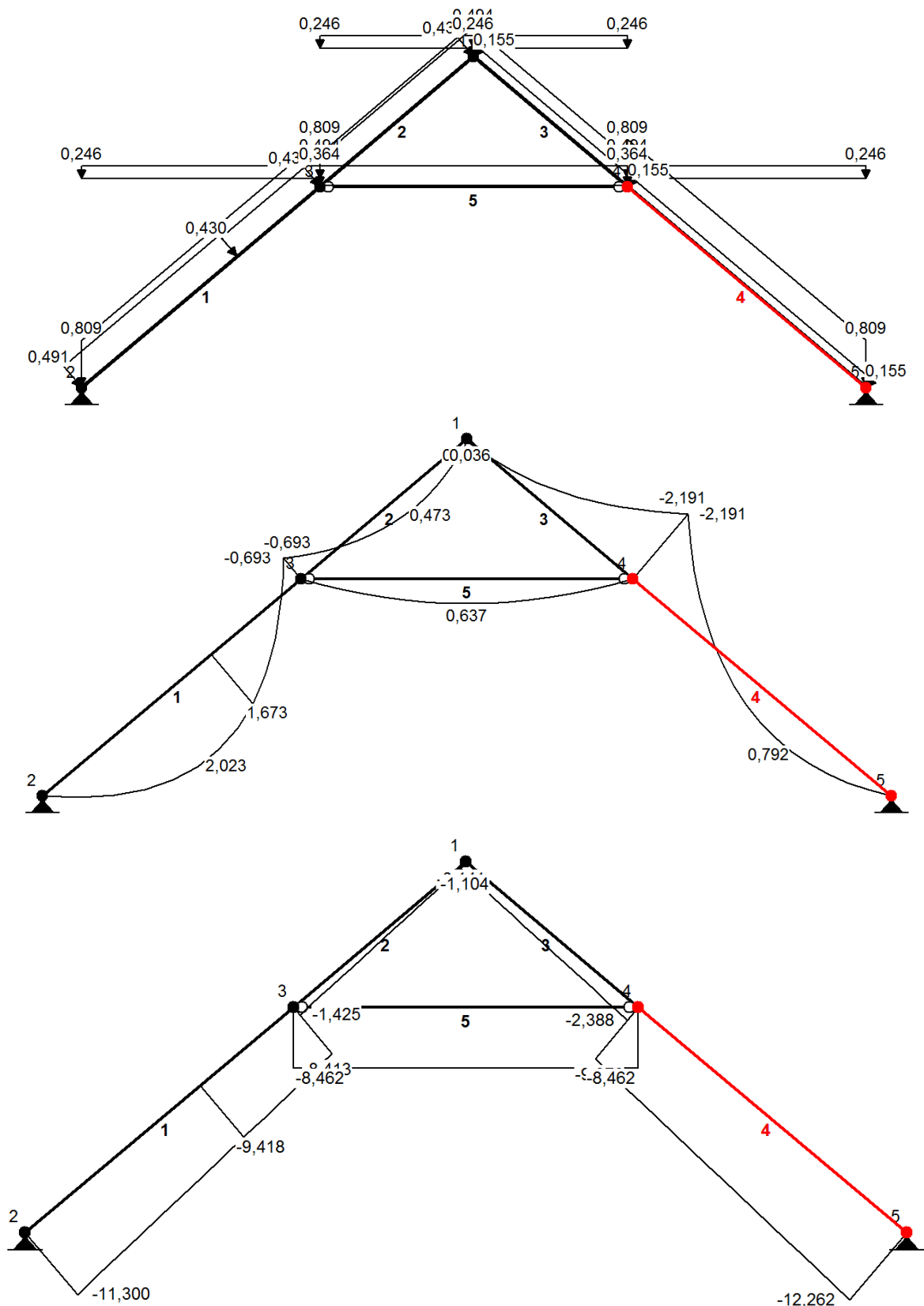
Rysunek 20: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji II

Kombinacja III – ciężar własny, wodące oddziaływanie śniegiem na prawej połaci, towarzyszące oddziaływanie wiatru:



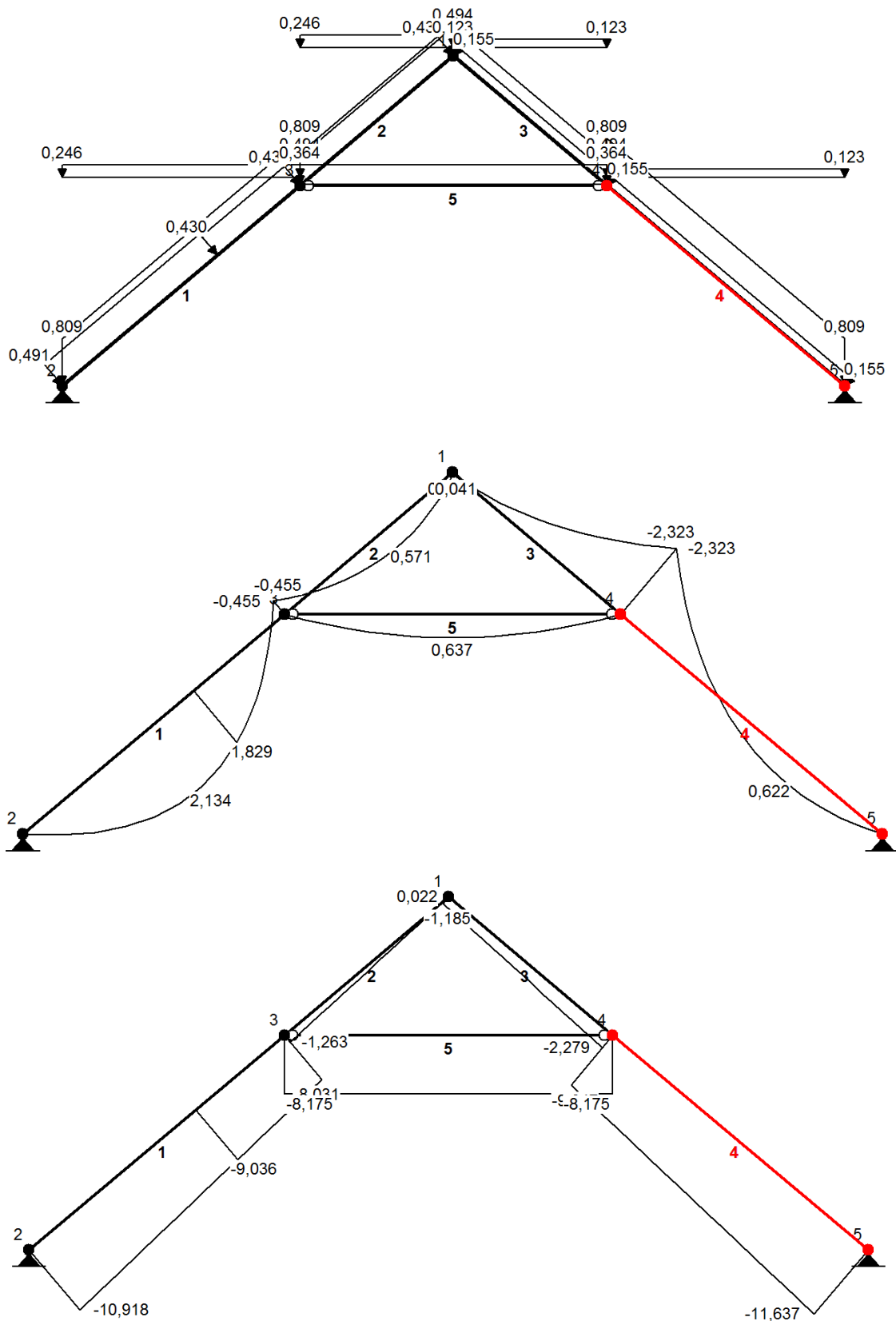
Rysunek 21: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji III

Kombinacja IV – ciężar własny, wodzące oddziaływania wiatru, towarzyszące oddziaływanie śniegiem na całej połaci:



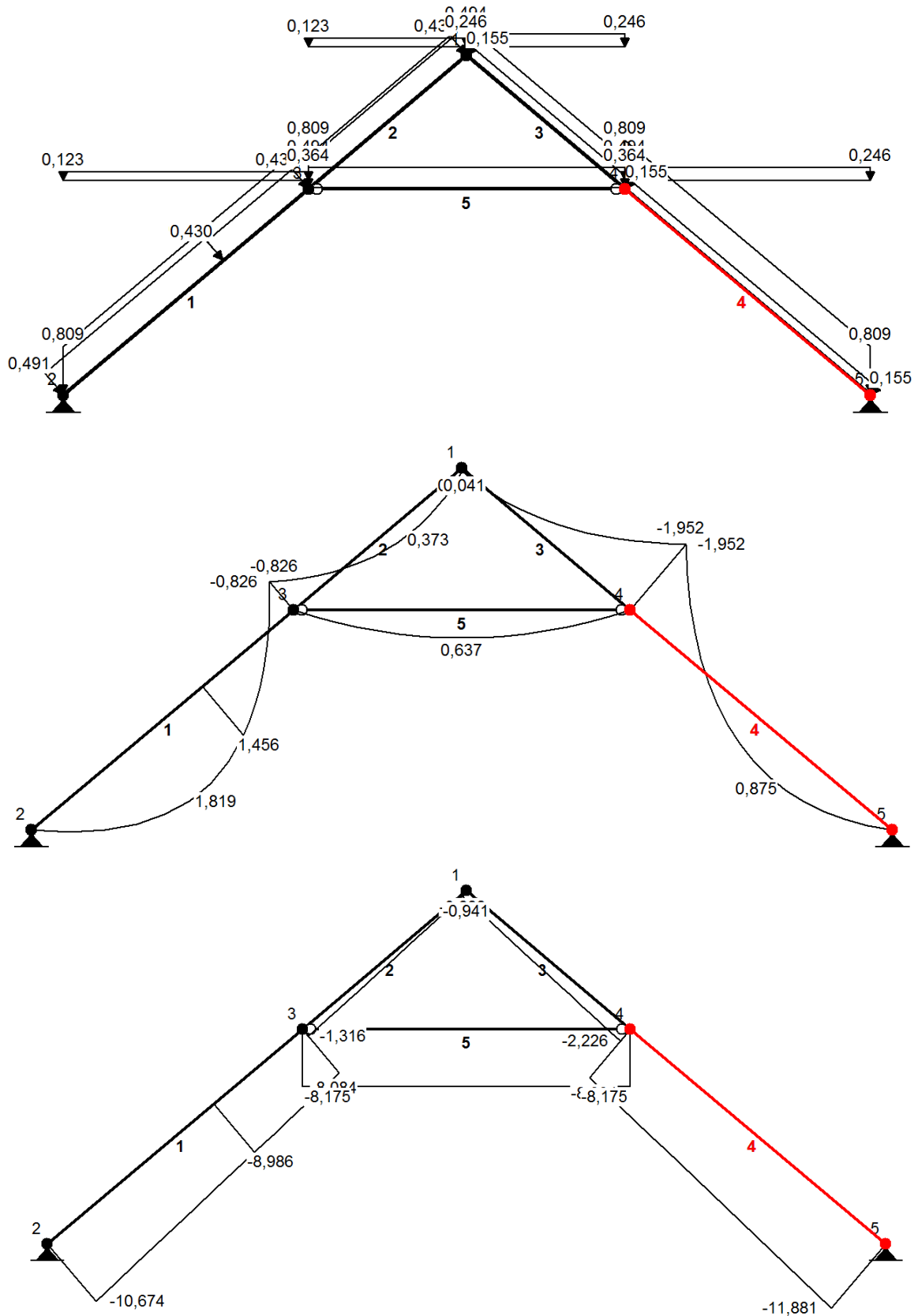
Rysunek 22: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji IV

Kombinacja V – ciężar własny, wiodące oddziaływania wiatru, towarzyszące oddziaływanie śniegiem na lewej połaci:



Rysunek 23: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji V

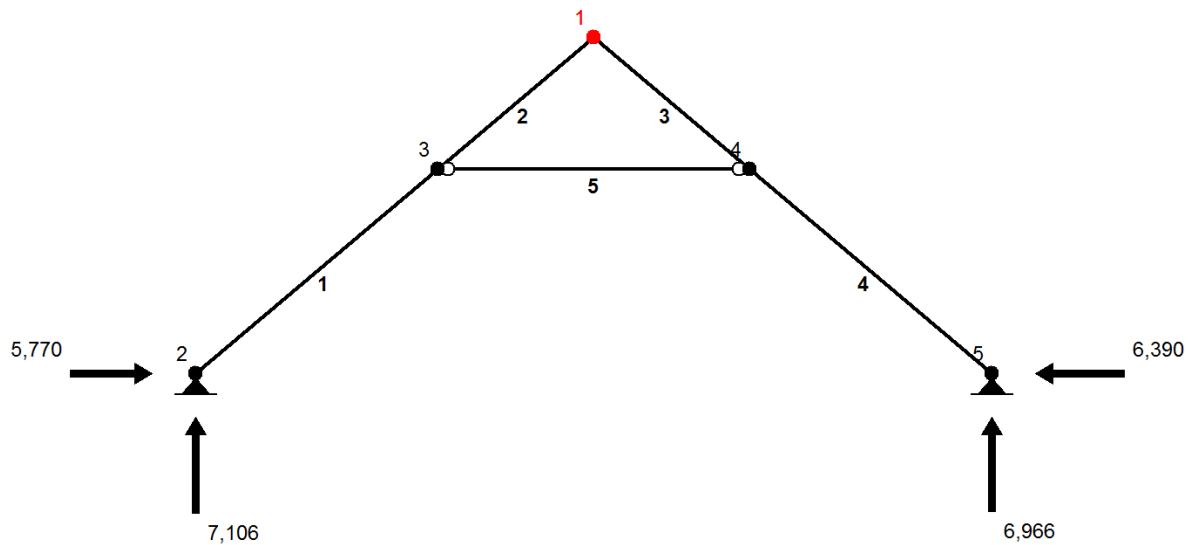
Kombinacja VI – ciężar własny, wiodące oddziaływania wiatru, towarzyszące oddziaływanie śniegiem na prawej połaci:



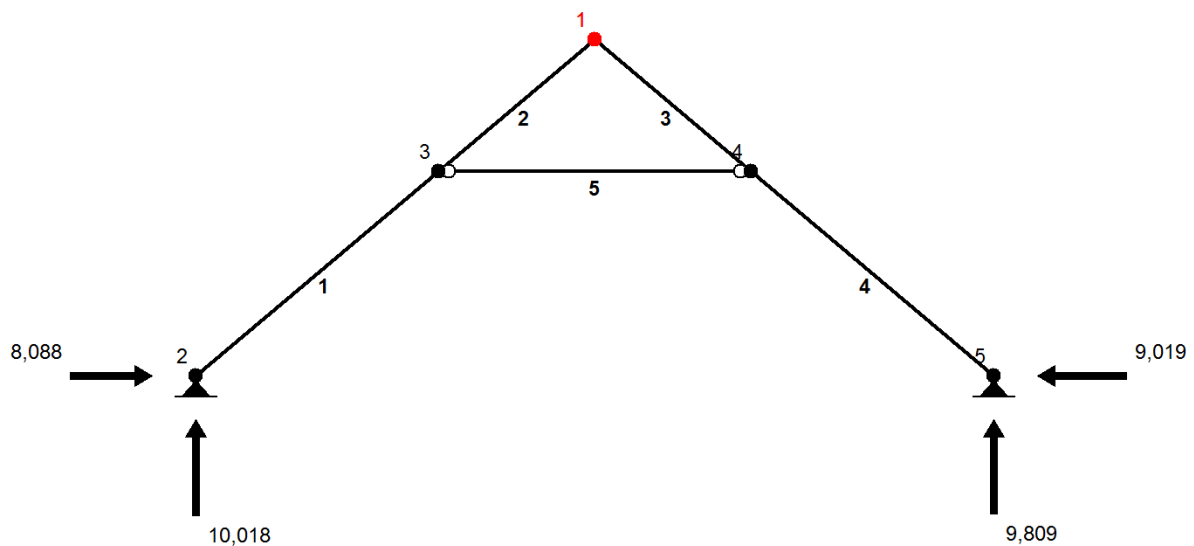
Rysunek 24: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji VI

5.3.3. Reakcje podporowe

Największe reakcje podporowe uzyskano dla kombinacji I:



Rysunek 25: Reakcje od obciążeń charakterystycznych



Rysunek 26: Reakcje od obciążeń obliczeniowych

5.3.4. Wymiarowanie krokwi

Maksymalny moment zginający i odpowiadająca mu siła podłużna wynoszą:

$$M_5 = -2,323 \text{ kNm}$$

$$N_5 = -8,175 \text{ kN (ściskanie)}$$

5.3.4.1. Stan Graniczny Nośności

Przyjęto przekrój krokwi 60 x 200 mm.

Wskaźniki wytrzymałości:

$$A = b \cdot h = 0,06 \cdot 0,20 = 12,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,06 \cdot 0,20^2}{6} = 400,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Naprężenia obliczeniowe ściskające w kierunku równoległym do włókien (bez uwzględnienia wybożenia) wynoszą:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_4}{A} = \frac{8,175}{12,0 \cdot 10^{-3}} = 0,68 \text{ MPa}$$

Naprężenia obliczeniowe od zginania w stosunku do osi głównych wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_4}{W_y} = \frac{2,323}{400,0 \cdot 10^{-6}} = 5,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0$$

Wytrzymałość charakterystyczna odpowiednio na zginanie i ściskanie wynosi:

$$f_{m,y,k} = 22,0 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 20,0 \text{ MPa}$$

O wartości współczynnika k_{mod} decyduje obciążenie śniegiem i wiatrem:

$$k_{mod} = 0,8$$

Wytrzymałość obliczeniowa wynosi:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 20,0}{1,3} = 12,08 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 22}{1,3} = 13,54 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie warunku granicznego nośności:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 = 0 + \frac{5,81}{13,54} + \left(\frac{0,68}{12,08} \right)^2 = 0,43 < 1$$

Wniosek: warunek został spełniony.

6.2.4 Zginanie ze ścisaniem osiowym

(1)P Należy spełnić następujące warunki^(N2):

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

(2)P Wartości współczynnika k_m podano w 6.1.6.

Wg **PN-EN 1995-1-1, p. 6.3.3**

Długość wyboczeniowa krokwi wynosi:

$$l_{eff} = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 5,37 \text{ m} = 4,83 \text{ m}$$

$$E_k = E_{0,05} = 6700 \text{ MPa}$$

Naprężenie krytyczne przy zginaniu dla przekroju prostokątnego wynoszą:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{eff}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 0,060^2}{0,2 \cdot 4,83} \cdot 6700 \text{ MPa} = 19,48 \text{ MPa}$$

Smukłość względna przy zginaniu:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{22}{19,48}} = 1,06$$

Dla: $\lambda_{rel,m} = 1,06$

$$k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,06 = 0,76$$

Warunek:

$$\sigma_{m,y,d} = 5,81 \text{ MPa} < k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d} = 0,76 \cdot 13,54 = 10,29 \text{ MPa}$$

Wniosek: warunek SGN dla krokwi został spełniony. Nośność nie została w pełni wykorzystana.

6.3.3 Belki pracujące na zginanie lub na zginanie ze ściskaniem

(1) P Stateczność przy zginaniu należy sprawdzić zarówno przy obciążeniu belki momentem M_y (y – oś przekroju, względem której sztywność belki ma największą wartość), jak i przy obciążeniu momentem M_y i siłą osiową N_c .

(2) Smukłość względną przy zginaniu należy określić ze wzoru

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (6.30)$$

gdzie:

$\sigma_{m,crit}$ – naprężenie krytyczne przy zginaniu, obliczone zgodnie z klasyczną teorią stateczności, z zastosowaniem 5 % kwantyli modułów sprężystości.

Naprężenie krytyczne przy zginaniu należy wyznaczyć ze wzoru

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{\ell_{ef} W_y} \quad (6.31)$$

gdzie:

$E_{0,05}$ – 5 % kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien,

$G_{0,05}$ – 5 % kwantyl modułu odkształcenia postaciowego,

I_z – moment bezwładności przekroju względem słabszej osi z ,

I_{tor} – moment bezwładności przy skręcaniu,

ℓ_{ef} – efektywna długość belki zależna od warunków podparcia i układu obciążenia, zgodnie z Tablicą 6.1,

W_y – wskaźnik wytrzymałości względem osi y .

W przypadku elementów z drewna iglastego o przekroju prostokątnym, $\sigma_{m,crit}$ należy obliczać ze wzoru

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{h\ell_{ef}} E_{0,05} \quad (6.32)$$

gdzie:

b – szerokość belki,

h – wysokość belki,

(3) W przypadku, gdy belka jest obciążona wyłącznie momentem M_y (y – oś przekroju, względem której sztywność belki ma największą wartość), naprężenia powinny spełniać następujący warunek:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (6.33)$$

gdzie:

$\sigma_{m,d}$ – obliczeniowe naprężenie zginające,

$f_{m,d}$ – obliczeniowa wytrzymałość na zginanie,

k_{crit} – współczynnik uwzględniający redukcję wytrzymałości ze względu na zwichrowanie elementu.

Tablica 6.1 – Długość efektywna określona w stosunku do długości rzeczywistej

Rodzaj belki	Rodzaj obciążenia	$\ell_{ef} / \ell^{*)}$
Swobodnie podparta	Stały moment zginający	1,0
	Obciążenie równomiernie rozłożone	0,9
	Obciążenie skupione w środku rozpiętości	0,8
Wspornik	Obciążenie równomiernie rozłożone	0,5
	Siła skupiona na końcu wspornika	0,8

*) Wartości stosunku długości efektywnej ℓ_{ef} do długości rzeczywistej ℓ dotyczą belek podpartych w sposób ograniczający możliwość skręcania i obciążonych w osi środkowej belki. W przypadku obciążeń przyłożonych do górnej powierzchni belki, obliczoną wartość ℓ_{ef} należy zwiększyć o $2h$, a w przypadku obciążeń przyłożonych do dolnej powierzchni belki – można zmniejszyć o $0,5h$, gdzie h – wysokość belki.

(4) W przypadku belek, w których odchylenie od prostoliniowości zawiera się w granicach określonych w Rozdziale 10, k_{crit} można określić ze wzorów (6.28):

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{dla } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{dla } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{dla } \lambda_{rel,m} > 1,4 \end{cases} \quad (6.34)$$

(5) Współczynnik $k_{crit}=1,0$ można przyjmować w przypadku belek, które w strefie ściskanej są zabezpieczone na całej swej długości – przed przemieszczeniami bocznymi, a na podporach przed obrotem wskutek skręcania.

(6) W przypadku obciążenia momentem zginającym M_y (y – oś przekroju, względem której sztywność belki ma największą wartość) oraz ściskającą siłą osiową N_c , naprężenia powinny spełniać następujący warunek:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.35)$$

gdzie:

$\sigma_{m,d}$ – obliczeniowe naprężenie zginające,

$\sigma_{c,0,d}$ – obliczeniowe naprężenie ściskające wzdłuż włókien;

$f_{c,0,d}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien,

$k_{c,z}$ – współczynnik wyznaczany z wzoru (6.26).

Przyjęto przekrój krokwi 60 x 180 mm.

Wskaźniki wytrzymałości:

$$A = b \cdot h = 0,06 \cdot 0,18 = 10,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,06 \cdot 0,18^2}{6} = 324,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Naprężenia obliczeniowe ściskające w kierunku równoległym do włókien (bez uwzględnienia wybożenia) wynoszą:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_4}{A} = \frac{8,175}{10,8 \cdot 10^{-3}} = 0,76 \text{ MPa}$$

Naprężenia obliczeniowe od zginania w stosunku do osi głównych wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_4}{W_y} = \frac{2,323}{324,0 \cdot 10^{-6}} = 7,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0$$

Wytrzymałość charakterystyczna odpowiednio na zginanie i ściskanie wynosi:

$$f_{m,y,k} = 22,0 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 20,0 \text{ MPa}$$

O wartości współczynnika k_{mod} decyduje obciążenie śniegiem i wiatrem:

$$k_{mod} = 0,8$$

Wytrzymałość obliczeniowa wynosi:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 20,0}{1,3} = 12,08 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 22}{1,3} = 13,54 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie warunku granicznego nośności:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 = 0 + \frac{7,17}{13,54} + \left(\frac{0,76}{12,08} \right)^2 = 0,53 < 1$$

Wniosek: warunek został spełniony.

Długość wybożeniowa krokwi wynosi:

$$l_{eff} = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 5,37 \text{ m} = 4,83 \text{ m}$$

$$E_k = E_{0,05} = 6700 \text{ MPa}$$

Naprężenie krytyczne przy zginaniu dla przekroju prostokątnego wynoszą:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{eff}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 0,060^2}{0,18 \cdot 4,83} \cdot 6700 \text{ MPa} = 21,64 \text{ MPa}$$

Smukłość względna przy zginaniu:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{22}{21,64}} = 1,01$$

Dla: $\lambda_{rel,m} = 1,01$

$$k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,01 = 0,80$$

Warunek:

$$\sigma_{m,y,d} = 7,17 \text{ MPa} < k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d} = 0,80 \cdot 13,54 = 10,83 \text{ MPa}$$

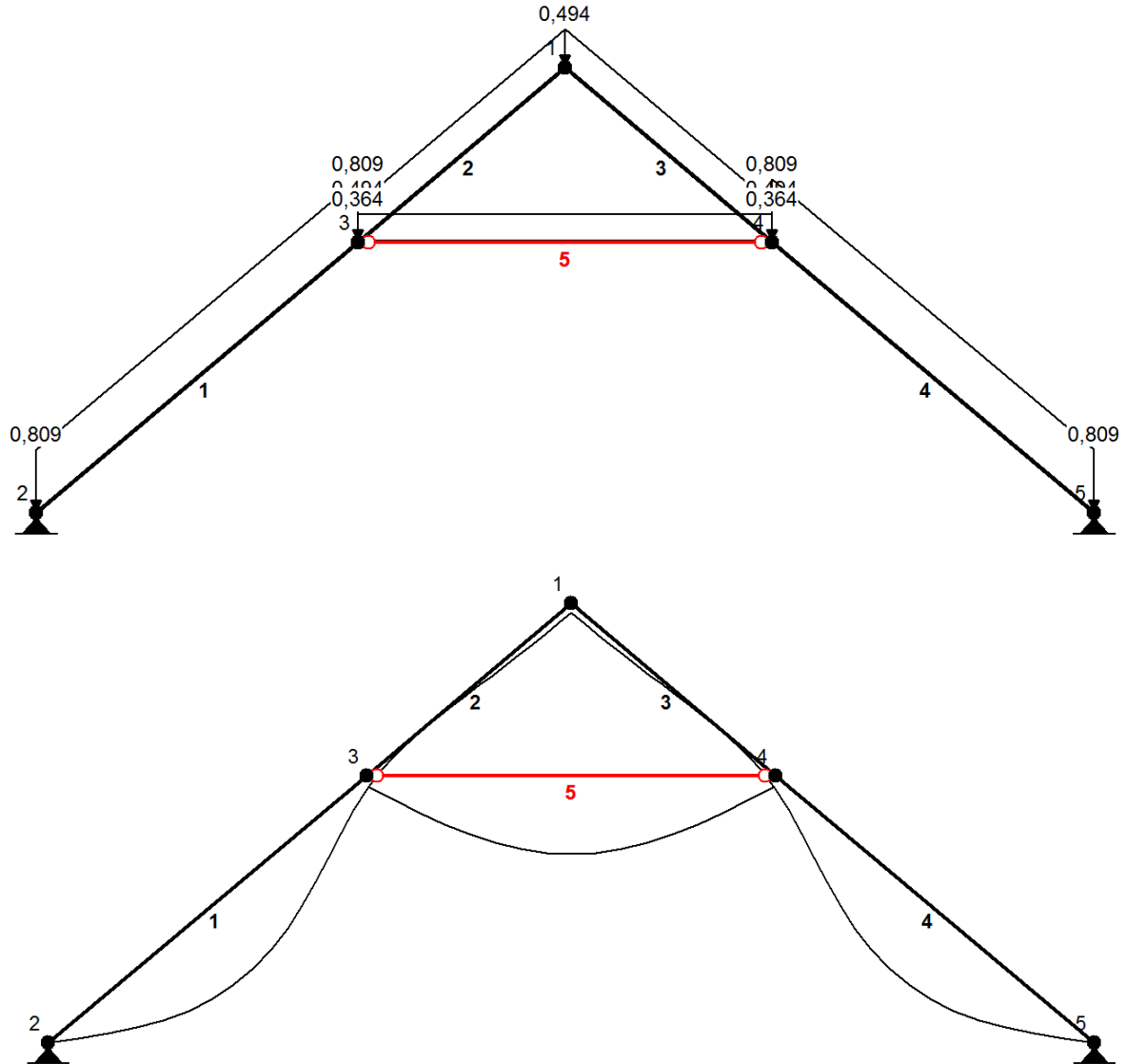
Wniosek: warunek SGN dla krokwi został spełniony.

5.3.4.2. Stan Graniczny Użytkowalności

Według normy **PN-EN 1995-1-1, NA.3** graniczna wartość ugięcia wynosi:

$$u_{net,fin} = \frac{L}{300} = \frac{3260}{300} = 10,87 \text{ mm}$$

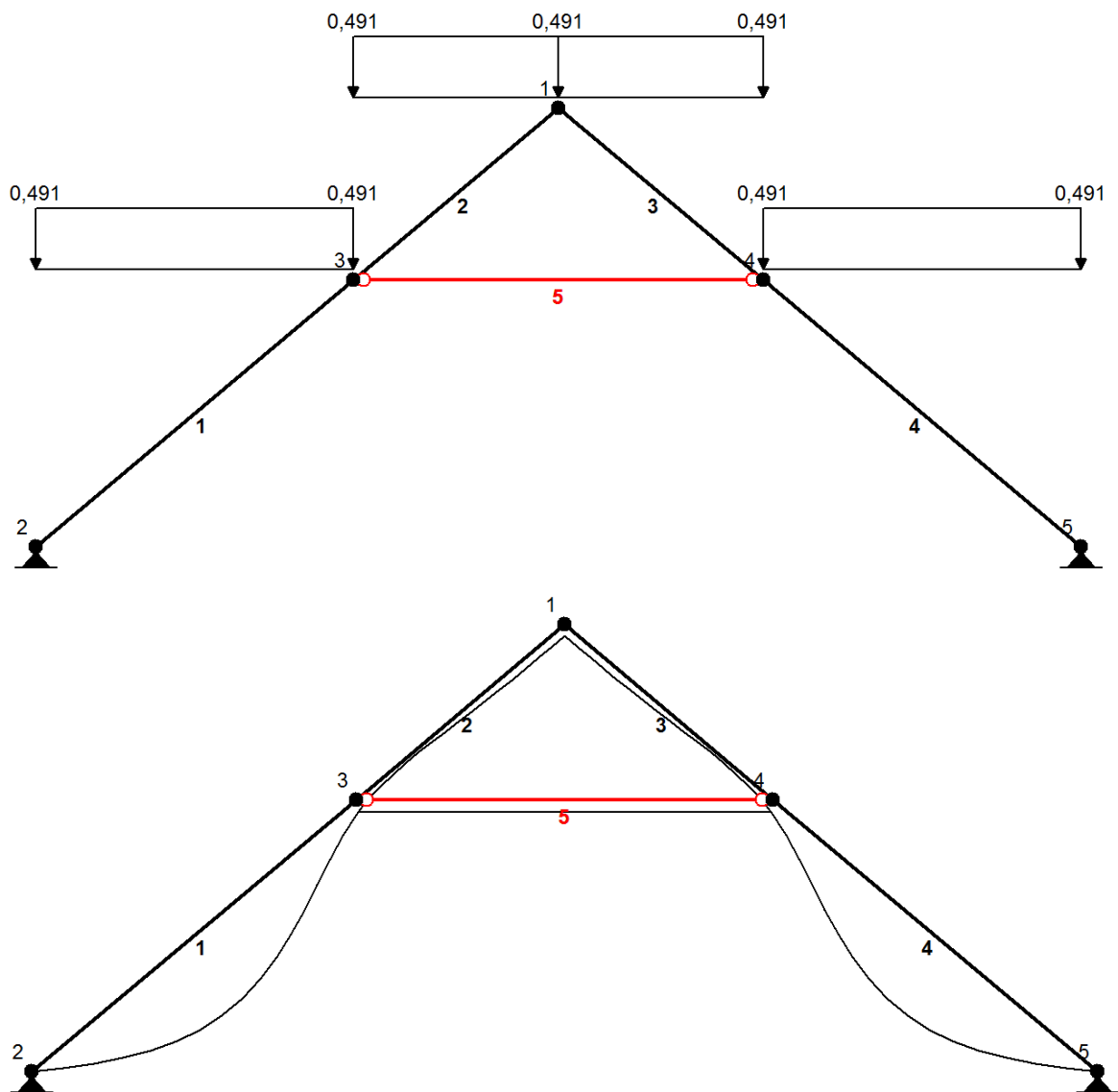
Wartości ugięcia doraźnego inst. od obciążenia ciężarem własnym, śniegiem i wiatrem:



Rysunek 27: Schemat statyczny, obciążenia i wykres ugięć od obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	FIa [deg]:	FIb [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0003	-0,119	0,048	0,0018	1776,2
2	-0,0003	-0,0002	0,048	0,000	0,0002	10138,9
3	-0,0002	-0,0003	0,000	-0,048	0,0002	10138,9
4	-0,0003	-0,0000	-0,048	0,119	0,0018	1776,2
5	-0,0003	-0,0003	-0,099	0,099	0,0017	1842,8

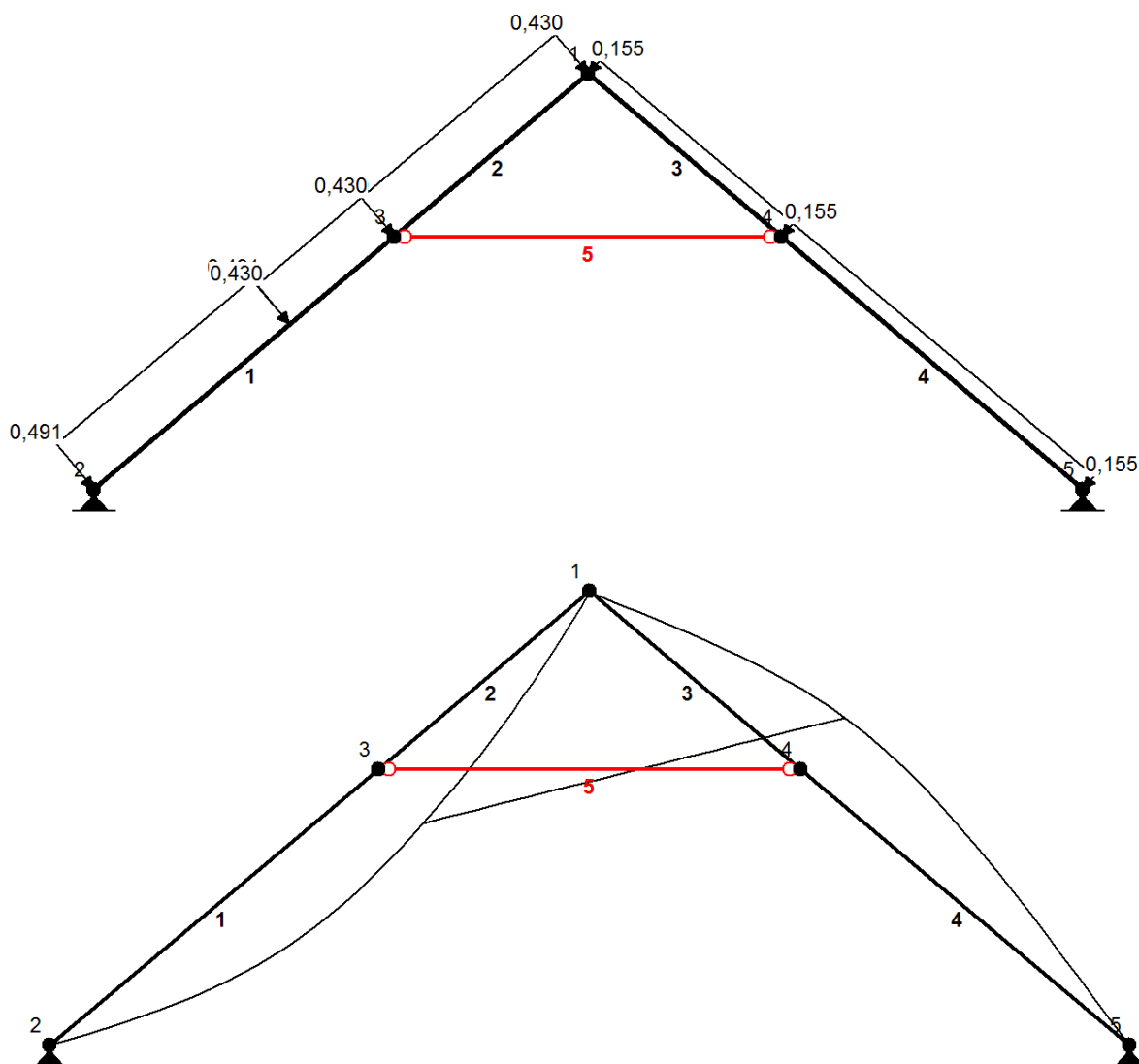
Tabela 21: Zestawienie ugięć więzara dachowego od obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym



Rysunek 28: Schemat statyczny, obciążenia i wykres ugięć od obciążenia charakterystycznego śniegiem

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0001	-0,054	0,019	0,0008	3970,3
2	-0,0001	-0,0001	0,019	0,000	0,0001	30379,3
3	-0,0001	-0,0001	0,000	-0,019	0,0001	30379,3
4	-0,0001	-0,0000	-0,019	0,054	0,0008	3970,3
5	-0,0001	-0,0001	0,000	0,000	0,0000	1,45E+16

Tabela 22: Zestawienie ugięć więzara dachowego od obciążenia charakterystycznego śniegiem



Rysunek 29: Schemat statyczny, obciążenia i wykres ugięć od obciążenia charakterystycznego wiatrem

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	FIa [deg]:	FIb [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0053	-0,249	0,083	0,0028	1148,4
2	-0,0053	-0,0001	0,083	0,185	0,0005	3868,4
3	-0,0000	0,0051	0,185	0,039	0,0007	3168,1
4	0,0051	-0,0000	0,039	-0,131	0,0011	2857,7
5	-0,0040	0,0039	0,140	0,140	0,0000	2,27E+14

Tabela 23: Zestawienie ugięć więzara dachowego od obciążenia charakterystycznego wiatrem

Według PN-EN 1995-1-1 ugięcie końcowe $w_{fin,i}$ oblicza się ze wzoru:

$$u_{fin,i} = u_{fin,i,G} + w_{fin,i,Q1} + w_{fin,i,Qi}, \text{ gdzie:}$$

$$u_{fin,i,G} = u_{inst,i,G} \cdot (1 + k_{def}) - \text{w przypadku obciążenia stałego G}$$

$$u_{fin,i,Q1} = u_{inst,i,Q1} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}) - \text{w przypadku obciążenia zmiennego } Q_1$$

$$u_{fin,i,Qi} = u_{inst,i,Qi} \cdot (\Psi_{0,i} + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}) - \text{w przypadku obciążeń zmiennych } Q_i (i>1)$$

Obciążenie	k_{def}	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{0,i}$	Składowe obciążenia [mm]	
				u_{inst}	u_{fin}
1. Ciężar własny (stałe)	0,8	-	-	1,8	3,24
2. Śnieg (średniotrwałe)	0,25	0,2	0,5	0,8	0,84
3. Wiatr (krótkotrwałe)	0,0	0	0,0	2,8	2,8
Ugięcie sumaryczne $u_{fin} = u_{fin1} + u_{fin2} + u_{fin3}$				6,88 mm < $u_{net\ fin} = 10,87$ mm	

Tabela 24: wartości ugięć krokwi od składowych obciążeń

Wniosek: warunek SGU dla krokwi został spełniony.

Ostatecznie przyjęto krokiew o wymiarach przekroju poprzecznego 60 x 180 mm.

5.4. Obliczenie jętki

Maksymalny moment zginający i odpowiadająca mu siła podłużna wynoszą:

$$M_5 = 0,637 \text{ kNm}$$

$$N_5 = -8,633 \text{ kN (ściskanie)}$$

5.4.1. Stan Graniczny Nośności

Przyjęto przekrój jętki 60 x 180 mm.

Wskaźniki wytrzymałości

$$A = b \cdot h = 0,08 \cdot 0,20 = 10,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,08 \cdot 0,20^2}{6} = 324,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Naprężenia obliczeniowe ściskające w kierunku równoległym do włókien (bez uwzględnienia wybożenia) wynoszą:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_5}{A} = \frac{8,633}{10,8 \cdot 10^{-3}} = 0,80 \text{ MPa}$$

Naprężenia obliczeniowe od zginania w stosunku do osi głównych wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_5}{W_y} = \frac{0,637}{324,0 \cdot 10^{-6}} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0$$

Wytrzymałość charakterystyczna odpowiednio na zginanie i ściskanie wynosi:

$$f_{m,y,k} = 22,0 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 20,0 \text{ MPa}$$

O wartości współczynnika k_{mod} decyduje obciążenie stałe: $k_{mod} = 0,6$

Wytrzymałość obliczeniowa wynosi:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,6 \cdot 20,0}{1,3} = 9,23 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_m} = \frac{0,6 \cdot 22}{1,3} = 10,15 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie warunku granicznego nośności:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 = 0 + \frac{1,97}{10,15} + \left(\frac{0,80}{9,23} \right)^2 = 0,20 < 1$$

Wniosek: warunek został spełniony.

Długość wyboczeniowa jętki wynosi:

$$l_{eff} = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 3,22 \text{ m} = 2,90 \text{ m}$$

$$E_k = E_{0,05} = 6700 \text{ MPa}$$

Napężenie krytyczne przy zginaniu wynosi:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{eff}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 0,060^2}{0,18 \cdot 2,90} \cdot 6700 \text{ MPa} = 36,04 \text{ MPa}$$

Smukłość względna przy zginaniu:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{22}{36,04}} = 0,78$$

Dla: $\lambda_{rel,m} = 0,78$

$$k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,78 = 0,98$$

Warunek:

$$\sigma_{m,y,d} = 1,97 \text{ MPa} < k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d} = 0,98 \cdot 10,15 = 9,95 \text{ MPa}$$

Wniosek: warunek SGN dla jętki został spełniony.

5.4.2. Stan Graniczny Użytkowości

Według normy **PN-EN 1995-1-1, NA.3** graniczna wartość ugięcia wynosi:

$$u_{net,fin} = \frac{L}{300} = \frac{3220}{300} = 10,733 \text{ mm}$$

Wartość ugięcia doraźnego inst. od obciążenia ciężarem własnym jętki pokazano na rysunku 27.

Obciążenie	k_{def}	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{0,i}$	Składowe obciążenia [mm]	
				u_{inst}	u_{fin}
1. Ciężar własny (obc. stałe)	0,8	-	-	1,7	3,06
Ugięcie sumaryczne $u_{fin} = u_{fin1}$				3,06 < $u_{net,fin} = 13,17 \text{ mm}$	

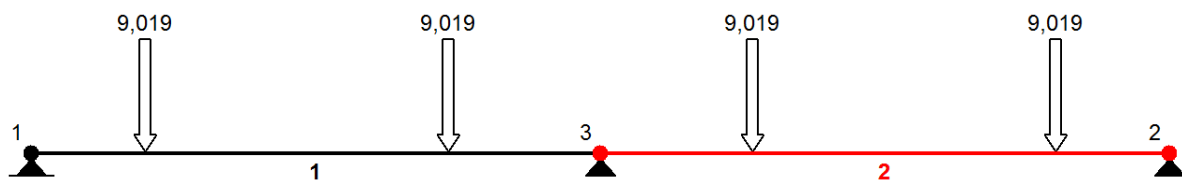
Tabela 25: Wartość ugięć jętki od składowych obciążeń

Wniosek: warunek SGU dla jętki został spełniony.

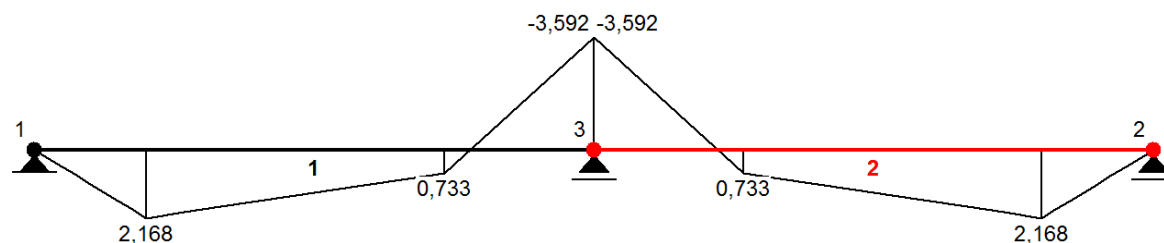
Ostatecznie przyjęto jętkę o wymiarach przekroju poprzecznego 60 x 180 mm.

5.5. Obliczenie murłatu

Murłat mocowany jest do wieńca żelbetowego śrubami co 1,5 m. Jako schemat statyczny przyjęto belkę dwuprzęsłową, długości 3,00 m, obciążoną reakcjami pionowymi od wiązarów dachowych. Maksymalna wartość siły poziomej (reakcji podporowej), jaka przypada na murłat, wynosi: $H_k = 6,390 \text{ kN}$; $H_d = 9,019 \text{ kN}$ (rysunek 25 i 26.). Ponieważ murłat leży bezpośrednio na wieńcu, pominięto obciążenia pionowe.



Rysunek 30: Schemat statyczny oraz obciążenie murlatu (wartości obliczeniowe)



Rysunek 31: Wykres momentów zginających dla murlatu

5.5.1. Stan Graniczny Nośności

Maksymalna wartość momentu, jaka przypada na murlat, wynosi:

$$M = 3,592 \text{ kNm}$$

Przyjęto przekrój murlatu 150 x 150mm, dla którego:

$$A = b \cdot h = 0,150 \cdot 0,150 = 22,50 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{0,150 \cdot 0,150^2}{6} = 562,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Naprężenia obliczeniowe od zginania w stosunku do osi głównych wynosi:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M}{W_z} = \frac{3,592}{562,5 \cdot 10^{-6}} = 6,38 \text{ MPa}$$

Wytrzymałość charakterystyczna odpowiednio na zginanie i ściskanie wynosi:

$$f_{m,z,k} = 22,0 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 20,0 \text{ MPa}$$

O wartości współczynnika k_{mod} decyduje obciążenie stałe: $k_{mod} = 0,6$

Wytrzymałość obliczeniowa wynosi:

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_m} = \frac{0,6 \cdot 22}{1,3} = 10,15 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie warunku granicznego nośności:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0 + \frac{6,38}{10,15} = 0,63 < 1$$

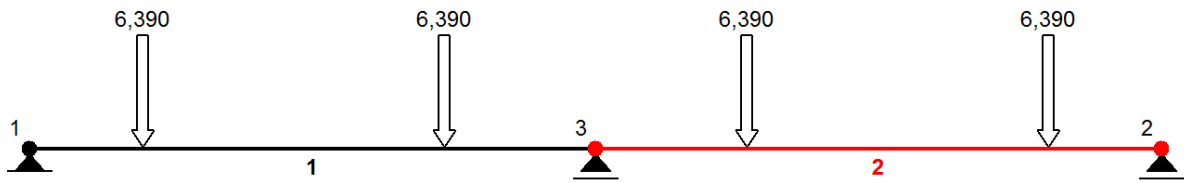
Wniosek: warunek SGN dla murlatu został spełniony.

5.5.2. Stan Graniczny Użytkowości

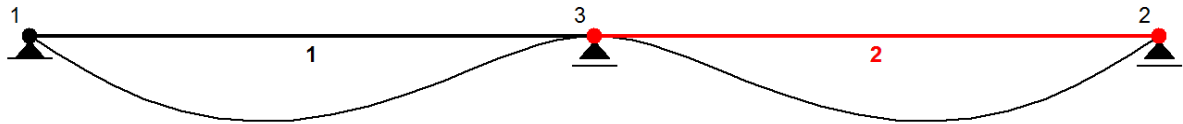
Według normy **PN-EN 1995-1-1, NA.3** graniczna wartość ugięcia wynosi:

$$u_{net,fin} = \frac{L}{200} = \frac{1500}{200} = 7,5 \text{ mm}$$

Wartość ugięcia doraźnego inst. od najgorszej kombinacji obciążeń.



Rysunek 32: Schemat statyczny oraz obciążenie murlatu (wartości charakterystyczne)



Rysunek 33: Wykres ugięć dla murlatu

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	FIa [deg]:	FIb [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,088	0,000	0,0006	2716,4
2	-0,0000	0,0000	0,000	0,088	0,0006	2716,4

Tabela 26: Zestawienie ugięć dla murlatu od obciążenia charakterystycznego

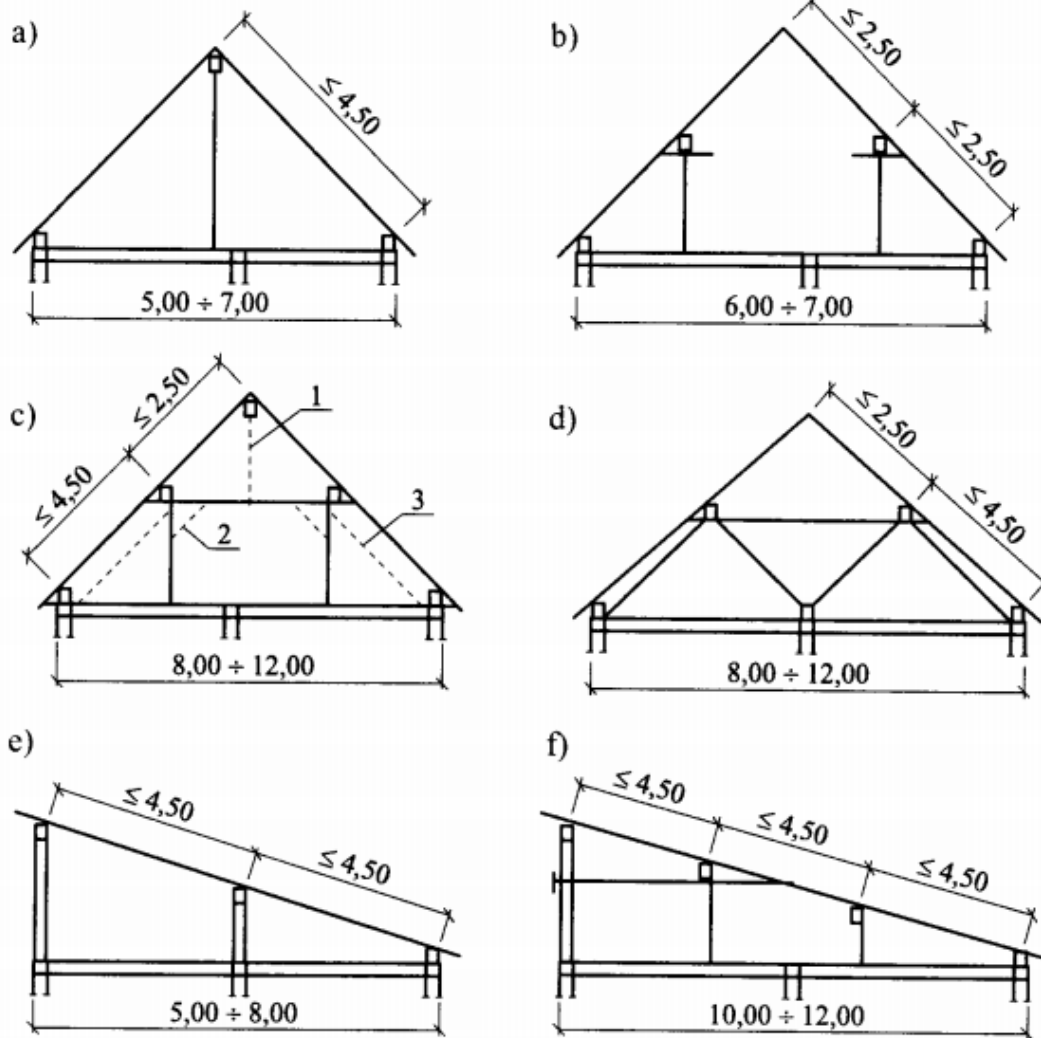
Obciążenie	k_{def}	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{0,i}$	Składowe obciążenia [mm]	
				u_{inst}	u_{fin}
1. ciężar od wiązara (obc. stałe)	0,8	-	-	0,6	1,08
Ugięcie sumaryczne $u_{fin} = u_{fin1}$				1,08 < $u_{net\ fin} = 7,5$ mm	

Tabela 27: Wartości ugięć murlatu od składowych obciążeń

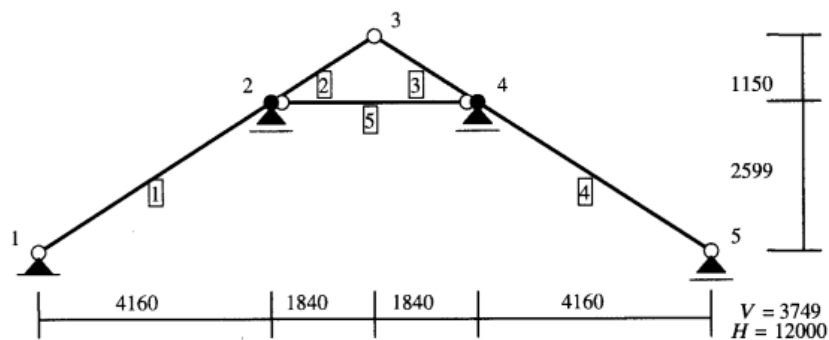
Wniosek: warunek SGU dla murlatu został spełniony.

Ostatecznie przyjęto murłat o wymiarach przekroju poprzecznego 150 x 150 mm.

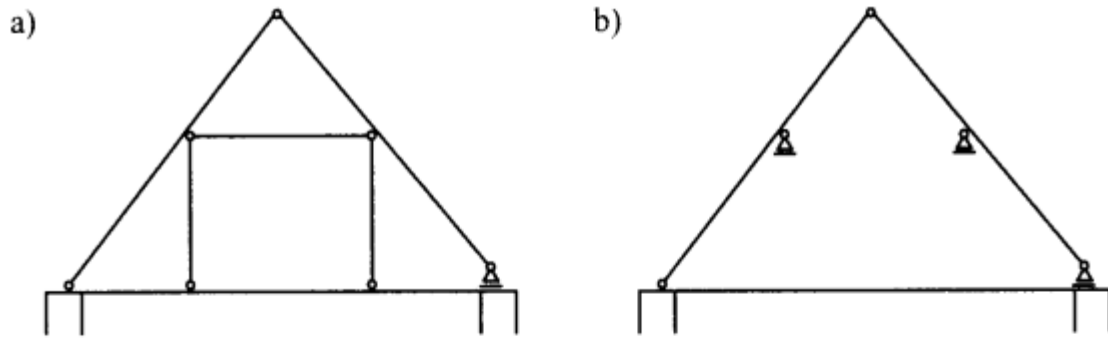
WIĄZAR BEZROZPOROWY



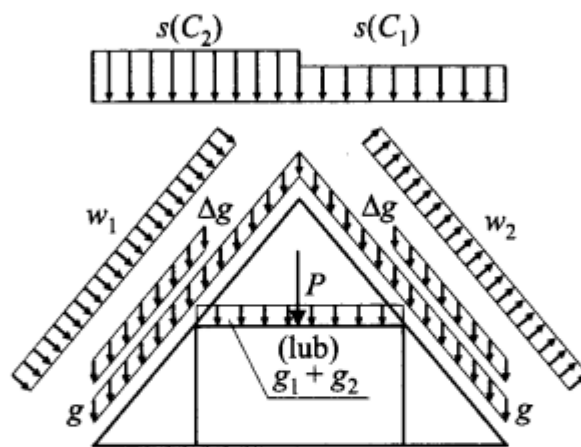
Rys. 3.23. Wiązary z płatwiami: a) dwuspankowy z podparciem na płatwi kalenicowej, b) dwuspankowy z podparciem dwoma ramami stolcowymi, c) dwuspankowy płatwiowo-kleszczowy, d) dwuspankowy z podparciem kozłowym, e) jednospankowy bez kleszczy (pulpitowy), f) jednospankowy z kleszczami; 1 – ewentualnie dodatkowe podparcie w kalenicy, 2 – ewentualnie miecz w płaszczyźnie wiązara, 3 – ewentualnie zastrzał



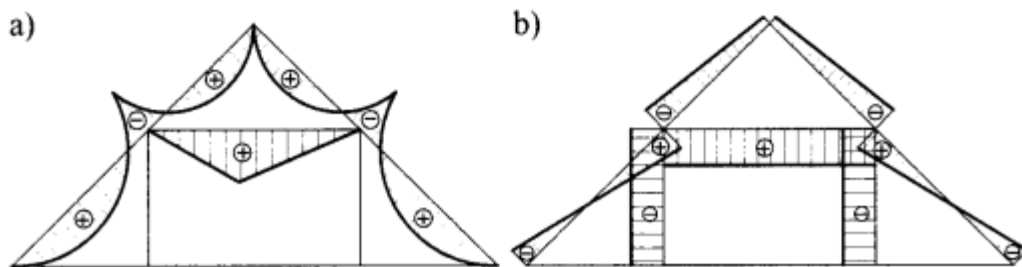
Rys. 3.64. Schemat statyczny wiązara płatwiowo-kleszczowego z opisem prętów



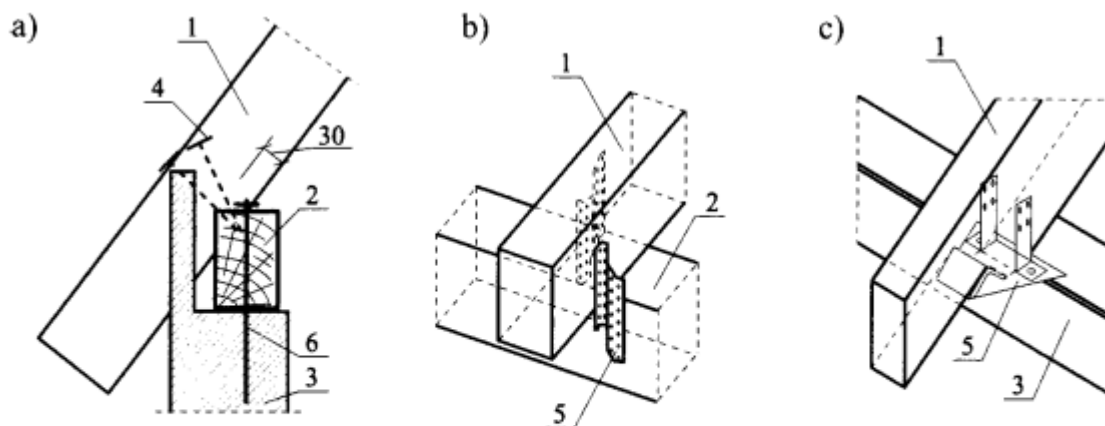
Rys. 3.24. Schematy statyczne najczęściej w praktyce wykonywanych wiązarów płatwiowo-kleszczowych: a) wiązar pełny, b) wiązar pusty



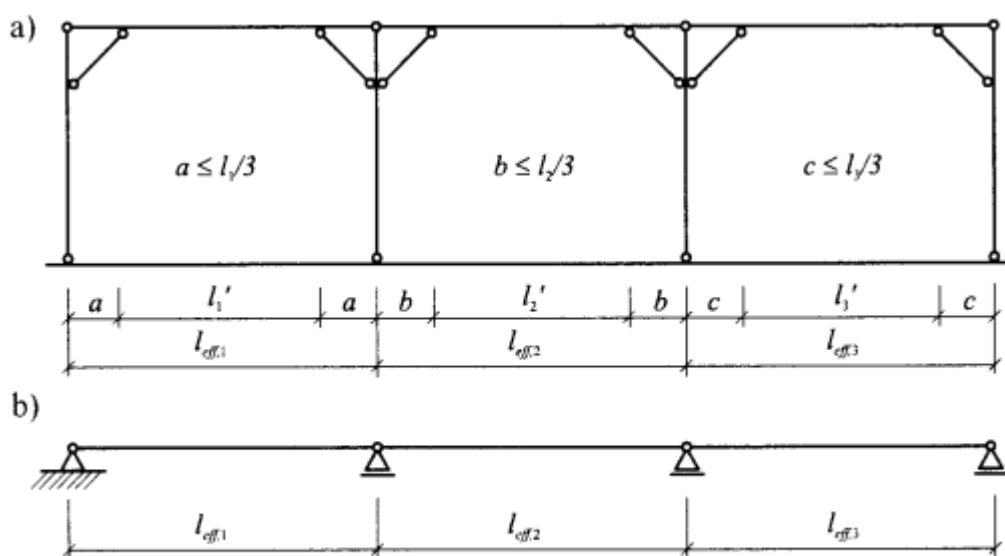
Rys. 3.25. Obciążenia działające na wiązar płatwiowo-kleszczowy: g – ciężar konstrukcji dachu pokrycia dachowego, Δg – dodatkowy ciężar ocieplenia i obudowy poddasza, g_1 – ciężar stropu na kleszczach, g_2 – obciążenie użytkowe, s – obciążenie śniegiem, w – obciążenie wiatrem, P – ciężar człowieka (gdy nie występuje g_2)



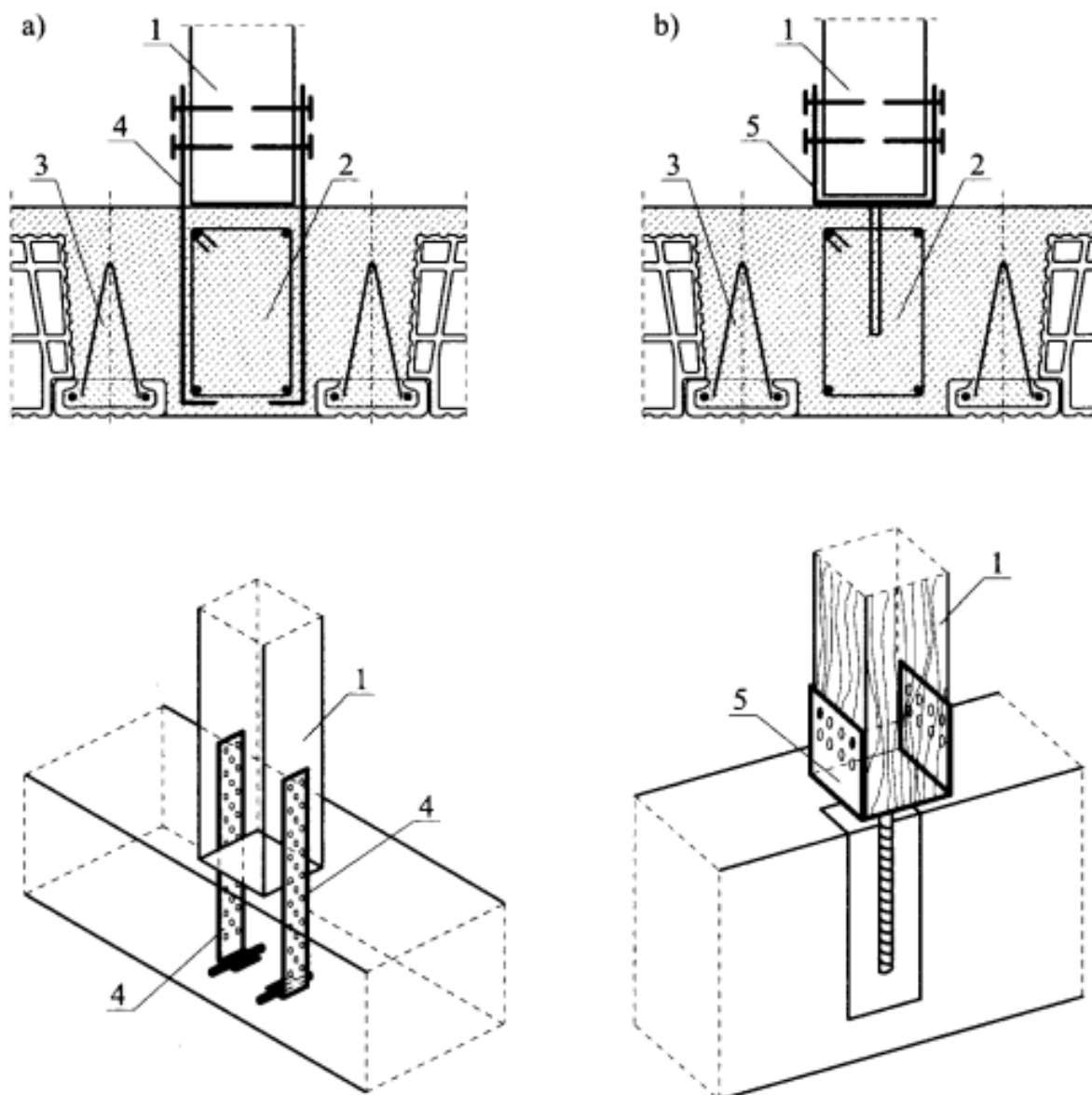
Rys. 3.26. Przykładowe wykresy sił wewnętrznych w pełnym wiązarze płatwiowo-kleszczowym: a) wykres momentów, b) wykres sił podłużnych



Rys. 3.27. Połączenie krokwi z murłatem w więzarach z płytami: a) za pomocą gwoździ krokwiowych, b) za pomocą łącznika metalowego mocowanego do murłatu, c) za pomocą łącznika metalowego mocowanego do wieńca żelbetowego; 1 – krokiew, 2 – murłat, 3 – wieńiec żelbetowy lub ściana, 4 – gwoździe, 5 – łącznik stalowy, 6 – śruba kotwiąca



Rys. 3.28. Przykładowy schemat statyczny ramy (ścianki) stłocowej: a) w płaszczyźnie $x - z$, b) w płaszczyźnie $x - y$



Rys. 3.32. Połączenie słupów ramy stalowej ze stropem żelbetowym: a) za pomocą płaskowników (przekrój i widok), b) za pomocą specjalnych łączników stalowych (przekrój i widok); 1 – słup, 2 – dodatkowe żebro monolityczne, 3 – belki prefabrykowanego stropu gęstożebrowego, 4 – płaskowniki lub specjalne łączniki z taśmy perforowanej, 5 – specjalny łącznik podporowy do słupów drewnianych

6. Strop

W projekcie za strop przyjęto strop gęsto żebrowy POROTHERM 23/(19)/50.

6.1. Obliczenie belki pojedynczej

6.1.1. Zebranie obciążeń

Sprawdzono belkę ze stropu nad parterem, o największej rozpiętości $l = 6,25$ m.

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]
Ciężar własny stropu g	3,130 (3,44)	1,35	4,226
Obciążenie zmienne technologiczne q_{tech}	1,500	1,5	2,250
Warstwy wykończeniowe g_1 :			
Deski dębowe 25 mm $0,025 \cdot 5,5$ (7,0)	0,138	1,35	0,207
Gładź cementowa 35 mm $0,035 \cdot 21,0$	0,735	1,35	0,992
Styropian 40 mm $0,04 \cdot 0,45$	0,018	1,35	0,024
Tynk gipsowy 10 mm $0,01 \cdot 9,8$	0,098	1,35	0,132
Warstwy wykończeniowe g_1 RAZEM	0,989		1,335
$g + q_{tech} + g_1$ RAZEM	5,619		7,831

Tabela 28: Zestawienie obciążeń na 1m² stropu Porotherm

Na podstawie: Hoła J., Pietraszek P., Schabowicz K., Obliczanie konstrukcji budynków wznoszonych tradycyjnie. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2009

Rodzaj stropu	Wysokość konstrukcji [cm]	Ciężar konstrukcji [kN/m ²]
1	2	3
Akermana z pustaków wysokości:		
- 18 cm	21 (22)*	2,64 (2,89)
- 20 cm	23 (24)	2,88 (3,13)
- 22 cm	25 (26)	3,12 (3,37)
Ceram 50/24	24	3,06
Ceram 50/29	29	3,20
DZ-3 z pustakami żużlobetonowymi	23	2,65
DZ-3 z pustakami ceramicznymi	23	2,55
DZ-3 z pustakami gruzobetonowymi	23	2,96
DZ-4	27,5	2,96
DZ-5	34	3,60
Fert-40	23	3,20
Fert-45	23	2,95
Fert-60	24	2,77
EF-45/20	20	2,42
EF-45/23	23	2,65
EF45/26	26	3,06
EF45/30	30	3,35
F-45	22	2,70
F-60	22	2,60

Tabela 2.4. Cd.

1	2	3
ITB-70	22	2,84
Porotherm		
19/(15)/62,5	19	2,95
23/(19)/62,5	23	3,25
27/(29)/62,5	27	4,00
19/(15)/50	19	3,10
23/(19)/50	23	3,44
27/(23)/50	27	4,00
Teriva Nova	24	2,68
Teriva I bis	26,5	3,38
Teriva II i III	34	4,00
Płyta stropu Kleina z cegły ceramicznej pełnej:		
– lekka	6,5	1,17
– półciężka z wypełnieniem gruzem i wapnem	12	1,94
– ciężka	12	2,16
Płyta WPS	8	1,57
Wielokanałowy z płyt „Żerań”:		
– szerokości 89 cm	24	3,48
– szerokości 119 cm	24	2,93
– szerokości 149 cm	24	3,05
Wielokanałowy z płyt strunobetonowych SP		
– szerokości 119 cm	26,5	3,77
*W nawiasach podano dane dotyczące stropów Akermana z nadbetonem grubości 4 cm.		

EN 1991-1-1:2002

Tablica 6.1 – Kategorie użytkowania

Kategoria	Specyficzne zastosowanie	Przykład
A	Powierzchnie mieszkalne	Pokoje w budynkach mieszkalnych i w domach, pokoje i sale w szpitalach, sypialnie w hotelach i na stacjach, kuchnie i toalety
B	Powierzchnie biurowe	
C	Powierzchnie, na których mogą gromadzić się ludzie (z wyłączeniem powierzchni określonych wg kategorii A, B i D ¹⁾)	<p>C1: Powierzchnie ze stołami itd., np. powierzchnie w szkołach, kawiarniach, restauracjach, stolówkach, czytelniach, recepcjach.</p> <p>C2: Powierzchnie z zamocowanymi siedzeniami, np. w kościołach, teatrach, kinach, salach konferencyjnych, salach wykładowych, salach zebrań, poczekalniach, poczekalniach dworcowych.</p> <p>C3: Powierzchnie bez przeszkód utrudniających poruszanie się ludzi, np. powierzchnie w muzeach, salach wystaw itd., oraz powierzchnie ogólnie dostępne w budynkach publicznych i administracyjnych, hotelach, szpitalach, podjazdach kolejowych.</p> <p>C4: Powierzchnie, na których jest możliwa aktywność fizyczna np. sale tańców, sale gimnastyczne, sceny.</p> <p>C5: Powierzchnie ogólnie dostępne dla tłumu, np. w budynkach użyteczności publicznej takich jak sale koncertowe, sale sportowe łącznie z trybunami, tarasy oraz powierzchnie dojazdów i perony kolejowe.</p>
D	Powierzchnie handlowe	<p>D1: Powierzchnie w sklepach sprzedaży detalicznej.</p> <p>D2: Powierzchnie w domach towarowych.</p>

¹⁾ Zwraca się uwagę na punkt 6.3.1.1(2), w szczególności w odniesieniu do C4 i C5. Jeśli wymagają uwzględnienia efekty dynamiczne, patrz EN 1990. W przypadku kategorii E, patrz tablica 6.3.

UWAGA 1 W zależności od przewidywanego zastosowania, powierzchnie kategorii C2, C3, C4 mogą być zaliczone do kategorii C5 na podstawie decyzji zlecniodawcy i/lub na podstawie załącznika krajowego.

UWAGA 2 Załącznik krajowy może ustalać podkategorie A, B, C1 do C5, D1 i D2

UWAGA 3 W odniesieniu do powierzchni składowania i działalności przemysłowej, patrz 6.3.2

EN 1991-1-1:2002

Tablica 6.2 – Obciążenia użytkowe stropów, balkonów i schodów w budynkach

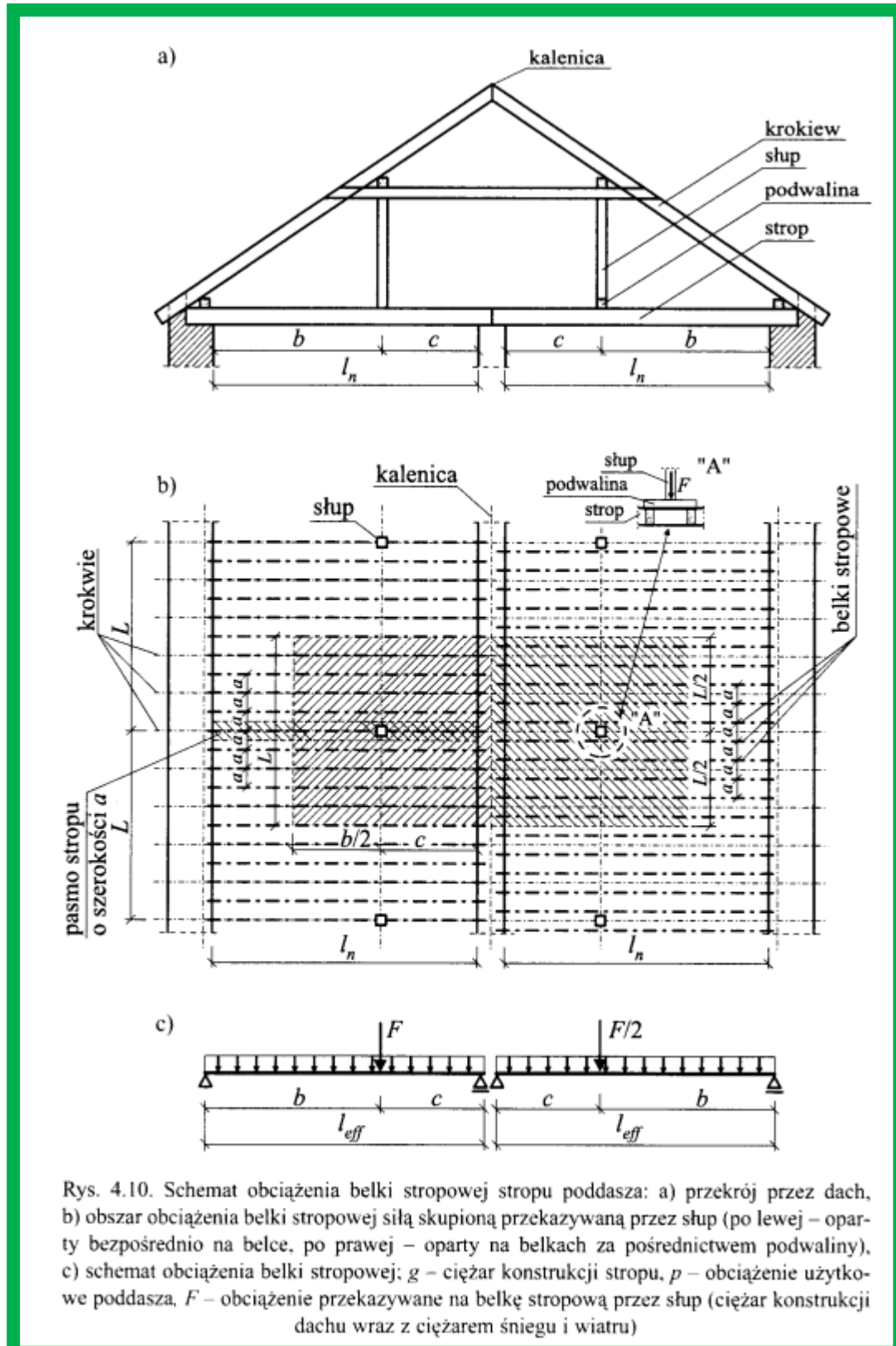
Kategorie obciążonych powierzchni	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategoria A – Stropy – Schody – Balkony	od 1,5 do <u>2,0</u> od <u>2,0</u> do 4,0 od <u>2,5</u> do 4,0	od <u>2,0</u> do 3,0 od <u>2,0</u> do 4,0 od <u>2,0</u> do 3,0
Kategoria B	od 2,0 do <u>3,0</u>	od 1,5 do <u>4,5</u>
Kategoria C – C1 – C2 – C3 – C4 – C5	od 2,0 do <u>3,0</u> od 3,0 do <u>4,0</u> od 3,0 do <u>5,0</u> od 4,5 do <u>5,0</u> od <u>5,0</u> do 7,5	od 3,0 do <u>4,0</u> od 2,5 do 7,0 (<u>4,0</u>) od <u>4,0</u> do 7,0 od 3,5 do <u>7,0</u> od 3,5 do <u>4,5</u>
Kategoria D – D1 – D2	od <u>4,0</u> do 5,0 od 4,0 do <u>5,0</u>	od 3,5 do 7,0 (<u>4,0</u>) od 3,5 do <u>7,0</u>

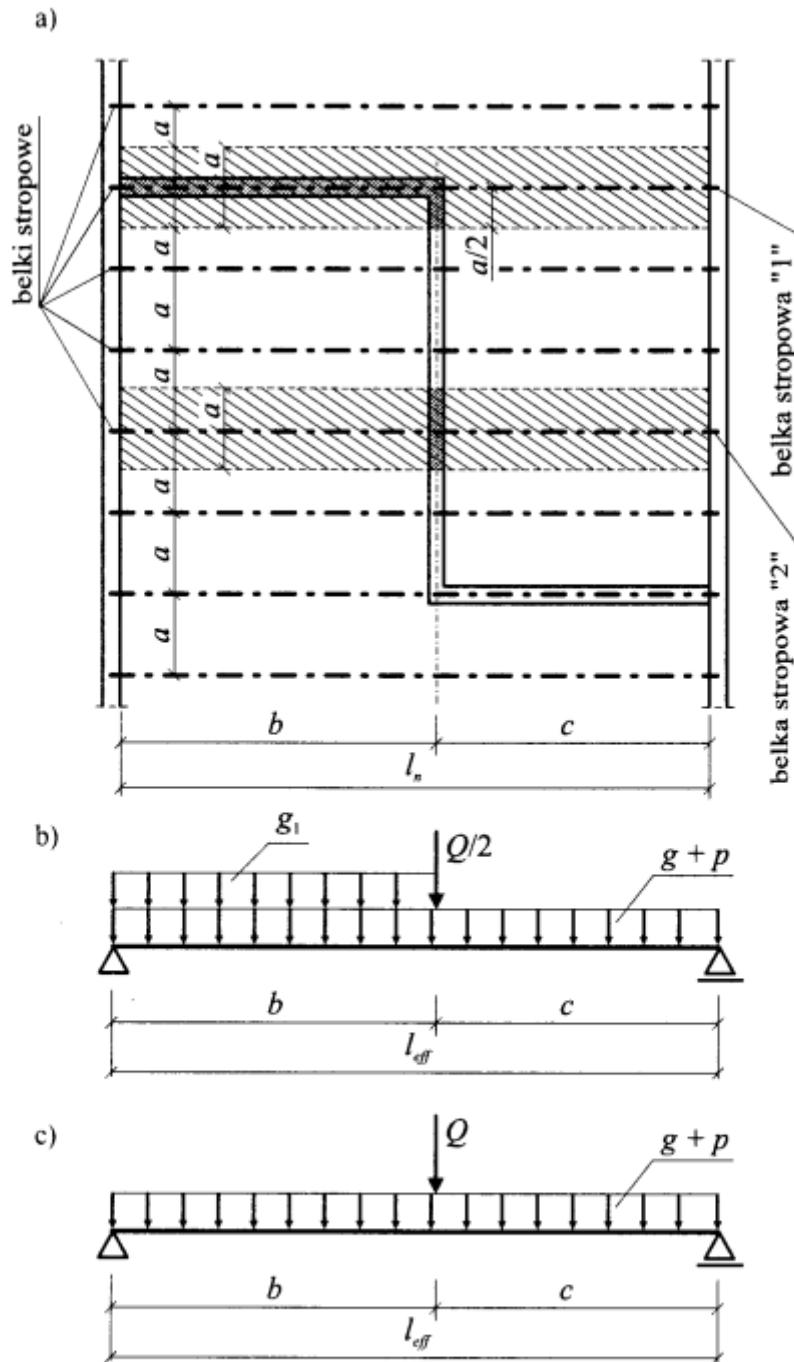
Zebranie obciążenia na 1mb. belki stropowej:

$a = 0,5\text{m}$ – rozstaw belek w stropie

$$q_k = (g_k + q_{tech,k} + g_{1,k}) \cdot a = (3,130 + 1,500 + 0,989) \cdot 0,5 = 2,810 \text{ kN/m}$$

$$q_d = (g_d + q_{tech,d} + g_{1,d}) \cdot a = (4,226 + 2,250 + 1,335) \cdot 0,5 = 3,905 \text{ kN/m}$$





Rys. 4.11. Schemat obciążenia belek stropowych „1” i „2” ścianką działową załamaną w planie: a) usytuowanie ścianki działowej na stropie, b) obciążenia przenoszone przez belkę stropową „1”, c) obciążenia przenoszone przez belkę stropową „2”; g – ciężar konstrukcji stropu, p – obciążenie użytkowe stropu, g_1 – ciężar ścianki działowej ustawionej na belce, Q – ciężar ścianki działowej prostopadłej do belki

6.1.2. Stan Graniczny Nośności

Do obliczeń statycznych stropu gęsto żebrowego przyjęto zalecany model częściowego utwierdzenia:



Rysunek 34: Schemat statyczny obliczanej belki stropowej

Ustalenie rozpiętości obliczeniowej:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

l_n - rozpiętość obliczanej belki w świetle otworu, $l_n = 6000 \text{ mm}$

a_i - odległość teoretycznych punktów podparcia elementu od krawędzi podpór,

$$a_1 = a_2 = 0,025 \cdot l_n = 0,025 \cdot 6000 = 150 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = 6000 + 150 + 150 = 6300 \text{ mm}$$

Przez rozpiętość obliczeniową belki, żebra, płyty należy rozumieć rozpiętość efektywną l_{eff} zawartą pomiędzy teoretycznymi punktami podparcia. Można ją wyrazić następująco:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (4.1)$$

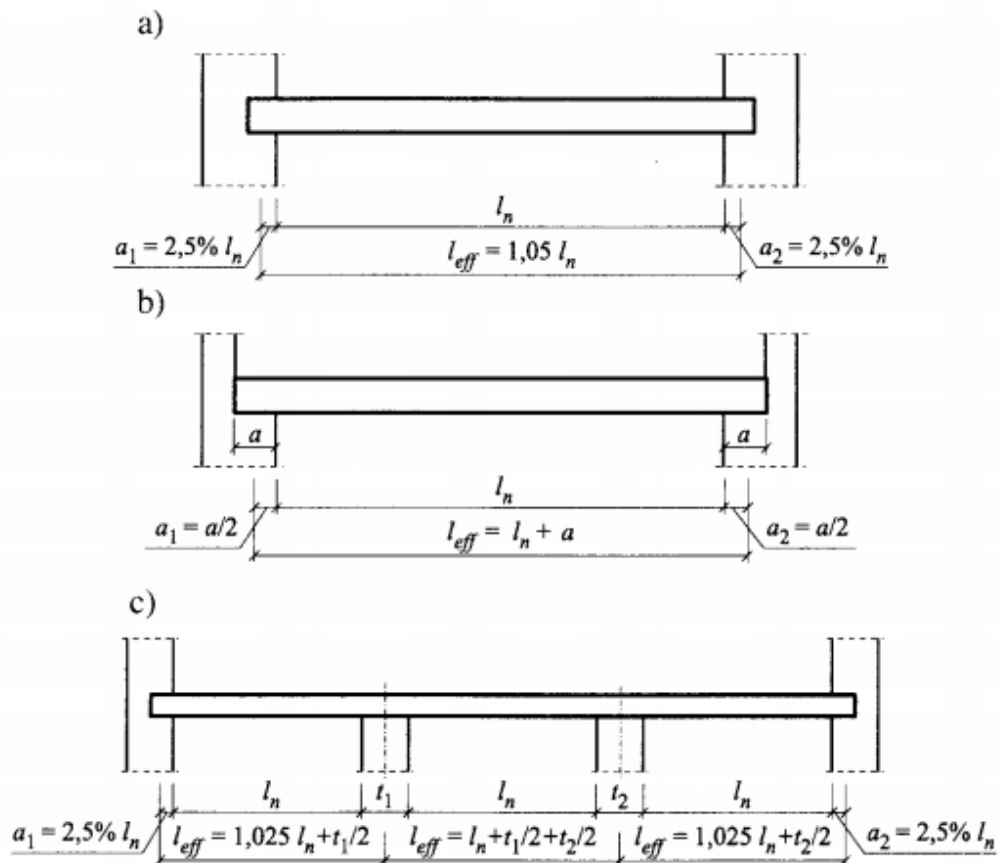
gdzie:

l_n – rozpiętość elementu w świetle podpór,

a_1 i a_2 – odległości teoretycznych punktów podparcia elementu od krawędzi podpór określone na podstawie odpowiednich wartości a_i z rysunków 4.1 i 4.2.

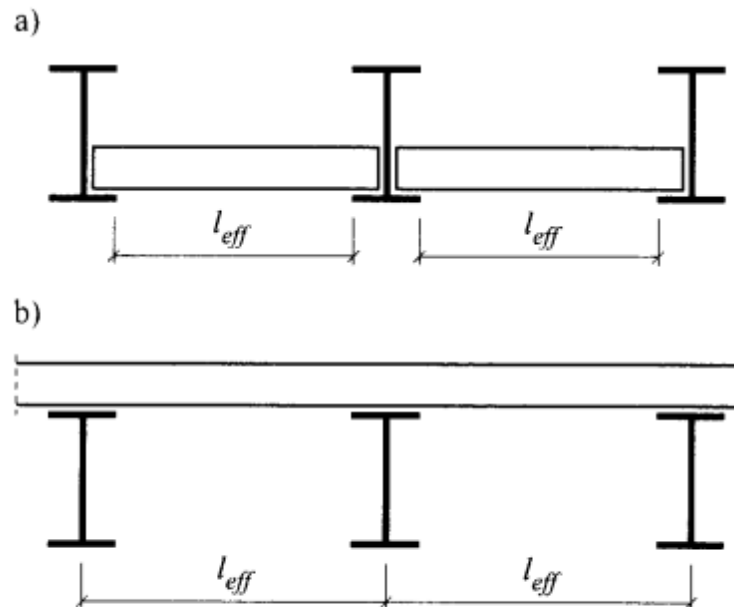
Położenie teoretycznych punktów podparcia należy przyjmować zgodnie z następującymi ogólnymi regułami:

- dla podpór elementów jednoprzęsłowych swobodnie podpartych lub częściowo zamocowanych w murze – w odległości od krawędzi muru równej 2,5% rozpiętości l_n w świetle (rys. 4.1a),
- dla podpór elementów prefabrykowanych jednoprzęsłowych swobodnie podpartych na murze – w połowie głębokości oparcia a elementu na murze (rys. 4.1b),
- dla podpór skrajnych elementów wieloprzęsłowych opartych na murze – w odległości od krawędzi muru równej 2,5% rozpiętości l_n w świetle (rys. 4.1c),
- dla podpór pośrednich elementów ciągłych opartych na murze – w osi muru (rys. 4.1c).



Rys. 4.1. Rozpiętość obliczeniowa l_{eff} belek opartych na murze: a) jednoprzęsłowych swobodnie podpartych lub częściowo utwierdzonych, b) jednoprzęsłowych swobodnie podpartych prefabrykowanych, c) wieloprzęsłowych

Rozpiętości obliczeniowe płyt ceglanych w stropach Kleina, a także płyt żelbetowych jednoprzęsłowych opartych na dolnych półkach belek stalowych należy przyjmować jako równe odległości w świetle między półkami. Natomiast rozpiętości obliczeniowe przęseł płyt ciągłych opartych na górnych półkach belek stalowych są równe rozstawowi osiowemu belek, co ilustruje rysunek 4.3.



Rys. 4.3. Rozpiętość obliczeniowa l_{eff} płyt ceglanych i żelbetowych opartych na belkach stalowych: a) płyty jednoprzęsłowe, b) płyta wieloprzęsłowa

Obliczenie maksymalnego momentu zginającego dla stropu swobodnie podpartego:

$$M_0 = \frac{q_d \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{3,905 \cdot 6,3^2}{8} = 19,425 \text{ kNm}$$

Poszukiwany maksymalny moment zginający w przęśle żebra częściowo utwierdzonego na jednej podporze:

$$M_{max} = M = \frac{4}{5} \cdot M_0 = \frac{4}{5} \cdot 19,425 \text{ kNm} = 15,540 \text{ kNm}$$

Tabela 4.28. Zestawienie wybranych parametrów technicznych i wytrzymałościowych stropu Porotherm 23/(19)/50 (stal klasy A-III N o znaku gatunku St3S-b-500 lub RB 500W, beton klasy B20). wg [16]

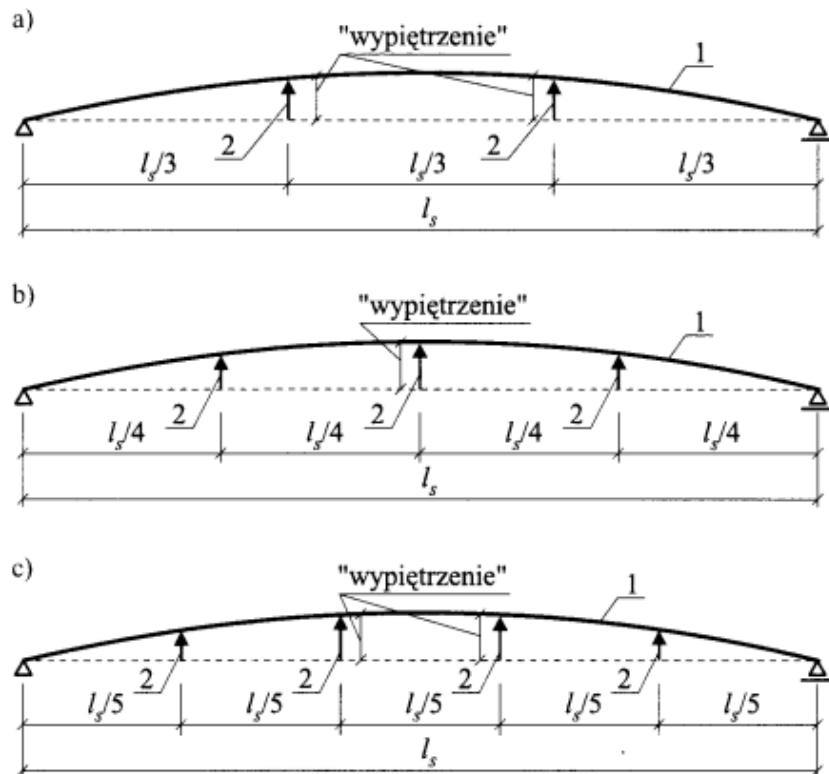
Lp.	Długość belki [m]	Rozpiętość stropu w świetle [m]	Pręty zbrojenia [mm]	Odwrotna strzałka ugięcia belki [cm]	Dopuszczalny moment zginający dla pojedynczego żebra [kNm]	Dopuszczalna siła poprzeczna dla pojedynczego żebra [kN]	Graniczne obciążenie obliczeniowe stropu** [kN/m ²]
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1,75	1,50	2 ϕ 8		16,00	23,38	20,00
2	2,00	1,75	2 ϕ 8		16,00	23,38	20,00
3	2,25	2,00	2 ϕ 8		16,00	23,38	20,00

Tabela 4.28. Cd.

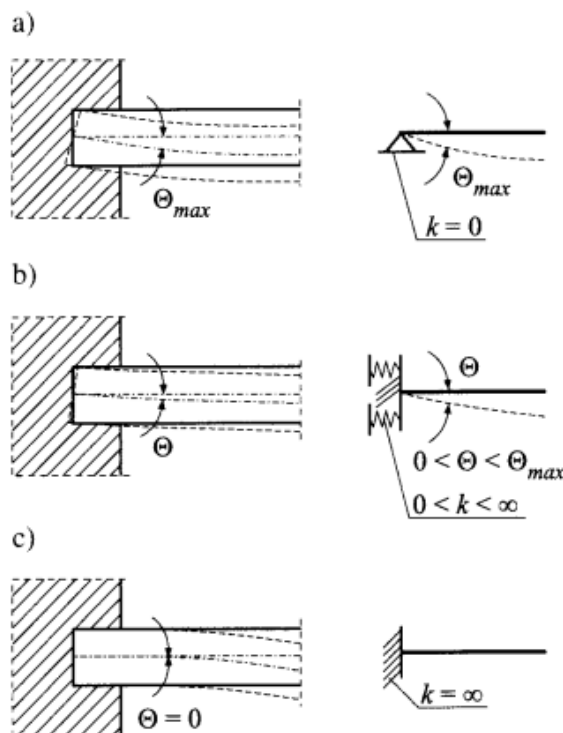
1	2	3	4	5	6	7	8
4	2,50	2,25	2 ϕ 8		16,00	23,38	19,30
5	2,75	2,50	2 ϕ 8		16,00	23,38	15,20
6	3,00	2,75	2 ϕ 10		24,62	25,32	18,00
7	3,25	3,00	2 ϕ 10		24,62	25,32	16,00
8	3,50	3,25	2 ϕ 10		24,62	25,32	13,90
9	3,75	3,50	2 ϕ 10		24,62	25,32	11,60
10	4,00	3,75	2 ϕ 12		34,84	26,58	12,40
11	4,25	4,00	2 ϕ 12		34,84	26,58	11,30
12	4,50	4,25	2 ϕ 12+1 ϕ 6*	-1,0	38,94	26,58	10,30
13	4,75	4,50	2 ϕ 12+1 ϕ 8*	-1,0	42,12	26,58	9,50
14	5,00	4,75	2 ϕ 12-1 ϕ 10*	-1,0	46,22	26,58	8,80
15	5,25	5,00	2 ϕ 12+1 ϕ 12*	-1,0	51,18	26,58	8,10
16	5,50	5,25	2 ϕ 12-1 ϕ 12*	-1,2	51,18	26,58	7,50
17	5,75	5,50	2 ϕ 12-1 ϕ 12*	-1,2	51,18	26,58	7,00
18	6,00	5,75	2 ϕ 12-1 ϕ 14*	-1,4	56,96	26,58	6,50
19	6,25	6,00	2 ϕ 12-1 ϕ 14*	-2,0	56,96	26,58	6,10
20	6,50	6,25	2 ϕ 12+1 ϕ 14*	-2,2	56,96	26,58	5,60
21	6,75	6,50	2 ϕ 12-1 ϕ 16*	-2,4	62,03	26,58	5,20
22	7,00	6,75	2 ϕ 12+1 ϕ 18*	-2,7	70,00	26,58	4,70
23	7,25	7,00	2 ϕ 12+1 ϕ 18*	-2,8	70,00	26,58	3,70

* Zbrojenie nośne dodatkowe

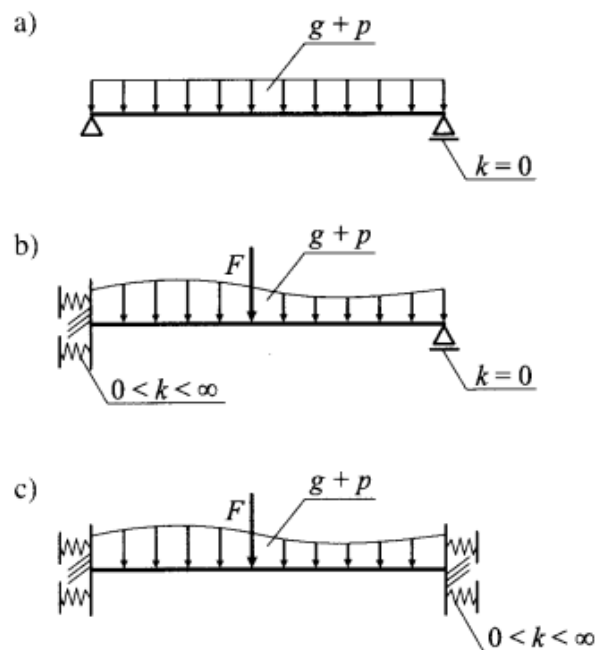
** Ponad jego ciężar własny



Rys. 4.35. Ustawienie podpór montażowych „wypiętrzających” belki o większej długości:
 a) 2 podpory, b) 3 podpory, c) 4 podpory; 1 – belka, 2 – podpora montażowa



Rys. 4.4. Ilustracja kąta ugięcia osi obojętnej θ belki na podporze przy różnym schemacie podparcia: a) swobodne podparcie, b) częściowe utwierdzenie, c) pełne utwierdzenie;
 k – sztywność podpory na obrót



Rys. 4.5. Schemat statyczny żebra (belki) stropowego: a) swobodnie podpartego, b) częściowo utwierdzonego na jednej podporze, c) częściowo utwierdzonego na obydwu podporach

Maksymalne momenty zginające w żebrach stropów gęstożebrowych i w żebrach prefabrykowanych spełniających warunki częściowego utwierdzenia (i podpartych montażowo podczas wykonywania stropu) można obliczać wg wzorów podanych niżej, a mianowicie:

– w przęśle żebra częściowo utwierdzonego na jednej podporze (rys. 4.5b)

$$M = \frac{4}{5} M_o, \quad (4.3)$$

– w przęśle żebra częściowo utwierdzonego na obydwu podporach (rys. 4.5c)

$$M = \frac{2}{3} M_o, \quad (4.4)$$

– na podporze żebra, na której występuje częściowe utwierdzenie (rys. 4.5b, c)

$$-M = \frac{3}{4} M_{pu}, \quad (4.5)$$

We wzorach (4.2) ÷ (4.5) zastosowano oznaczenia:

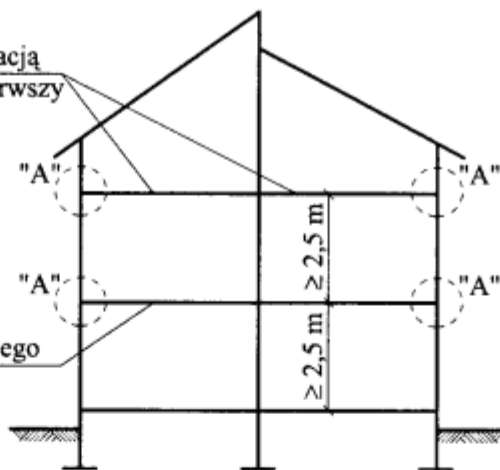
$g + p$ – wartość obliczeniowa ciągłego obciążenia całkowitego,

M_o – największy moment przęsłowy w żebrze swobodnie podpartym na obu podporach,

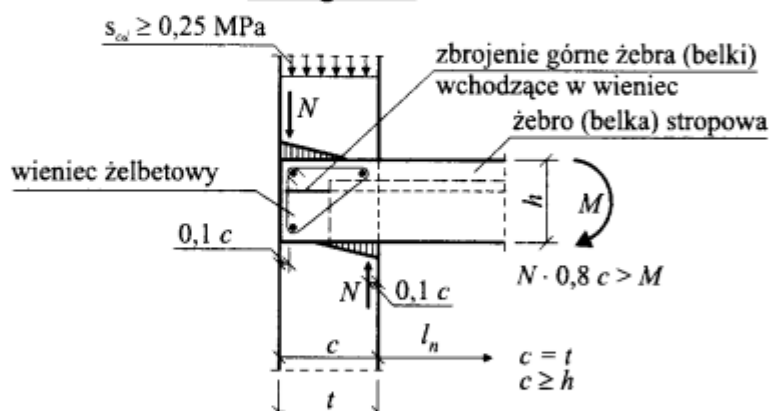
M_{pu} – największy moment podporowy w żebrze całkowicie utwierdzonym na obu podporach $M_{pu} = \frac{2}{3} M_o$,

dla stropu nad ostatnią kondygnacją
zazwyczaj nie jest spełniony pierwszy
warunek

dla stropu międzykondygnacyjnego
często nie jest spełniony drugi
lub trzeci warunek



Szczegół "A"



Rys. 4.6. Ilustracja częściowego utwierdzenia żebra stropowego

- (1) powyżej stropu i pod stropem wymurowana jest ściana, a średnie naprężenie obliczeniowe jej muru $\sigma_{cd} \geq 0,25 \text{ MPa}$,
- (2) strop jest oparty na ścianie za pośrednictwem wieńca żelbetowego o szerokości c równej grubości ściany t i nie mniejszej od wysokości konstrukcji stropu h , tak by zapewnione było odpowiednie ramie pary sił mocujących,
- (3) z końców żeber wypuszczone są pręty zbrojenia górnego (o przekroju wystarczającym do przeniesienia momentu utwierdzenia) zaopatrzone w haki wchodzące w wieńiec (przy użyciu stali żebrowanej haków nie stosuje się).

Belkę stropową obliczam jako belkę żelbetową o zadanych wymiarach oraz zbrojeniu.

Dane:

- beton C16/20 o $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ i $f_{cd} = 11,43 \text{ MPa}$
- stal A-III N o znaku gatunku St3S-b-500 o $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ i $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$
- $A_{s1} = 0,000226 \text{ m}^2$ ($2\phi 12$)
- wymiary:
 - $l_{eff} = l_0 = 6,3 \text{ m}$
 - $b = 0,50 \text{ m}$
 - $b_w = 0,16 \text{ m}$

Wyznaczenie efektywnej szerokości półki:

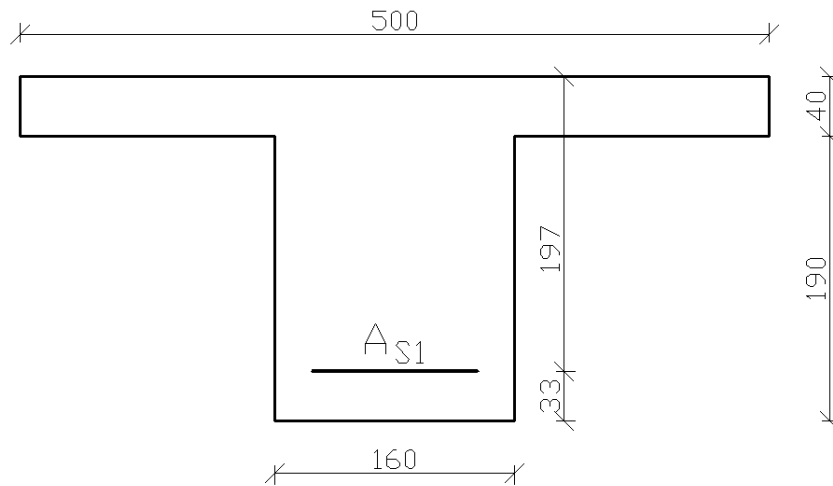
$$b_i = b_1 = b_2 = \frac{b - b_w}{2} = \frac{0,50 - 0,16}{2} = 0,17m$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2b_1 + 0,1l_o = 0,2 \cdot 0,17 + 0,1 \cdot 6,3 = 0,664m$$

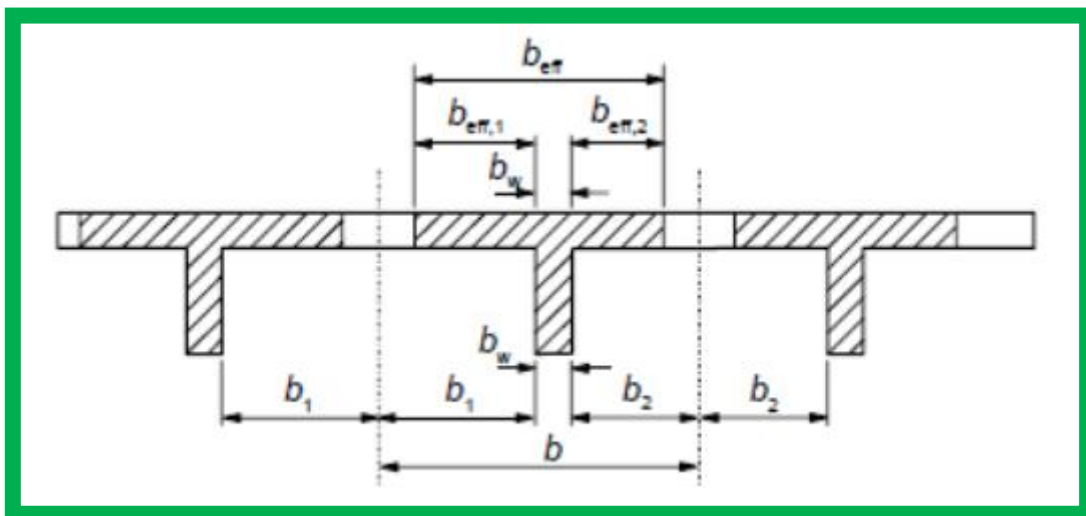
$$b_{eff,i} = 0,664m > \min \begin{cases} 0,2l_o = 1,26m \\ b_i = 0,17m \end{cases} = 0,17m$$

$$b_{eff,i} = b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,17m$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 0,17 + 0,17 + 0,16 = 0,50m$$



Rysunek 35: Przekrój obliczanej belki



Sprawdzenie teowości przekroju:

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f) = 0,50 \cdot 0,04 \cdot 11430 \cdot (0,197 - 0,5 \cdot 0,04) = 40,462 \text{ kNm}$$

$M_f = 40,462 \text{ kNm} > M_{max} = 15,540 \text{ kNm}$ – przekrój pozornie teowy

Efektywna strefa ściskana:

$$x_{eff} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_{eff}} = \frac{0,000226 \cdot 420000}{11430 \cdot 0,50} = 0,0166m = 16,6 \text{ mm}$$

Względny zasięg efektywnej strefy ściskanej:

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{16,6}{197} = 0,08 < \xi_{eff,lim} = 0,5 \text{ (zbrojenie ściskane nie jest konieczne)}$$

Obliczenie nośności belki stropowej Porotherm (przekrój pojedynczo zbrojony):

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff})$$

$$= 11430 \cdot 0,50 \cdot 0,0166 \cdot (0,197 - 0,5 \cdot 0,0166) = 17,902 \text{ kNm}$$

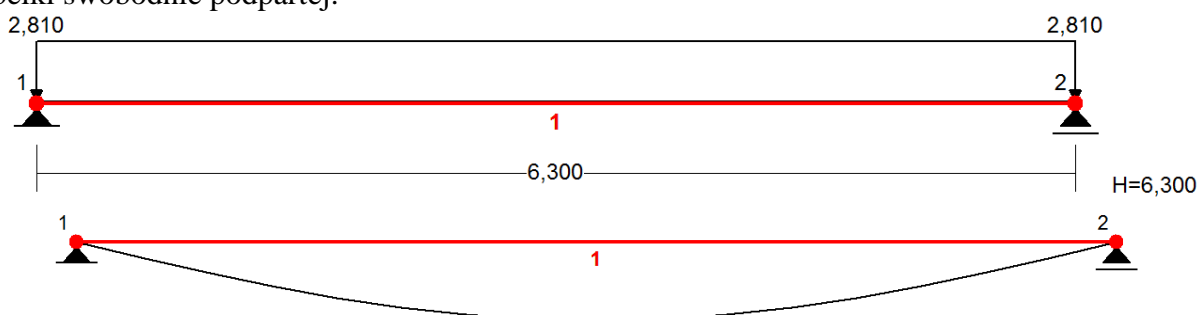
Zatem:

$$M_{Rd} = 17,902 \text{ kNm} > M_{max} = 15,540 \text{ kNm}$$

Wniosek: Stan Graniczny Nośności został spełniony.

6.1.3. Stan Graniczny Użytkowości

Do sprawdzenia ugięć belki stropowej przyjęto, bardziej niekorzystny, schemat statyczny belki swobodnie podpartej.



Rysunek 36: Schemat statyczny, obciążenie i ugięcie obliczanej belki stropowej

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	F1a [deg]:	F1b [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,245	0,245	0,0084	748,6

Tabela 29: Ugięcie obliczanej belki stropowej

Ugięcie $a = 8,4 \text{ mm}$.

$$a = 8,4 \text{ mm} < \frac{l_{eff}}{250} = \frac{6300}{250} = 25,2 \text{ mm}$$

Wniosek: Stan Graniczny Użytkowości został spełniony.

Obliczana belka stropowa spełnia wymagania i stany graniczne nośności i użytkowości nie zostaną przekroczone.

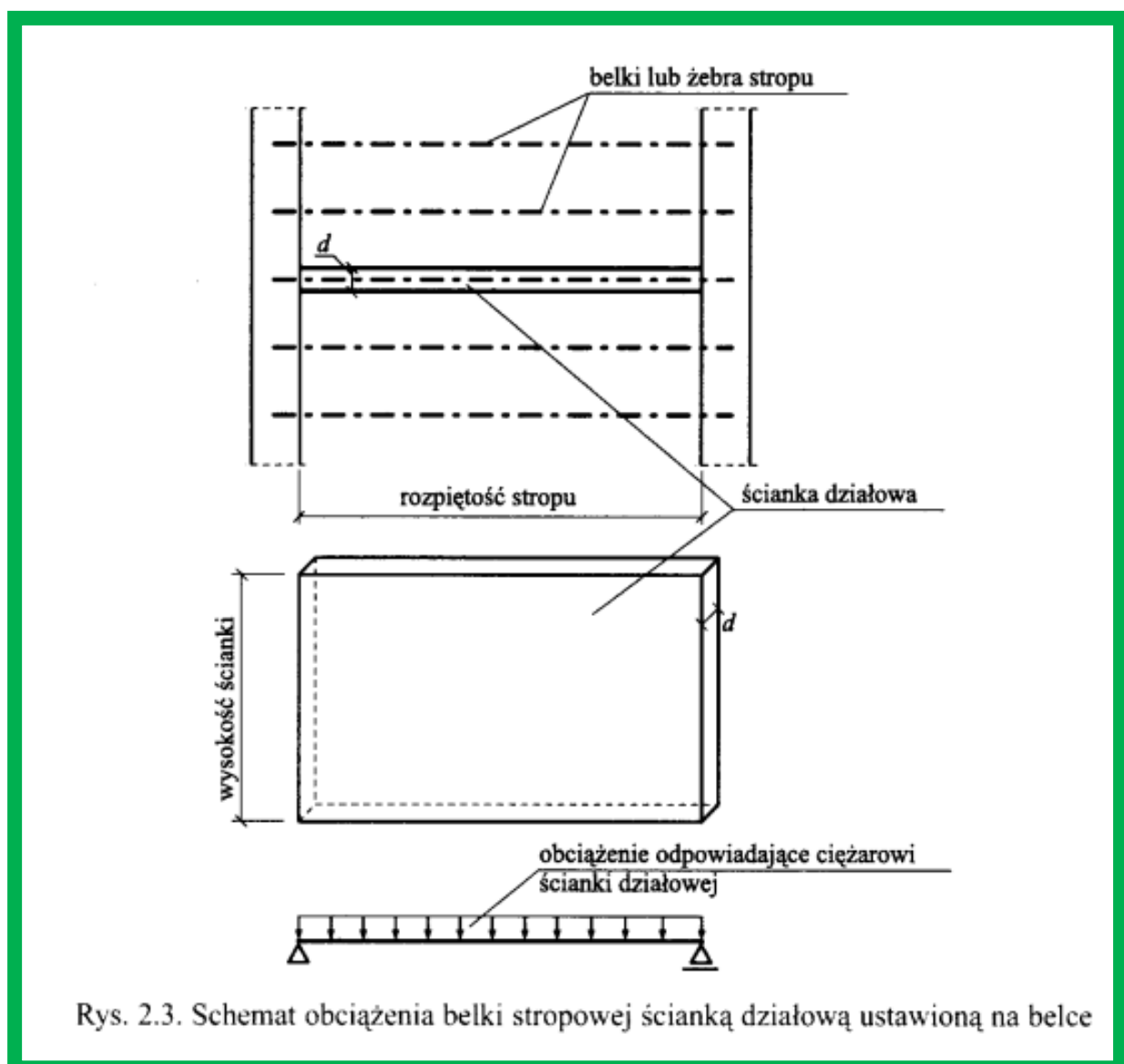
6.2. Obliczenie belki podwójnej

6.2.1. Zebranie obciążeń

Sprawdzono dwie belki ze stropu nad parterem, o największej rozpiętości $l = 5,00$ m obciążone ścianą działową.

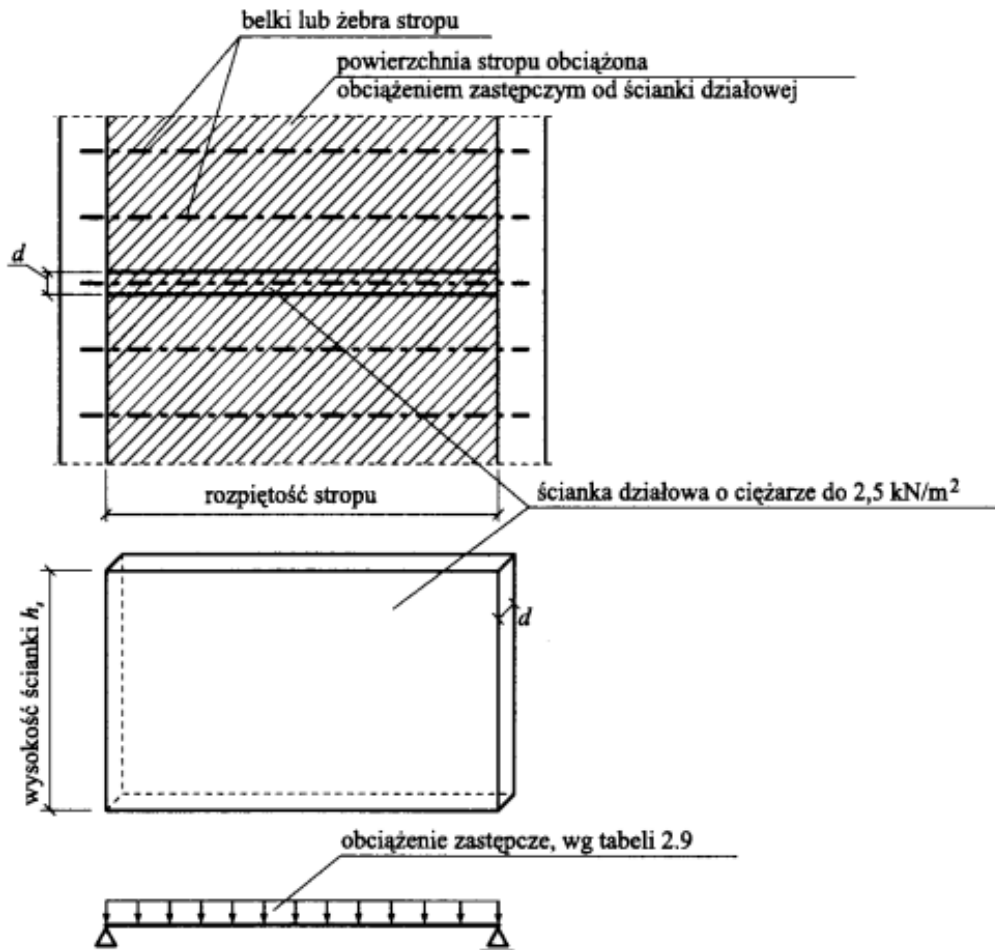
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]
Ciężar pustaka Porotherm 11,5 P+W 115 mm 8 szt./m ² · 13 kg/szt.	1,04	1,35	1,404
Tynk gipsowy 10 mm x2 2 · 0,01 · 9,8	0,196	1,35	0,265
RAZEM q_s	1,236		1,669

Tabela 30: Zestawienie obciążeń z 1m² ściany działowej Porotherm

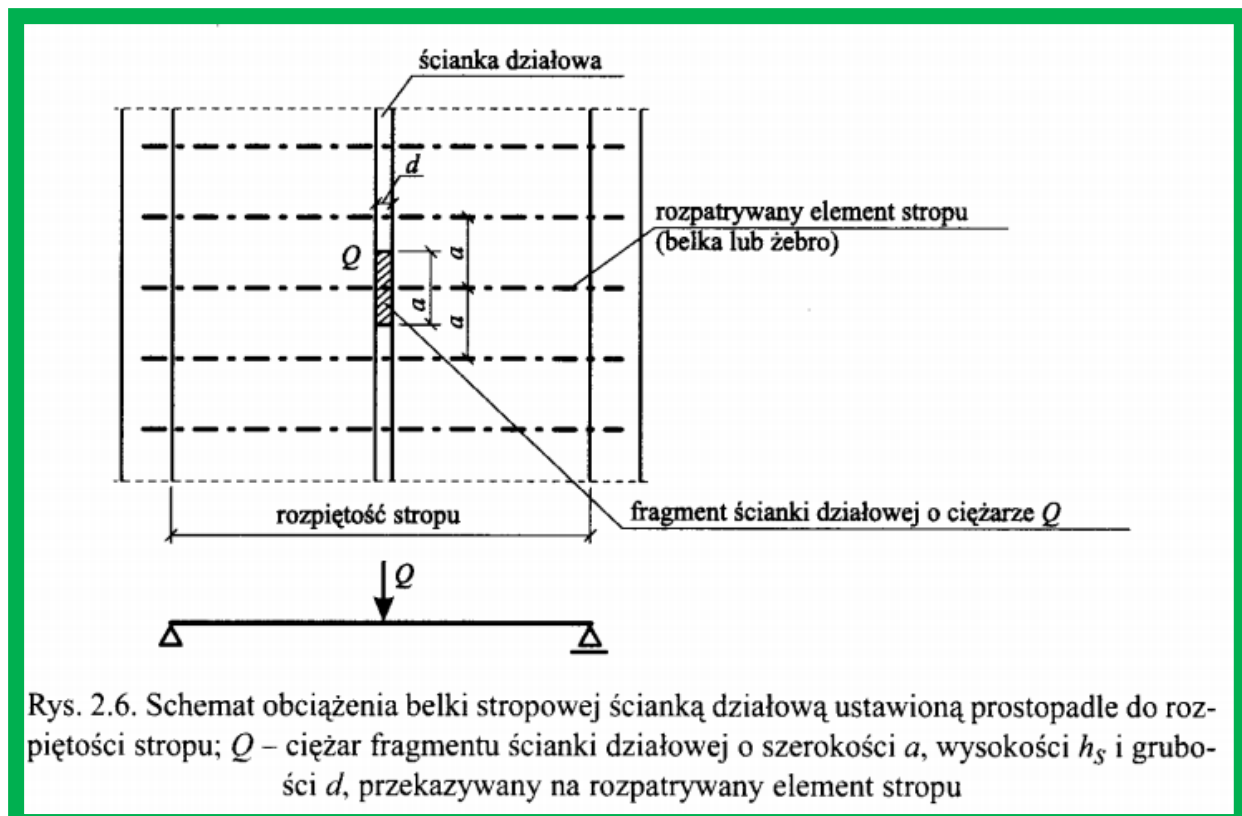


(8) Jeśli konstrukcja stropu pozwala na poprzeczny rozdział obciążeń, zaleca się, aby ciężar własny przestawnych ścian działowych, który może być uwzględniany jako obciążenie równomiernie rozłożone q_k , był dodawany do obciążeń użytkowych ustalonych według tablicy 6.2. Tak określona wartość obciążenia równomiernie rozłożonego zależy od ciężaru własnego ścian działowych i wynosi:

- w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym $\leq 1,0$ kN/m długości ściany: $q_k = 0,50$ kN/m²;
- w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym $\leq 2,0$ kN/m długości ściany: $q_k = 0,80$ kN/m²;
- w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym $\leq 3,0$ kN/m długości ściany: $q_k = 1,20$ kN/m².



Rys. 2.5. Schemat obciążenia belek stropowych obciążeniem zastępczym od ścianki działowej



Zebranie obciążenia na 1mb. belki stropowej:

$a = 0,5\text{m}$ – rozstaw belek w stropie

$h = 2,9\text{m}$ – wysokość ściany działowej

$$q_k = (g_k + q_{tech,k} + g_{1,k}) \cdot a + q_{s,k} \cdot h = (3,130 + 1,500 + 0,989) \cdot 0,5 + 1,236 \cdot 2,9 = 6,394 \text{ kN/m}$$

$$q_d = (g_d + q_{tech,d} + g_{1,d}) \cdot a + q_{s,d} \cdot h = (4,226 + 2,250 + 1,335) \cdot 0,5 + 1,669 \cdot 2,9 = 8,756 \text{ kN/m}$$

Siła skupiona od ścianki poprzecznej:

$$Q_k = q_{s,k} \cdot h \cdot 0,25\text{m} = 1,236 \cdot 2,9 \cdot 0,25 = 0,896 \text{ kN}$$

$$Q_d = Q_k \cdot 1,35 = 0,896 \cdot 1,35 = 1,210 \text{ kN}$$

6.2.2. Stan Graniczny Nośności

Do obliczeń statycznych stropu gęsto żebrowego przyjęto zalecany model częściowego utwierdzenia:



Rysunek 37: Schemat statyczny obliczanej belki stropowej

Ustalenie rozpiętości obliczeniowej:

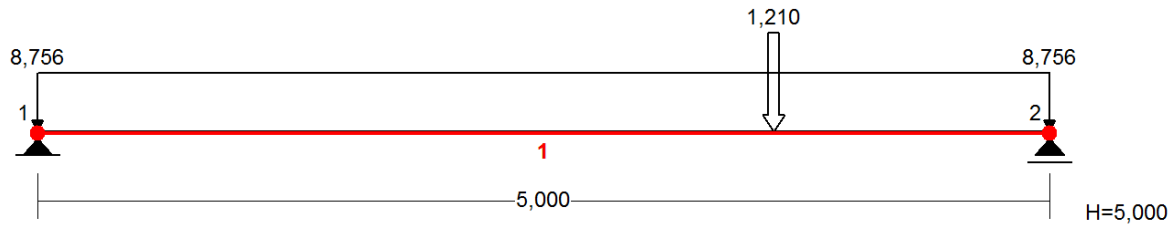
$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

l_n - rozpiętość obliczanej belki w świetle otworu, $l_n = 4750 \text{ mm}$

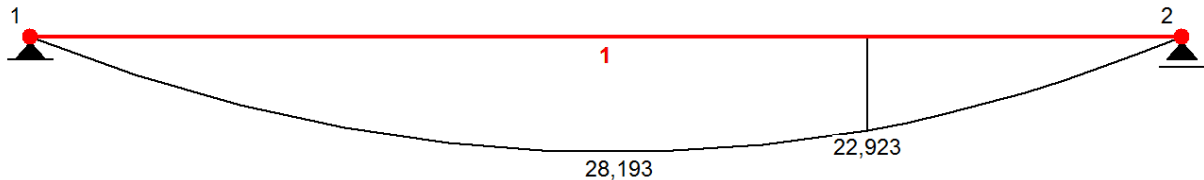
a_i - odległość teoretycznych punktów podparcia elementu od krawędzi podpór,

$$a_1 = a_2 = 0,025 \cdot l_n = 0,025 \cdot 4750 = 119 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = 4750 + 119 + 119 = 4988 \text{ mm} \cong 5000 \text{ mm}$$



Rysunek 38: Schemat statyczny belki stropowej Porotherm



Rysunek 39: Wykres momentów zginających

$$M_0 = 28,193 \text{ kNm}$$

Poszukiwany maksymalny moment zginający w przęśle żebra częściowo utwierdzonego na jednej podporze:

$$M'_{max} = M' = \frac{4}{5} \cdot M_0 = \frac{4}{5} \cdot 28,193 \text{ kNm} = 22,554 \text{ kNm}$$

Jako, że obliczana belka składa się z dwóch belek stropowych, to na jedną belkę działa moment zginający o wartości:

$$M_{max} = \frac{M'_{max}}{2} = \frac{22,554}{2} = 11,277 \text{ kNm}$$

Belkę stropową obliczam jako belkę żelbetową o zadanych wymiarach oraz zbrojeniu.

Dane:

- beton C16/20 o $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ i $f_{cd} = 11,43 \text{ MPa}$
- stal A-III N o znaku gatunku St3S-b-500 o $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ i $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$
- $A_{s1} = 0,000226 \text{ m}^2$ (2 ϕ 12)
- wymiary:
 - $l_{eff} = l_0 = 5,0 \text{ m}$
 - $b = 0,50 \text{ m}$
 - $b_w = 0,16 \text{ m}$

Wyznaczenie efektywnej szerokości półki:

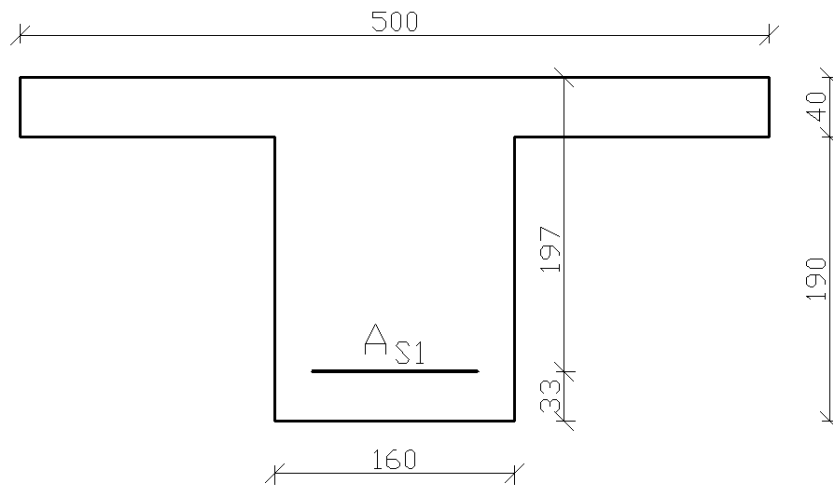
$$b_i = b_1 = b_2 = \frac{b - b_w}{2} = \frac{0,50 - 0,16}{2} = 0,17 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 0,17 + 0,1 \cdot 5,0 = 0,534 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} = 0,534 \text{ m} > \min \begin{cases} 0,2l_0 = 1,00 \text{ m} \\ b_i = 0,17 \text{ m} \end{cases} = 0,17 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} = b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,17 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 0,17 + 0,17 + 0,16 = 0,50 \text{ m}$$



Rysunek 40: Przekrój obliczanej belki

Sprawdzenie teowości przekroju:

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f) = 0,50 \cdot 0,04 \cdot 11430 \cdot (0,197 - 0,5 \cdot 0,04) = 40,462 \text{ kNm}$$

$M_f = 40,462 \text{ kNm} > M_{max} = 11,277 \text{ kNm}$ – przekrój pozornie teowy

Efektywna strefa ściskana:

$$x_{eff} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_{eff}} = \frac{0,000226 \cdot 420000}{11430 \cdot 0,50} = 0,0166 \text{ m} = 16,6 \text{ mm}$$

Względny zasięg efektywnej strefy ściskanej:

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{16,6}{197} = 0,08 < \xi_{eff,lim} = 0,5 \text{ (zbrojenie ściskane nie jest konieczne)}$$

Obliczenie nośności belki stropowej Porotherm (przekrój pojedynczo zbrojony):

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}) = 11430 \cdot 0,50 \cdot 0,0166 \cdot (0,197 - 0,5 \cdot 0,0166) = 17,902 \text{ kNm}$$

Zatem:

$$M_{Rd} = 17,902 \text{ kNm} > M_{max} = 11,277 \text{ kNm}$$

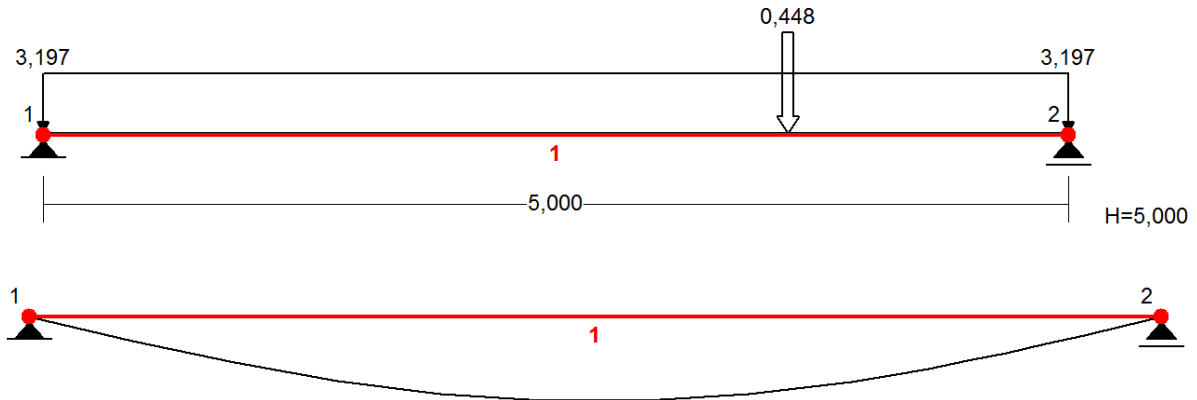
Wniosek: Stang Graniczny Nośności został spełniony.

6.2.3. Stan Graniczny Użytkowości

Obciążenie przypadające na jedną belkę:

$$q'_k = \frac{q_k}{2} = \frac{6,394}{2} = 3,197 \text{ kN/m}$$

$$Q'_k = \frac{Q_k}{2} = \frac{0,896}{2} = 0,448 \text{ kN}$$



Rysunek 41: Schemat statyczny, obciążenie i ugięcie obliczanej belki stropowej

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	FIIa [deg]:	FIIb [deg]:	f [m]:	L/f:
1	-0,0000	0,0000	-0,143	0,145	0,0039	1285,2

Tabela 31: Ugięcie obliczanej belki stropowej

Ugięcie $a = 3,9 \text{ mm}$.

$$a = 3,9 \text{ mm} < \frac{l_{eff}}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

Wniosek: Stan Graniczny Użytkowości został spełniony.

Obliczana belka stropowa spełnia wymagania i stany graniczne nośności i użytkowości nie zostaną przekroczone.

7. Ściana

7.1. Założenia obliczeniowe

- materiał murowy: pustak POROTHERM 25 P+W
- klasa wytrzymałości (f_b): 15 MPa
- grupa elementu murowego: 2
- kategoria elementu murowego: I (I – elementu murowe o dobrej jakości, produkowane seryjnie przez wytwórnie gwarantujące odpowiedni poziom i powtarzalność cech wytrzymałościowych i mechanicznych, zachowanie tolerancji wymiarowych oraz poddane odpowiedniej kontroli jakości, II – elementy murowe niespełniające wymagań grupy I)
- klasa wykonania robót: B
- zaprawa: zaprawa klejowa cienkowarstwowa Porotherm Wienerberger Profi
- model obliczeniowy ścian murowych: ramowy (utwierdzenie sztywne ścian i stropów)
- wg **PN-EN 1996-1-1**

Tablica 3.1 – Wymagania dotyczące geometrii elementów murowych dla poszczególnych grup

	Materiał i ograniczenia dla elementów murowych							
	Grupa 1 (wszystkie materiały)	Elementy murowe	Grupa 2		Grupa 3		Grupa 4	
			Drażenia pionowe				Drażenia poziome	
Objętość wszystkich otworów (udział procentowy w objętości brutto)	≤ 25	ceramika	> 25 ; ≤ 55		≥ 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 70	
		silikaty	> 25 ; ≤ 55		nie stosuje się		nie stosuje się	
		beton ^b	> 25 ; ≤ 60		> 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 50	
Objętość jednego otworu (udział procentowy w objętości brutto)	≤ 12,5	ceramika	każdy z otworów ≤ 2, otwory chwytowe łącznie do 12,5		każdy z otworów ≤ 2, otwory chwytowe łącznie do 12,5		każdy z otworów ≤ 30	
		silikaty	każdy z otworów ≤ 15, otwory chwytowe łącznie do 30		nie stosuje się		nie stosuje się	
		beton ^b	każdy z otworów ≤ 30, otwory chwytowe łącznie do 30		każdy z otworów ≤ 30, otwory chwytowe łącznie do 30		każdy z otworów ≤ 25	
Deklarowana grubość ścianki wewnętrznej i zewnętrznej (mm)	nie ma wymagań	1.1	wewnętrzna	zewnętrzna	wewnętrzna	zewnętrzna	wewnętrzna	zewnętrzna
		ceramika	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		silikaty	≥ 5	≥ 10	nie stosuje się		nie stosuje się	
		beton ^b	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Deklarowana grubość zastępcza ^a ścianek wewnętrznych i zewnętrznych (% szerokości brutto)	nie ma wymagań	ceramika	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		silikaty	≥ 20		nie stosuje się		nie stosuje się	
		beton ^b	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

^a Grubość zastępcza jest sumą grubości ścianek wewnętrznych i zewnętrznych mierzonych poziomo w danym kierunku. Ustalana jest na podstawie badań typu i wymaga powtórzonego określenia w przypadku wystąpienia istotnej zmiany wymiarów elementu murowego.

^b W przypadku otworów stożkowych lub komorowych przyjmuje się średnią grubość ścianek wewnętrznych i zewnętrznych.

Porotherm 25 P+W



Zastosowanie

Pustak ceramiczny przeznaczony do budowy zewnętrznych ścian nośnych z dociepleniem oraz ścian nośnych wewnętrznych.

Grubość pustaków i ścian wynosi 25 cm.

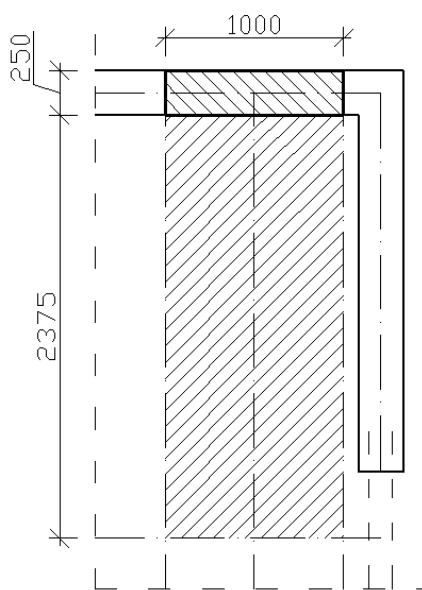
Parametry produktu

Wymiary b/l/h [mm]	250/373/238 mm
Plaskość powierzchni kładzenia [mm]	-
Równoległość powierzchni kładzenia [mm]	-
Masa [kg]	ok. 18
Grupa elementów murowych zgodnie z PN-EN 1996-1-1	2
Kategoria	I
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	10, 15, 20
Wytrzymałość spoiny [MPa]	0,15
Trwałość (mrozoodporność)	F1 – wyrób mrozoodporny (wg PN-B-12012)
Zawartość aktywnych soli rozpuszczalnych	S0
Reakcja na ogień	A1
Ciepło właściwe [J/kg K]	1000 (wg PN-EN 1745)
Współczynnik dyfuzji pary wodnej	5/10 (wg PN-EN 1745)

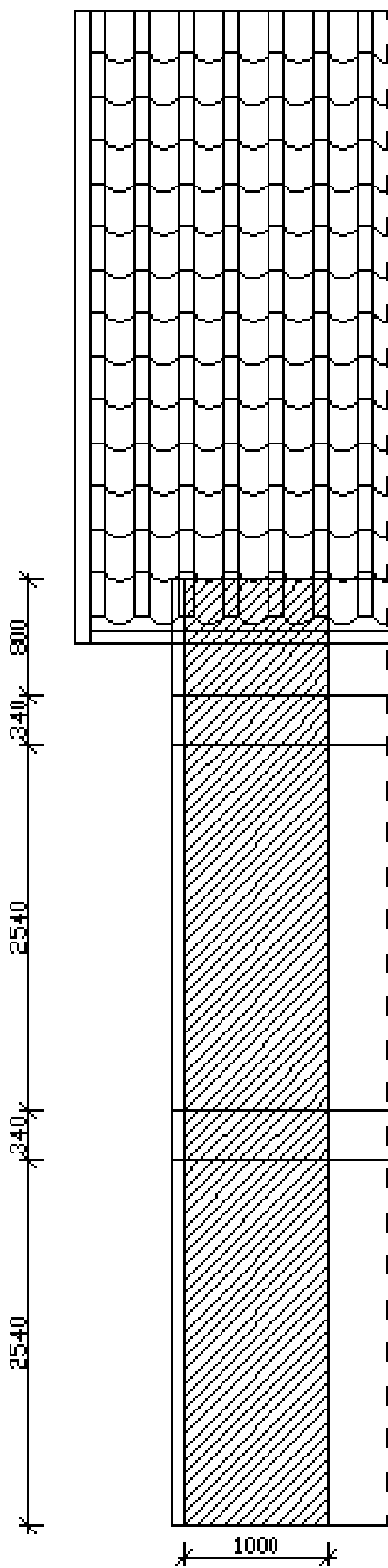
Parametry ścian

Grubość [mm]	250
Masa [kg/m ²]	ok. 221
Zużycie pustaków [szt./m ²]	10,7
Zużycie zaprawy [l/m ²]	16

7.2. Sprawdzenie nośności zewnętrznej ściany na ściskanie



Rysunek 42: Rzut (parteru) obliczanego 1mb fragmentu ściany zewnętrznej



Rysunek 43: Widok obliczanego 1mb fragmentu ściany zewnętrznej

1. **Dane:** grubość muru t , szerokość analizowanego pasma muru b , rozpiętość stropu w świetle ścian l_f , wysokość muru w świetle stropów h , długość ściany l , pionowe obciążenie obliczeniowe w rozważanym przekroju N_{Ed} ($N_{1,Ed}$, $N_{2,Ed}$, $N_{3,Ed}$); obciążenie obliczeniowe wiatrem na jednostkę powierzchni ściany q_{Ewd}

Określenie efektywnej wysokości ściany:

$$h_{eff} = h \cdot \rho_n$$

ρ_n - współczynnik redukcji. Przyjęto $\rho_n = 0,75$

$$h_{eff} = h \cdot \rho_n = 2,54 \cdot 0,75 = 1,91 \text{ m}$$

2. **Określenie efektywnej wysokości ściany h_{ef} :** $h_{ef} = \rho_n \cdot h$, gdzie: ρ_n – współczynnik redukcyjny uzależniony od utwierdzenia krawędzi lub usztywnienia ściany (wzory 5.3 do 5.9 EC-6) (5.2)

(11) Współczynnik redukcji ρ_n można przyjmować:

(i) Dla ścian utwierdzonych na górnej i dolnej krawędzi przez stropy żelbetowe lub dachy rozpięte dwukierunkowo, lub przez stropy żelbetowe rozpięte jednokierunkowo oparte na co najmniej 2/3 grubości ściany:

$$\rho_n = 0,75 \quad (5.3)$$

Określenie efektywnej grubości ściany:

$$t_{eff} = t = 0,25 \text{ m}$$

3. **Określenie efektywnej grubości ściany t_{ef} :**
- dla ściany jednowarstwowej, dwuwarstwowej, licowej, ściany ze spoinami pasmowymi i wypełnionej ściany szczelinowej: $t_{ef} = t$
 - dla ściany szczelinowej, w której obydwie warstwy są ze sobą połączone kotwami zgodnie z 6.5 PN-EN 1996-1-1

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} \quad (5.11)$$

gdzie: t_1, t_2 – rzeczywista lub efektywna grubość warstw, obliczona z (5.10), t_1 – grubość warstwy zewnętrznej lub nieobciążonej, t_2 – grubość warstwy wewnętrznej lub obciążonej;

k_{tef} – współczynnik pozwalający uwzględnić relacje pomiędzy modułem sprężystości obu warstw ($E1/E2 \leq 2$)

- dla ściany usztywnionej pilastrami: $t_{ef} = \rho_t \cdot t$ (5.10)

gdzie: ρ_t – współczynnik wg tab. 5.1 PN-EN 1996-1-1

Sprawdzenie warunku smukłości

$$\frac{h_{eff}}{t_{eff}} = \frac{1,91}{0,25} = 7,64 < 27 \Rightarrow \text{warunek spełniony}$$

4. **Sprawdzenie warunku smukłości:** $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$

Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie (PN-EN 1996-1-1: 3.6.1.2):

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} \text{ - dla murów ze spoinami ciekimi}$$

$K = 0,50$ – dla elementu murowego grupy 2 i zaprawy do cienkich spoin

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} = 0,5 \cdot 15^{0,70} = 3,32 \text{ MPa. Przyjęto: } f_k = 3,0 \text{ MPa}$$

5. **Wyznaczenie wytrzymałości charakterystycznej muru:**
- dla murów wykonanych z zapraw ogólnego stosowania i zapraw lekkich: $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ (3.2)
 - dla murów wykonanych na cienkie spoiny (grubość spoin wynosi 0,5 – 3 mm) z ceramicznych elementów murowych grupy 1 i 4, elementów silikatowych, elementów z betonu kruszywowego oraz elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego:
 $f_k = K \cdot f_b^{0,85}$ (3.3)
 - dla murów wykonanych na cienkie spoiny (grubość spoin wynosi 0,5 – 3 mm) z ceramicznych elementów murowych grupy 2 i 3: $f_k = K \cdot f_b^{0,7}$ (3.4)
- gdzie: K – współczynnik zgodnie z tab. NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN 1996-1-1

Tablica 3.3 – Wartości K stosowane dla zapraw zwykłych, do cienkich spoin i zapraw lekkich

Element murowy		Zaprawa zwykła	Zaprawa do cienkich spoin (spoiny wsporne $\geq 0,5$ mm i ≤ 3 mm)	Zaprawa lekka o gęstości	
Materiał	Grupa			$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m ³	$800 \leq \rho_d \leq 1\ 300$ kg/m ³
Ceramika	1	0,55	0,75	0,30	0,40
	2	0,45	0,70	0,25	0,30
	3	0,35	0,50	0,20	0,25
	4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silikaty	1	0,55	0,80	*)	*)
	2	0,45	0,65	*)	*)
Beton kruszywowy	1	0,55	0,80	0,45	0,45
	2	0,45	0,65	0,45	0,45
	3	0,40	0,50	*)	*)
	4	0,35	*)	*)	*)
Autoklawizowany beton komórkowy	1	0,55	0,80	0,45	0,45
Kamień sztuczny	1	0,45	0,75	*)	*)
Kamień naturalny	1	0,45	*)	*)	*)

*) W praktyce zwykle nie stosuje się takiej kombinacji zaprawa/element murowy, dlatego nie podano wartości.

Określenie modułu sprężystości muru:

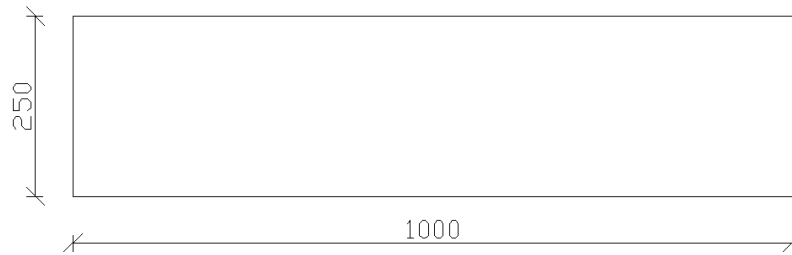
Wg aprobaty technicznej zaprawy do cienkich spoin Porotherm Wienerberger Profi wartość modułu sprężystości muru E należy przyjmować $E = 1500 \text{ N/mm}^2$.

$$E = 1500 \text{ MPa}$$

5. **Określenie modułu sprężystości muru z zależności: $E = K_E \cdot f_k$**
gdzie: K_E – cecha sprężystości muru zgodnie przyjmowana jako:
- dla murów wykonanych na zaprawie $f_m \geq 5 \text{ MPa}$, z wyjątkiem murów z autoklawizowanego betonu komórkowego – $K_E = 1000$,
 - dla murów z autoklawizowanego betonu komórkowego, niezależnie od rodzaju zaprawy, a także dla murów z innego rodzaju elementów murowych na zaprawie $f_m < 5 \text{ MPa}$ – $K_E = 600$.

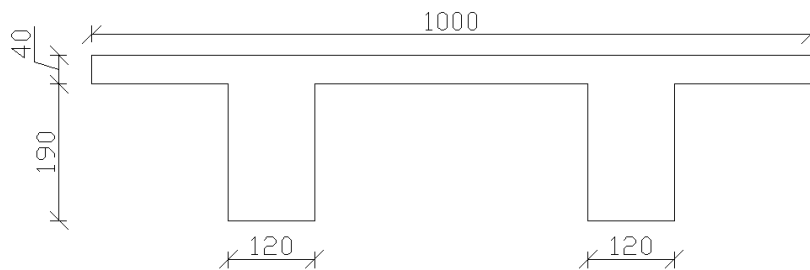
Wyznaczenie momentów bezwładności murów i stropów:

Dla muru:



$$I_m = \frac{1 \cdot 0,250^3}{12} = 0,00130 \text{ m}^4$$

Dla stropu (przekrój pozornie teowy):



$$I_s = \frac{1 \cdot 0,230^3}{12} = 0,00101 \text{ m}^4$$

6. Wyznaczenie momentów bezwładności stropu i ścian za pomocą zasad mechaniki budowli

Wyznaczenie momentów na górnej i dolnej krawędzi ściany:

$$M_i = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3}} \left[\frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} \right]$$

n_i – współczynnik sztywności prętów

$n = 4$ – dla prętów utwierdzonych na obydwu końcach

$n = 3$ – dla innych prętów

E_i – moduł sprężystości pręta i , gdzie $i = 1, 2, 3$

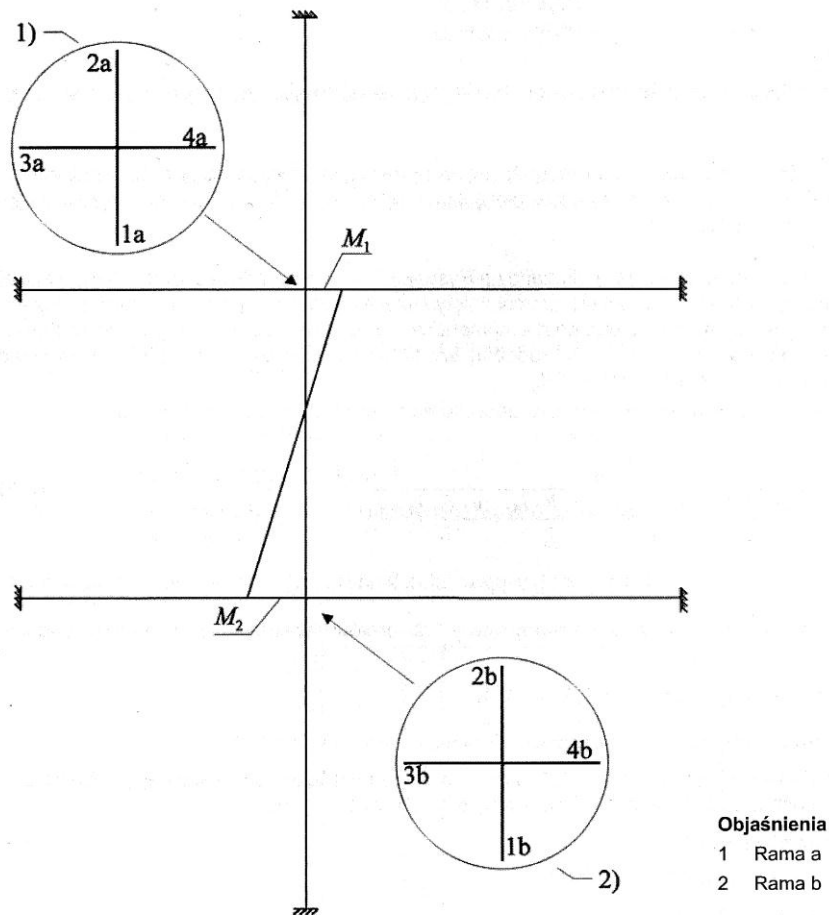
I_i – moment bezwładności ściany lub stropu

h_1 – wysokość w świetle ściany 1

h_2 – wysokość w świetle ściany 2

l_3 – rozpiętość w świetle stropu 3

w_3 – obciążenia obliczeniowe równomiernie rozłożone na stropie 3, przy przyjęciu częściowych współczynników bezpieczeństwa z PN-EN 1990, wywołujących efekt niekorzystny



UWAGA Moment M_1 jest wyznaczony z ramy a; moment M_2 z ramy b.

Rysunek 44: Uproszczony model ramowy

Dla M_1 :

$$E_{1,2} = 1500 \text{ MPa}$$

$$E_3 = 0,33 \cdot 30000 \text{ MPa} = 10000 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 2,54 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,80 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,375 \text{ m}$$

$$w_3 = g + q_{\text{tech}} + g_1 = 4,226 + 2,250 + 1,335 = 7,831 \text{ kN/m}$$

Dla M_2 :

$$E_1 = 29000 \text{ MPa (dla boczka betonowego wykonanego z betonu C16/20)}$$

$$E_2 = 1500 \text{ MPa}$$

$$E_3 = 0,33 \cdot 30000 \text{ MPa} = 10000 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 2,54 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,54 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,375 \text{ m}$$

$$w_3 = g + q_{\text{tech}} + g_1 = 4,226 + 2,250 + 1,335 = 7,831 \text{ kN/m}$$

Wartości E_i modułu sprężystości muru i betonu przyjmuje się jak przy obciążeniu doraźnym. Sztywność stropów gęstożebrowych można przyjmować – w przybliżeniu – od 0,8 (stropy wielokanałowe) do 0,33 (stropy belkowe) sztywności stropu pełnego.

$$M_1 = \frac{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54}}{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{3 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{0,80} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,375}} \left[\frac{7,831 \cdot 2,375^2}{4(4-1)} \right]$$

$$= 0,255 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{\frac{4 \cdot 29000 \cdot 0,00130}{2,54}}{\frac{4 \cdot 29000 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,375}} \left[\frac{7,831 \cdot 2,375^2}{4(4-1)} \right]$$

$$= 2,265 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4}$$

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}} \leq 2$$

$$k_{m,1} = \frac{\frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,375}}{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{3 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{0,80}} = 3,282$$

zatem: $k_{m,1} = 2$

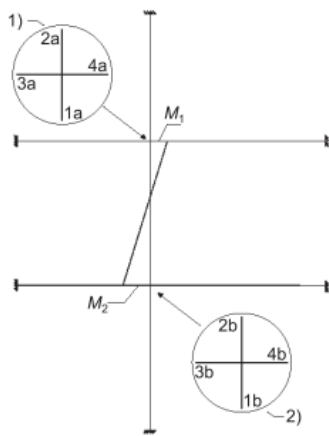
$$\eta_1 = 1 - \frac{2}{4} = 0,5$$

$$k_{m,2} = \frac{\frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,375}}{\frac{4 \cdot 29000 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54}} = 0,545$$

$$\eta_2 = 1 - \frac{0,545}{4} = 0,864$$

7a. Wyznaczenie momentów w przekrojach pod i nad stropem:

- w wypadku stropów opartych na znacznej części przekroju ściany ($e_i \leq 0,45f$) z wyłączeniem stropów drewnianych:



Węzeł nr 1:

$$k_{m,1} = \frac{n_3 \frac{E_{3a} \cdot I_{3a}}{I_{3a}} + n_4 \frac{E_{4a} \cdot I_{4a}}{I_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}}} \leq 2 \quad (\text{C.2})$$

gdzie:

n_i – współczynnik sztywności prętów przyjmowany jako 4 dla prętów utwierdzonych na obydwu końcach oraz 3 w pozostałych przypadkach,

E_i – moduł sprężystości pręta i , gdzie $i = 1a, 2a, 3a, 4a$,

I_i – moment bezwładności pręta i , gdzie $i = 1a, 2a, 3a, 4a$,

h_i, l_i – wysokość i długość prętów w świetle,

współczynnik podatności węzła nr 1: $\eta_1 = (1 - k_{m,1})/4$

Węzeł nr 2:

$$k_{m,2} = \frac{n_3 \frac{E_{3b} \cdot I_{3b}}{I_{3b}} + n_4 \frac{E_{4b} \cdot I_{4b}}{I_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} \cdot I_{1b}}{l_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} \cdot I_{2b}}{l_{2b}}} \leq 2 \quad (\text{C.2})$$

gdzie:

n_i, h_i, l_i – jak wyżej,

E_i – moduł sprężystości pręta i , gdzie $i = 1b, 2b, 3b, 4b$,

I_i – moment bezwładności pręta i , gdzie $i = 1b, 2b, 3b, 4b$,

współczynnik podatności węzła nr 2: $\eta_2 = (1 - k_{m,2})/4$,

Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 1):

$$M_{1d} = \frac{n_1 \cdot E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} \left[\frac{w_3 \cdot I_{3a}^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 \cdot I_{4a}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \cdot \eta_1 \quad (\text{C.1})$$

gdzie: w_3, w_4 – obliczeniowe obciążenie równomiernie rozłożone na prętach 3 i 4, stosując częściowe współczynniki z PN-EN 1990, dające niekorzystny efekt.

Moment w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji (nad węzłem nr 2):

$$M_{2d} = \frac{n_2 \cdot E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}} \left[\frac{w_3 \cdot I_{3b}^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 \cdot I_{4b}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \cdot \eta_2 \quad (\text{C.1})$$

Zredukowane wartości momentów:

$$M_1 \cdot \eta_1 = 0,255 \cdot 0,5 = 0,128 \text{ kNm}$$

$$M_2 \cdot \eta_2 = 2,265 \cdot 0,864 = 1,957 \text{ kNm}$$

(3) Wyniki tego typu obliczeń mają zazwyczaj zapas, ponieważ rzeczywisty moment przenoszony przez połączenia strop-ściana jest zawsze mniejszy od tego, który by wystąpił, gdyby połączenie było całkowicie zamocowane. W projektowaniu dopuszcza się redukcję mimośrodę otrzymanego z obliczeń zgodnie z (1) podanym powyżej, poprzez przemnożenie go przez współczynnik η .

|| η może być określony doświadczalnie lub przyjmowany w uproszczeniu równy $(1-k_m/4)$,

gdzie:

$$|| k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (C.2)$$

Obliczenie momentu wywołanego obciążeniem wiatru:

$$q_w = 0,917 \text{ (maksymalne parcie z obciążenia wiatrem dla ścian)} \\ \cdot 1,5 \text{ (współczynnik dla obciążeń zmiennych)} \cdot 1,0 \text{ (1 mb ściany)} \\ = 1,376 \text{ kN/m}$$

$$h_1 = 2,54 \text{ m}$$

$$M_{w,d,1} = \frac{q_w \cdot h_1^2}{16} = \frac{1,376 \cdot 2,54^2}{16} = 0,555 \text{ kN}$$

Obliczenie siły osiowej działającej w ścianie:

- obciążenie od więzara dachowego:

$$D = \left(\frac{10,018 \text{ (maksymalna reakcja pionowa z więzara dachowego na murłatę)}}{0,9} \right) \\ \cdot 1,0 = 11,131 \text{ kN}$$

- obciążenie od stropu:

$$A_{obc} = 1,0 \cdot 2,375 = 2,125 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 7,831 \cdot 2,375 = 18,6 \text{ kN}$$

- ciężar ściany:

$$A_{obc,1} = 1,0 \cdot (2,54 + 0,34) = 2,88 \text{ m}^2$$

$$A_{obc,2} = 1,0 \cdot 0,80 = 0,80 \text{ m}^2$$

$$\text{ciężar tynku zewnętrznego: } 0,01 \cdot 19,0 \cdot 1,35 = 0,256 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ciężar tynku wewnętrznego: } 0,01 \cdot 9,8 \cdot 1,35 = 0,132 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ciężar styropianu: } 0,10 \cdot 0,45 \cdot 1,35 = 0,061 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ciężar muru z Potothermu: } 2,10 \cdot 1,35 = 2,835 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ciężar ściany: } q_s = 0,256 + 0,132 + 0,061 + 2,835 = 3,284 \text{ kN/m}^2$$

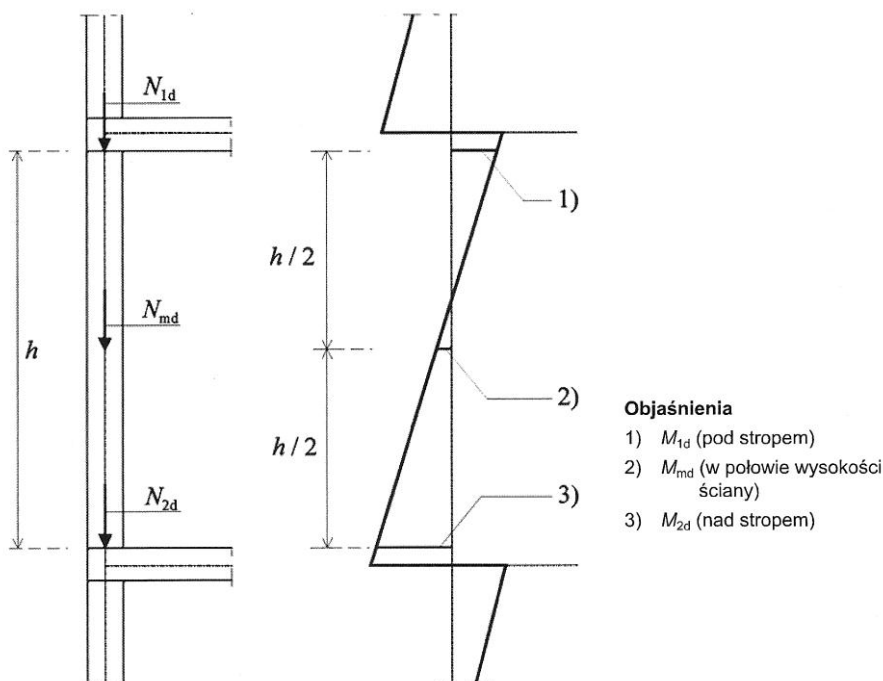
$$G_1 = 3,284 \cdot 2,88 \cdot 1,0 = 9,458 \text{ kN}$$

$$G_2 = 3,284 \cdot 0,80 \cdot 1,0 = 2,627 \text{ kN}$$

$$N_{1d} = D + S_1 + G_2 = 11,131 + 18,6 + 2,627 = 32,358 \text{ kN}$$

$$N_{md} = N_{1d} + G_1/2 = 32,358 + 9,458/2 = 37,087 \text{ kN}$$

$$N_{2d} = N_{1d} + G_1 = 32,358 + 9,458 = 41,816 \text{ kN}$$



Rysunek 45: Schemat obciążenia ściany do obliczenia mimośrodków

Określenie wartości mimośrodu:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t$$

M_{id} – moment zginający wywołany działaniem obciążeń obliczeniowych, u góry i u dołu ściany, będący wynikiem przekazywania reakcji na podporę ze stropu na mimośrodku
 N_{id} – siła pionowa wywołana działaniem obciążeń obliczeniowych u góry i u dołu ściany
 e_{he} – mimośród u góry i u dołu ściany, będący wynikiem działania sił poziomych
 e_{init} – mimośród początkowy ze znakiem zwiększającym bezwzględną wartość e_i , wyznaczany jako $h_{ef}/450$

Mimośród u góry i u dołu ściany:

$$e_1 = \frac{0,128}{32,358} + \frac{0,555}{32,358} + \frac{2,54}{450} = 0,0267 \geq 0,05 \cdot 0,250 = 0,0125 m$$

$$e_2 = \frac{1,957}{41,816} + \frac{0,555}{41,816} + \frac{2,54}{450} = 0,0657 \geq 0,05 \cdot 0,250 = 0,0125 m$$

8. **Określenie wartości mimośrodków e_i pod i nad stropem:** mimośród początkowy (niezamierzony):

mimośród od obciążenia poziomego (np. wiatru):
 $e_{init} = h_{ef}/450$

$$e_{he,1} = \frac{M_{wd}}{N_{1d}} \quad e_{he,2} = \frac{M_{wd}}{N_{2d}} \quad \text{gdzie:} \quad M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$$

N_{1d}, N_{2d} – obliczeniowe obciążenie pod stropem górnej kondygnacji i nad stropem dolnej kondygnacji,
mimośród na górze lub dole ścian:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he,i} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t \quad (6.5)$$

gdzie: i jest równe 1 lub 2

Mimośród w połowie wysokości ściany:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}$$

$$M_{md} = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{0,128 + 1,957}{2} = 1,042 \text{ kNm}$$

$$e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{md}} = \frac{0,555}{37,087} = 0,0150 \text{ m}$$

$$e_m = \frac{1,042}{37,087} + 0,0150 + \frac{2,54}{450} = 0,0489 \text{ m}$$

e_k – mimośród wywołany przez pełzanie

przyjęto $\phi_\infty = 1,5$ – dla ceramicznych elementów murowych jest to wartość najmniej korzystna

$$e_k = 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m}$$

$$e_k = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{1,91}{0,25} \sqrt{0,25 \cdot 0,0489} = 0,0025$$

Zatem:

$$e_{mk} = 0,0489 + 0,0025 = 0,0514 \text{ m} \geq 0,05 \cdot 0,250 = 0,0125 \text{ m}$$

9. Określenie wartości mimośrodu e_{mk} w środku wysokości ściany:

mimośród od obciążenia poziomego (np. wiatru): $e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{md}}$

gdzie: $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$ lub $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{8}$ w zależności od schematu statycznego ściany, N_{md} – obliczeniowe obciążenie w środku wysokości ściany

Całkowity mimośród od obciążenia:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \quad (6.7)$$

gdzie: M_{md} – wartość momentu w środku ściany w zależności od momentów M_1 i M_2

mimośród z uwagi na pełzanie:

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m} \quad (6.8)$$

gdzie: ϕ_∞ – końcowa wartość współczynnika pełzania (przyjmujemy 1,5)

$$\text{mimośród w środku wysokości ściany: } e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad (6.6)$$

Wyznaczenie współczynników redukcyjnych:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{0,0267}{0,250} = 0,786$$

$$\Phi_2 = 1 - 2 \frac{0,0657}{0,250} = 0,474$$

10. Wyznaczenie współczynników redukcyjnych Φ_i

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (6.4)$$

gdzie: i jest równe 1 lub 2

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{0,0514}{0,250} = 0,589$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{1,91}{0,25} \sqrt{\frac{3,0}{1500}} = 0,342$$

Wg Załącznika Krajowego PN-EN 1996-1-1 wartość u dla murów o innym module sprężystości niż $E = 1000f_k$ lub $E = 700f_k$, można obliczać wg wzoru:

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,342 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{0,0514}{0,25}} = 0,570$$

$$\Phi_m = 0,589 e^{-\frac{0,570^2}{2}} = 0,500$$

11. Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego Φ_m :

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (G.2)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (G.4)$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (G.4)$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (G.1)$$

gdzie: e – podstawa logarytmu naturalnego

Określenie nośności muru:

$$N_{1Rd} = \phi_1 \cdot A \cdot \frac{f_k}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_m} \geq N_{1Ed}$$

$$N_{2Rd} = \phi_2 \cdot A \cdot \frac{f_k}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_m} \geq N_{2Ed}$$

$$N_{mRd} = \phi_m \cdot A \cdot \frac{f_k}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_m} \geq N_{mEd}$$

Określenie wartości γ_{Rd} dla przekroju ściany $A = 0,250 \cdot 1 = 0,250 \text{m}^2$: $\gamma_{Rd} = 1,125$

Tablica NA.2 – Wartości współczynnika γ_{Rd}

Pole przekroju poprzecznego muru (m ²)	≤ 0,05-0,09	0,12	0,20	≥ 0,30
γ_{Rd}	2,00	1,43	1,25	1,00

Uwaga: Dla wartości pośrednich pola przekroju muru, wartości γ_{Rd} można interpolować liniowo.

$$N_{1Rd} = 0,786 \cdot 0,250 \cdot \frac{3000}{1,125 \cdot 2,2} = 238,1 \text{ kN} > N_{1Ed} = 32,358 \text{ kN}$$

$$N_{2Rd} = 0,474 \cdot 0,250 \cdot \frac{3000}{1,125 \cdot 2,2} = 143,6 \text{ kN} > N_{2Ed} = 41,816 \text{ kN}$$

$$N_{mRd} = 0,500 \cdot 0,250 \cdot \frac{3000}{1,125 \cdot 2,2} = 151,5 \text{ kN} > N_{mEd} = 37,087 \text{ kN}$$

Tablica NA.1 – Wartości współczynnika γ_M

Materiał		γ_M		
		Klasa		
		A	B	
A	Mury wykonane z elementów murowych kategorii I, zaprawa projektowana ^a	Ściany grubości $t > 150 \text{ mm}$ ^f	1,7	2,0
B	Mury wykonane z elementów murowych kategorii I, zaprawa przepisana ^b		2,0	2,2
C	Mury wykonane z elementów murowych kategorii II, dowolna zaprawa ^{a, b, e}		2,2	2,5
D	Zakotwienie prętów stali zbrojeniowej		2,0	2,2
E	Stal zbrojeniowa i sprężająca		1,15	
F	Wyroby dodatkowe ^{c, d} zgodne z PN-EN 845-1 i PN-EN 845-3		2,0	2,2
G	Nadproża	prefabrykowane zgodne z PN-EN 845-2	1,7	
		wykonywane na budowie	2,5	

^a Wymagania dotyczące zaprawy projektowanej podano w PN-EN 998-2 i PN-EN 1996-2.

^b Wymagania dotyczące zaprawy przepisanej podano w PN-EN 998-2 i PN-EN 1996-2.

^c Wartość deklarowana jest wartością średnią.

^d Przyjmuje się, że współczynnik γ_M odnosi się również do warstw izolacji przeciwwilgociowej.

^e Gdy współczynnik zmienności dla kategorii II elementów murowych jest nie większy niż 25 %.

^f Dla ścian grubości $150 \text{ mm} \geq t \geq 100 \text{ mm}$:

– wykonanych z elementów murowych kategorii I i zaprawy projektowanej, pod nadzorem odpowiadającym klasie A wykonania robót – $\gamma_M = 2,5$;

– w pozostałych przypadkach – $\gamma_M = 2,7$.

12. Określenie nośności obliczeniowej muru w strefie środkowej oraz pod i nad stropem:

$$N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d / \gamma_{R,d} \geq N_{1Ed} \quad (6.1 \text{ i } 6.2)$$

$$N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d / \gamma_{R,d} \geq N_{2Ed} \quad (6.1 \text{ i } 6.2)$$

$$N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d / \gamma_{R,d} \geq N_{mEd} \quad (6.1 \text{ i } 6.2)$$

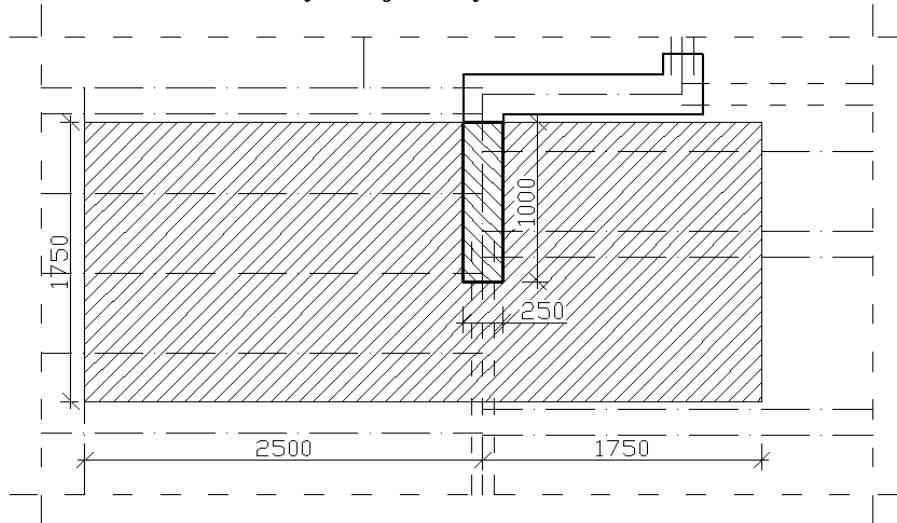
$\gamma_{R,d}$ – wg tablicy NA.2 w Załączniku Krajowym, gdy pole przekroju analizowanego muru jest mniejsze od $0,3 \text{ m}^2$

Gdy pole przekroju muru jest mniejsze od $0,1 \text{ m}^2$, obliczeniową wytrzymałość f_d należy dodatkowo pomnożyć przez $(0,7 + 0,3 \cdot A)$

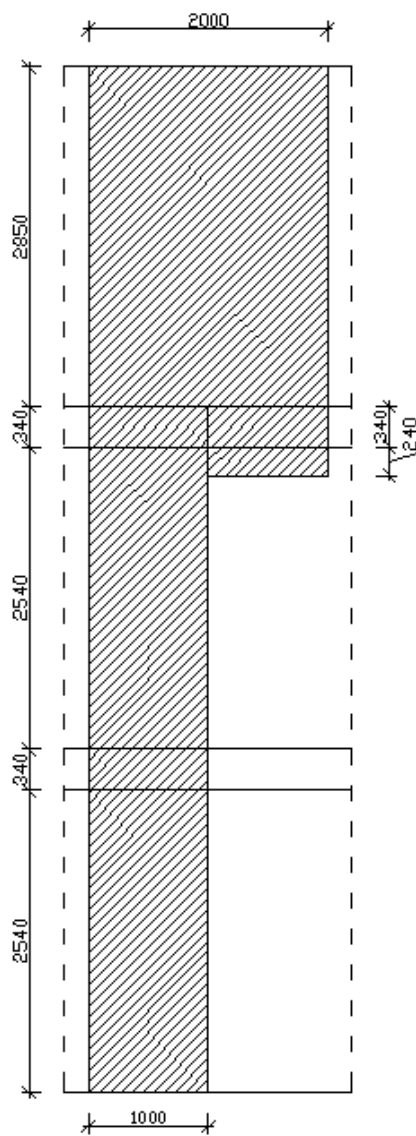
Wniosek: warunki zostały spełnione. Ściana została prawidłowo zaprojektowana.

- | | |
|-----|---|
| 13. | W przypadku, gdy warunek nośności nie jest spełniony lub gdy nośność jest znacznie większa od obliczeniowego obciążenia, należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć przekrój, ewentualnie zmienić wytrzymałość materiałów, a następnie rozpocząć obliczenia od punktu 3. |
|-----|---|

7.3. Sprawdzenie nośności wewnętrznej ściany na ściskanie



Rysunek 46: Rzut (parteru) obliczanego 1mb fragmentu ściany wewnętrznej



Rysunek 47: Widok obliczanego 1mb fragmentu ściany wewnętrznej

Określenie efektywnej wysokości ściany:

$$h_{eff} = h \cdot \rho_n$$

ρ_n - współczynnik redukcji. Przyjęto $\rho_n = 0,75$

$$h_{eff} = h \cdot \rho_n = 2,54 \cdot 0,75 = 1,91 \text{ m}$$

Określenie efektywnej grubości ściany:

$$t_{eff} = t = 0,25 \text{ m}$$

Sprawdzenie warunku smukłości

$$\frac{h_{eff}}{t_{eff}} = \frac{1,91}{0,25} = 7,64 < 27 \Rightarrow \text{warunek spełniony}$$

Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie (PN-EN 1996-1-1: 3.6.1.2):

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} \text{ - dla murów ze spoinami ciekłymi}$$

$K = 0,50$ – dla elementu murowego grupy 2 i zaprawy do cienkich spoin

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} = 0,50 \cdot 15^{0,70} = 3,32 \text{ MPa. Przyjęto: } f_k = 3,0 \text{ MPa}$$

Określenie modułu sprężystości muru:

Wg aprobaty technicznej zaprawy do cienkich spoin Porotherm Wienerberger Profi wartość modułu sprężystości muru E należy przyjmować $E = 1500 \text{ N/mm}^2$.

$$E = 1500 \text{ MPa}$$

Wyznaczenie momentów bezwładności murów i stropów:

Dla muru:

$$I_m = \frac{1 \cdot 0,250^3}{12} = 0,00130 \text{ m}^4$$

Dla stropu:

$$I_s = 0,00101 \text{ m}^4$$

Dla ściany działowej:

$$I_{sd} = \frac{1 \cdot 0,115^3}{12} = 0,000127 \text{ m}^4$$

Wyznaczenie momentów na górnej i dolnej krawędzi ściany:

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]$$

n_i – współczynnik sztywności prętów

$n = 4$ – dla prętów utwierdzonych na obydwu końcach

$n = 3$ – dla innych prętów

E_i – moduł sprężystości pręta i , gdzie $i = 1, 2, 3$

I_i – moment bezwładności ściany lub stropu

h_1 – wysokość w świetle ściany 1

h_2 – wysokość w świetle ściany 2

$l_{3,4}$ – rozpiętość w świetle stropu 3 lub 4

w_3, w_4 – obciążenia obliczeniowe równomiernie rozłożone na stropie 3 lub 4, przy przyjęciu częściowych współczynników bezpieczeństwa z PN-EN 1990, wywołujących efekt niekorzystny

Dla M_1 :

$$E_{1,2} = 1500 \text{ MPa}$$

$$E_{3,4} = 10000 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 2,54 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,85 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,5 \text{ m}$$

$$l_4 = 1,75 \text{ m}$$

$$w_3 = w_4 = g + q_{\text{tech}} + g_1 = 4,226 + 2,250 + 1,335 = 7,831 \text{ kN/m}$$

Dla M_2 :

$$E_{1,2} = 1500 \text{ MPa} (!?)$$

$$E_{3,4} = 10000 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 2,54 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,54 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,5 \text{ m}$$

$$l_4 = 1,75 \text{ m}$$

$$w_3 = w_4 = g + q_{\text{tech}} + g_1 = 4,226 + 2,250 + 1,335 = 7,831 \text{ kN/m}$$

$$M_1 =$$

$$= \frac{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54}}{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{3 \cdot 1500 \cdot 0,000127}{2,85} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,5} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{1,75}} \cdot \left[\frac{7,831 \cdot 2,5^2}{4(4-1)} - \frac{7,831 \cdot 1,75^2}{4(4-1)} \right] = 0,078 \text{ kNm}$$

$$M_2 =$$

$$= \frac{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54}}{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,5} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{1,75}} \cdot \left[\frac{7,831 \cdot 2,5^2}{4(4-1)} - \frac{7,831 \cdot 1,75^2}{4(4-1)} \right] = 0,076 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4}$$

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2$$

$$k_{m,1} = \frac{\frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,5} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{1,75}}{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{3 \cdot 1500 \cdot 0,000127}{2,85}} = 23,993 > 2$$

zatem $k_{m,1} = 2$

$$\eta_1 = 1 - \frac{2}{4} = 0,5$$

$$k_{m,2} = \frac{\frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{2,5} + \frac{4 \cdot 10000 \cdot 0,00101}{1,75}}{\frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54} + \frac{4 \cdot 1500 \cdot 0,00130}{2,54}} = 8,044 > 2$$

zatem $k_{m,2} = 2$

$$\eta_2 = 1 - \frac{2}{4} = 0,5$$

Zredukowane wartości momentów:

$$M_1 \cdot \eta_1 = 0,078 \cdot 0,5 = 0,039 \text{ kNm}$$

$$M_2 \cdot \eta_2 = 0,076 \cdot 0,5 = 0,038 \text{ kNm}$$

Obliczenie siły osiowej działającej w ścianie:

- obciążenie od stropu:

$$A_{obc,1} = 1,75 \cdot 1,75 = 3,062 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 7,831 \cdot 3,062 = 23,978 \text{ kN}$$

$$A_{obc,2} = 1,75 \cdot 2,5 = 4,375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 7,831 \cdot 4,375 = 34,261 \text{ kN}$$

- ciężar ściany:

$$A_{obc,1} = 1,0 \cdot 2,85 = 2,85 \text{ m}^2$$

$$A_{obc,2} = 1,0 \cdot (0,34 + 2,54) = 2,88 \text{ m}^2$$

ciężar tynku wewnętrznego: $2 \cdot 0,01 \cdot 9,8 \cdot 1,35 = 0,265 \text{ kN/m}^2$

ciężar muru z Porothermu: $2,10 \cdot 1,35 = 2,835 \text{ kN/m}^2$

ciężar ściany: $q_s = 0,265 + 2,835 = 3,100 \text{ kN/m}^2$

ciężar ściany działowej Porotherm 11,5 P+W: $q_d = 1,04 \cdot 1,35 = 1,404 \text{ kN/m}^2$

ciężar ściany: $q_{sd} = 0,265 + 1,404 = 1,669 \text{ kN/m}^2$

$$G_1 = 1,669 \cdot 2,85 \cdot 1,0 = 4,757 \text{ kN}$$

$$G_2 = 3,100 \cdot 2,88 \cdot 1,0 = 8,928 \text{ kN}$$

$$N_{1d} = S_1 + S_2 + G_1 = 23,978 + 34,261 + 4,757 = 62,996 \text{ kN}$$

$$N_{md} = N_{1d} + G_2/2 = 62,996 + 8,928/2 = 67,460 \text{ kN}$$

$$N_{2d} = N_{1d} + G_2 = 62,996 + 8,928 = 71,924 \text{ kN}$$

Określenie wartości mimośrodów:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t$$

M_{id} – moment zginający wywołany działaniem obciążeń obliczeniowych, u góry i u dołu ściany, będący wynikiem przekazywania reakcji na podporę ze stropu na mimośrodku

N_{id} – siła pionowa wywołana działaniem obciążeń obliczeniowych u góry i u dołu ściany

e_{he} – mimośród u góry i u dołu ściany, będący wynikiem działania sił poziomych

e_{init} – mimośród początkowy ze znakiem zwiększającym bezwzględną wartość e_i , wyznaczany jako $h_{ef}/450$

Mimośród u góry i u dołu ściany:

$$e_1 = \frac{0,039}{62,996} + \frac{2,85}{450} = 0,00659 < 0,05 \cdot 0,250 = 0,0125 \text{ m}$$

zatem: $e_1 = 0,0125 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{0,038}{71,924} + \frac{2,88}{450} = 0,00693 < 0,05 \cdot 0,250 = 0,0125 \text{ m}$$

zatem: $e_2 = 0,0125 \text{ m}$

Mimośród w połowie wysokości ściany:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}$$

$$M_{md} = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{0,039 + 0,038}{2} = 0,039 \text{ kNm}$$

$$e_m = \frac{0,039}{67,460} + \frac{2,88}{450} = 0,00698 \text{ m}$$

e_k – mimośród wywołany przez pełzanie

przyjęto $\varphi_\infty = 1,5$ – dla ceramicznych elementów murowych jest to wartość najmniej korzystna

$$e_k = 0,002\varphi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m}$$

$$e_k = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{1,91}{0,25} \sqrt{0,25 \cdot 0,00698} = 0,00096$$

Zatem:

$$e_{mk} = 0,00698 + 0,00096 = 0,00794 < 0,05 \cdot 0,250 = 0,0125 \text{ m}$$

zatem: $e_{mk} = 0,0125 \text{ m}$

Wyznaczenie współczynników redukcyjnych:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{0,0125}{0,250} = 0,9$$

$$\Phi_2 = 1 - 2 \frac{0,0125}{0,250} = 0,9$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{0,0125}{0,250} = 0,9$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{1,91}{0,25} \sqrt{\frac{3,0}{1500}} = 0,342$$

Wg Załącznika Krajowego PN-EN 1996-1-1 wartość u dla murów o innym module sprężystości niż $E = 1000f_k$ lub $E = 700f_k$, można obliczać wg wzoru:

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,342 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{0,0125}{0,25}} = 0,415$$

$$\Phi_m = 0,9 e^{-\frac{0,415^2}{2}} = 0,826$$

Określenie nośności muru:

$$N_{1Rd} = \phi_1 \cdot A \cdot \frac{f_k}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_m} \geq N_{1Ed}$$

$$N_{2Rd} = \phi_2 \cdot A \cdot \frac{f_k}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_m} \geq N_{2Ed}$$

$$N_{mRd} = \phi_m \cdot A \cdot \frac{f_k}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_m} \geq N_{mEd}$$

Określenie wartości γ_{Rd} dla przekroju ściany $A = 0,250 \cdot 1 = 0,250 \text{ m}^2$: $\gamma_{Rd} = 1,125$

$$N_{1Rd} = 0,9 \cdot 0,250 \cdot \frac{3000}{1,125 \cdot 2,2} = 272,7 \text{ kN} > N_{1Ed} = 62,996 \text{ kN}$$

$$N_{2Rd} = 0,9 \cdot 0,250 \cdot \frac{3000}{1,125 \cdot 2,2} = 272,7 \text{ kN} > N_{2Ed} = 71,924 \text{ kN}$$

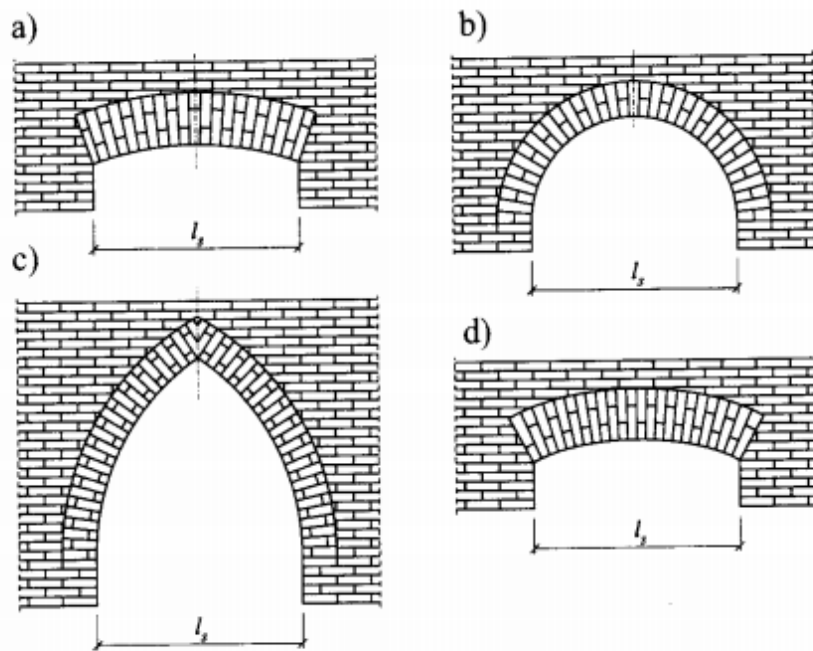
$$N_{mRd} = 0,826 \cdot 0,250 \cdot \frac{3000}{1,125 \cdot 2,2} = 250,3 \text{ kN} > N_{mEd} = 67,460 \text{ kN}$$

Wniosek: warunki zostały spełnione. Ściana została prawidłowo zaprojektowana.

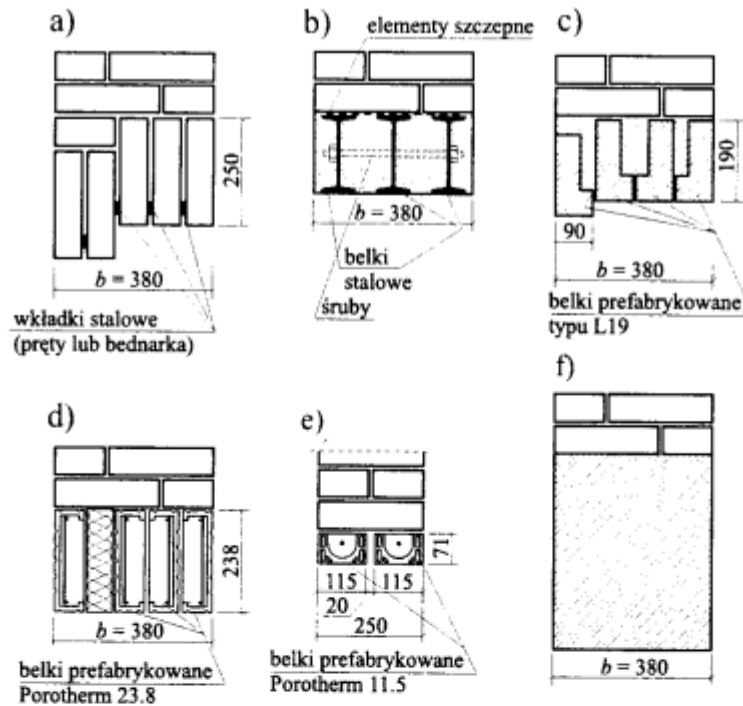
Inne przykładowe obliczenia:

<http://www.dziegielewski.info/murowe.pdf>

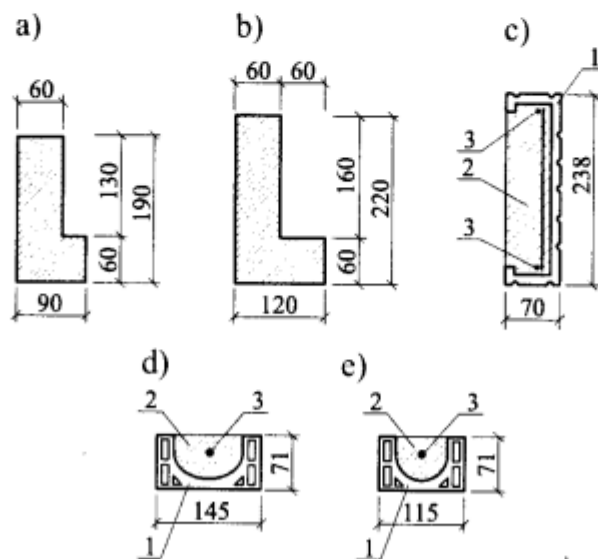
8. Nadproże



Rys. 5.1. Przykłady nadproży krzywoliniowych: a) odcinkowe, b) półkoliste, c) ostrołukowe, d) eliptyczne



Rys. 5.2. Przekroje poprzeczne przez nadproża płaskie: a) ceglane zbrojone wkładkami stalowymi, b) z belek stalowych, c) z belek prefabrykowanych żelbetowych typu L, d) i e) z belek prefabrykowanych żelbetowych Porotherm W 23,8 i N 11,5, f) żelbetowe monolityczne



Rys. 5.3. Kształty belek nadprożowych prefabrykowanych żelbetowych: a) L-19, b) L-22, c) Porotherm W 23,8, d) Porotherm N 14,5, e) Porotherm N 11,5; 1 – kształtka ceramiczna, 2 – wypełnienie betonem, 3 – zbrojenie

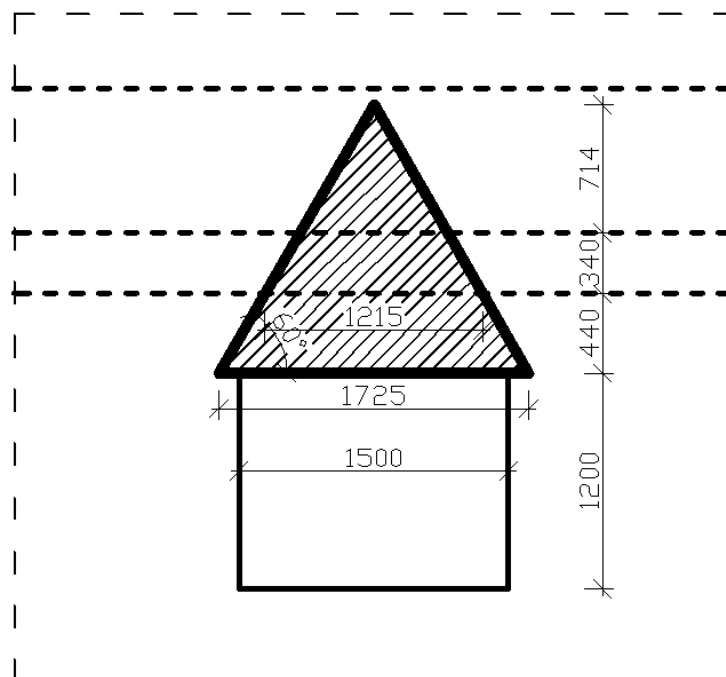
8.1. Założenia obliczeniowe

Przyjęto wstępnie trzy belki W 23,8/2000 systemu POROTHERM do wykonania nadproża w otworze o rozpiętości $l_s = 1500\text{mm}$.

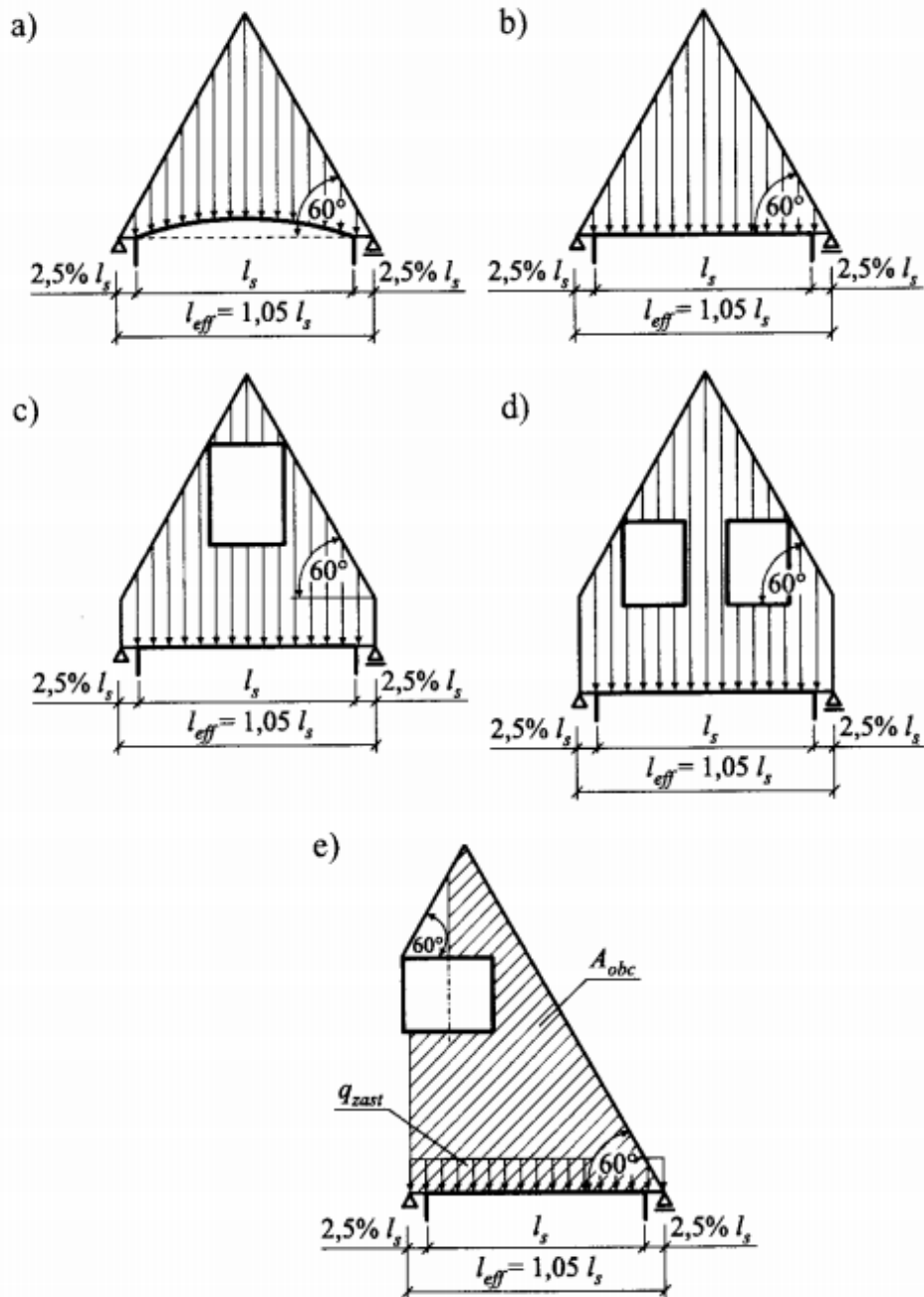
8.2. Zebranie obciążeń

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]
<i>g</i> – obciążenie stałe:			
tynk mineralny, drobnoziarnisty 10mm $0,01 \cdot 19,0$	0,19	1,35	0,256
tynk gipsowy 10mm $0,01 \cdot 9,8$	0,098	1,35	0,132
mur z pustaka Porotherm 25 P+W 250 mm	2,100	1,35	2,835
styropian 120 mm $0,12 \cdot 0,45$	0,054	1,35	0,073
RAZEM:	2,442		3,296
Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_f [-]	Wartość obliczeniowa [kN/m]
Wieniec żelbetowy - q_w $0,34 \cdot 0,25 \cdot 24,0$	2,040	1,35	2,754
Obciążenie od stropu - q_s $5,619 \cdot 2,5$ (5,0 · 0,5)	14,048	1,35 ?	18,965
Ciężar nadproża - g_n $0,238 \cdot 0,25 \cdot 24,0$	1,428	1,35	1,928

Tabela 32: Zestawienie obciążeń dla obliczanego nadproża



Rysunek 48: Widok fragmentu ściany z obliczanym nadprożem



Rys. 5.4. Schemat obciążenia nadproża: a i b) ścianą murowaną bez otworu, c i d) ścianą murowaną z otworami, e) ścianą murowaną (z otworami) o nieforemnej powierzchni

$$q_{zast} = \frac{A_{obc}}{l_{eff}} \cdot g_m, \quad (5.1)$$

gdzie:

A_{obc} – powierzchnia obciążenia nadproża, [m²],

g_m – ciężar 1 m² ściany wraz z obustronną wyprawą, [kN/m²],

l_{eff} – rozpiętość obliczeniowa nadproża, [m].

Rozpiętość obliczeniowa:

$$l_{eff} = l_s \cdot 1,15 = 1,5 \cdot 1,15 = 1,725 \text{ m}$$

$$l_1 = 1,215 \text{ m}$$

$$A_{obc} = 0,94 \text{ m}^2 \text{ (bez powierzchni wieńców)}$$

Obciążenie obliczeniowe od ciężaru muru:

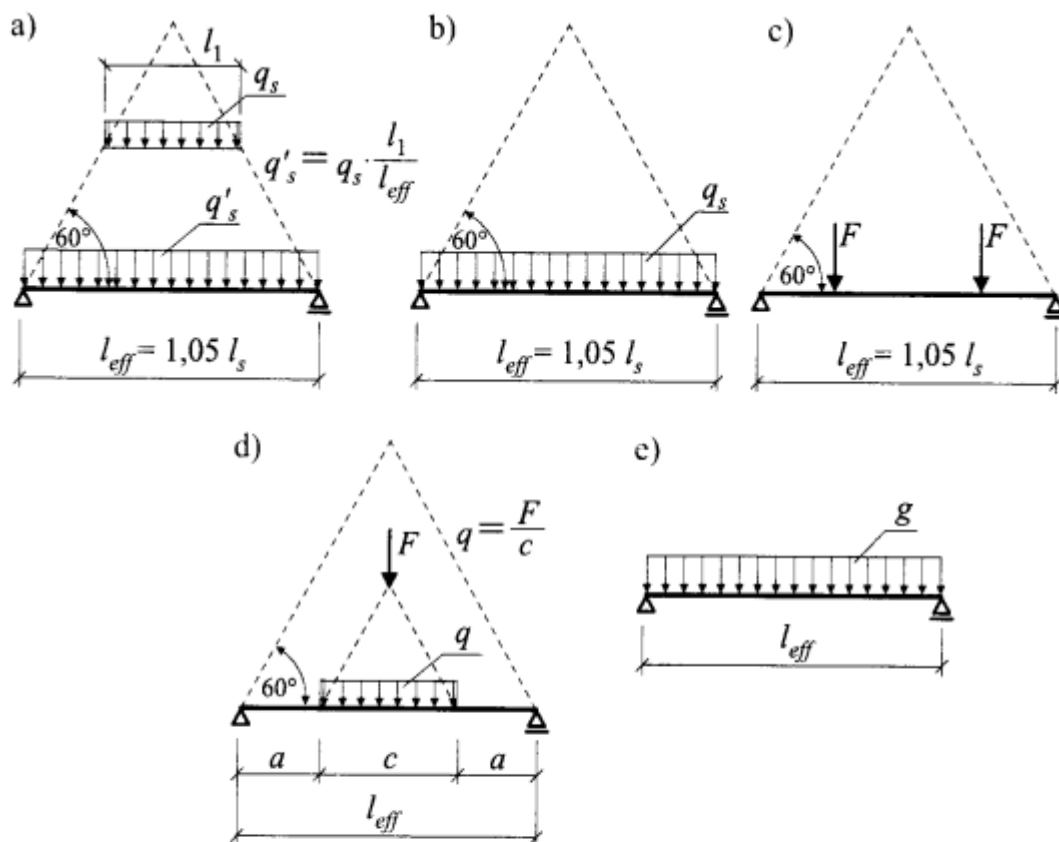
$$g = 3,296 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{0,94 \text{ m}^2}{1,725 \text{ m}} = 1,796 \text{ kN/m}$$

Obciążenie obliczeniowe zastępcze od ciężaru stropu i wieńca:

$$q = (q_w + q_s) \cdot \frac{l_1}{l_{eff}} = (2,754 + 18,965) \cdot \frac{1,215}{1,725} = 15,298 \text{ kN/m}$$

Obciążeni ciężarem własnym belek nadprożowych:

$$g_n = 1,928 \text{ kN/m}$$



Rys. 5.5. Schemat obciążenia nadproża: a) obciążeniem równomiernie rozłożonym od stropu opartego za pośrednictwem wieńca na ścianie powyżej nadproża, b) obciążeniem równomiernie rozłożonym q_s od stropu opartego za pośrednictwem wieńca bezpośrednio na nadprożu, c) siłami skupionymi F pochodzącymi od belek stropowych opartych bezpośrednio na nadprożu, d) obciążeniem równomiernie rozłożonym q od siły skupionej F pochodzącej od belki stropowej opartej na ścianie powyżej nadproża, e) obciążeniem równomiernie rozłożonym g od ciężaru własnego nadproża

8.3. Stan Graniczny Nośności

Obliczenie maksymalnego momentu zginającego dla potrójnej belki nadprózowej:

$$M_0 = M_g + M_q + M_{g_n} = \frac{g \cdot l_{eff}^2}{8} + \frac{q \cdot l_{eff}^2}{8} + \frac{g_n \cdot l_{eff}^2}{8} =$$

$$= \frac{1,796 \cdot 1,725^2}{8} + \frac{15,298 \cdot 1,725^2}{8} + \frac{1,928 \cdot 1,725^2}{8} = 7,075 \text{ kNm}$$

Moment zginający przypadający na jedną belkę nadprózową wynosi:

$$M = \frac{M_0}{3} = \frac{7,075}{3} = 2,358 \text{ kNm}$$

Tabela 5.3. Zestawienie wybranych parametrów technicznych i wytrzymałościowych belek nadprózowych Porotherm W (stal St3S-b-500, beton klasy B25) wg [16]

Lp.	Długość belki [m]	Minimalna długość oparcia belki [m]	Szerokość otworu w świetle [m]	Pręty zbrojenia podłużnego [mm]	Maksymalny obliczeniowy moment zginający [kNm]	Maksymalna obliczeniowa siła poprzeczna [kN]
1	1,00	0,125	0,75	2 ϕ 6	2,08	12,08
2	1,25	0,125	1,00	2 ϕ 8	3,62	12,08
3	1,50	0,125	1,25	2 ϕ 8	3,62	12,08
4	1,75	0,125	1,50	2 ϕ 10	5,54	12,08
5	2,00	0,20	1,60	2 ϕ 12	7,63	12,08
6	2,25	0,20	1,85	2 ϕ 12	7,63	12,08
7	2,50	0,25	2,00	2 ϕ 14	10,05	12,08
8	2,75	0,25	2,25	2 ϕ 14	10,5	12,08
9	3,00	0,25	2,50	2 ϕ 14	10,05	12,08
10	3,25	0,25	2,75	2 ϕ 14	10,05	12,08

Belkę obliczono jako belkę żelbetową o zadanych wymiarach oraz zbrojeniu.

Dane do obliczeń:

- beton: **C20/25** o $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$; $f_{cd} = 14,28 \text{ MPa}$
- stal A-III N St3-b-500 o $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$
- wymiary belki:
 $l_{eff} = 1,725 \text{ m}$
 $b = 0,06 \text{ m}$
 $h = 0,238 \text{ m}$
 $d = 0,199 \text{ m}$
- pole przekroju stali zbrojeniowej:
 $A_{s1} = 0,00005 \text{ m}^2 (1\phi 8)$
- maksymalny moment zginający dla obliczanej belki:
 $M_{Ed,max} = 2,358 \text{ kNm}$

Efektywna strefa ściskana:

$$x_{eff} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{0,00005 \cdot 420000}{14280 \cdot 0,06} = 0,0245 \text{ m} = 24,5 \text{ mm}$$

Obliczenie nośności belki nadprożowej Porotherm (przekrój pojedynczo zbrojony):

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}) = \\ &= 14280 \cdot 0,06 \cdot 0,0245 \cdot (0,199 - 0,5 \cdot 0,0245) = 3,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Zatem:

$$M_{Rd} = 3,92 \text{ kNm} > M_{Ed,max} = 2,358 \text{ kNm}$$

Wniosek: stan graniczny nośności dla nadproża jest spełniony.

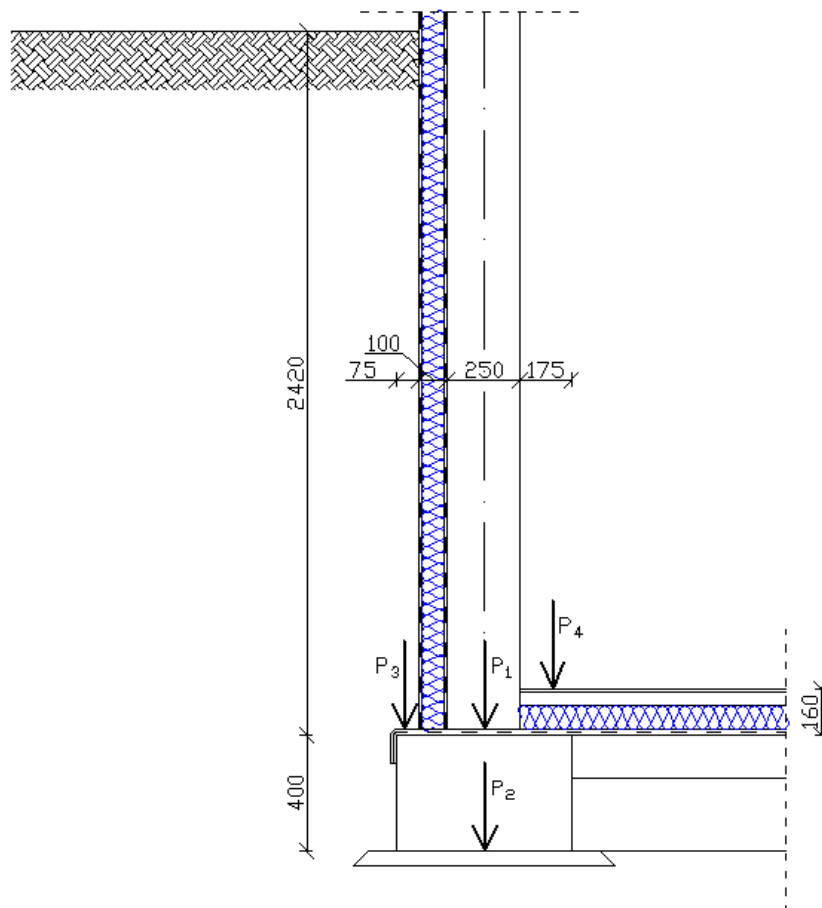
Ostatecznie przyjęto trzy belki W 23,8/2000 systemu Porotherm.

9. Fundament

9.1. Fundament zewnętrzny

9.1.1. Dane do obliczeń

- Obliczenia zostały wykonane wg PN-81/B-03020
- Jako fundament zaprojektowano betonową ławę fundamentową pod ściany konstrukcyjne zewnętrzne i wewnętrzne. Aby zabezpieczyć ławę przed zarysowaniem lub spękaniem spowodowanym np. nierównomiernym osiadaniem gruntu pod budynkiem, zazbrojono ją konstrukcyjnie.
- Warunki geotechniczne określono jako proste
- poziom posadzki: -2,25 m p.p.t.
- Strefa przemarzania gruntu dla Jeleniej Góry: $h_z = 0,80$ m
- Zwierciadło wody gruntowej: $h_w = -6,4$ m
- Poziom posadowienia: $z = 2,81$ m
- Grubość posadzki: $d = 0,15$ m
- Szerokość ściany: $b_s = 0,25$ m
- Wysokość ławy fundamentowej: $h = 0,4$ m
- Szerokość ławy fundamentowej: $b = 0,6$ m
- Długość ławy fundamentowej zewnętrznej: $L = 18,1$ m
- Długość ławy fundamentowej wewnętrznej: $L = 8,6$ m
- Beton: C20/25 o $f_{ctm} = 2,2$ MPa
- Grunt: piaski średnie, wilgotny o właściwościach:
 - Ciężar objętościowy gruntu: $\gamma_d = 1,85$ kN/m³
 - Stopień zagęszczenia: $I_d = 0,75$
 - Kąt tarcia wewnętrznego: $\phi_u^{(r)} = 34,5^\circ$
 - Współczynniki nośności:
 - $N_D = 30$
 - $N_C = 44$
 - $N_B = 15$



Rysunek 49: Wymiary oraz obciążenie obliczanej ławy fundamentowej zewnętrznej

9.1.2. Zebranie obciążeń

Wartość obciążenia na 1 mb ławy od dachu, stropów, ścian i wieńców:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= D + S_1 + S_2 + G_1 + G_2 + G_3 + 2 \cdot G_{\text{wieńca}} = \\
 &= 11,131 \text{ kN/m} + 7,831 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,125 \text{ m} + 7,831 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,125 \text{ m} \\
 &\quad + 3,296 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,8 \text{ m} + 2,54 \text{ m}) + 20,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 2,54 \text{ m} \\
 &\quad \cdot 1,35 + 2 \cdot 2,754 \text{ kN/m} = 93,736 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Moment przekazywany przez ściany na fundament (przyjęto mimośród minimalny $e_a = 0,01$):

$$M_1 = P_1 \cdot e_a = 93,736 \cdot 0,01 = 0,94 \text{ kNm}$$

Ciężar ławy:

$$P_2 = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24,0 \cdot 1,35 = 7,776 \text{ kN/m}$$

Ciężar gruntu zalegającego nad odsadzką ławy z zewnątrz budynku:

$$P_3 = 0,075 \cdot 2,42 \cdot 18,5 \cdot 1,2 = 4,029 \text{ kN/m}$$

Ciężar posadzki od strony piwnicy:

$$P_4 = 0,175 \cdot (0,01 \cdot 19,0 + 0,05 \cdot 21,0 + 0,08 \cdot 0,45) \cdot 1,35 = 0,301 \text{ kN/m}$$

Obciążenie pionowe podłoża:

$$N_1 = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 93,736 + 7,776 + 4,029 + 0,301 = 105,842 \text{ kN/m}$$

Moment powodowany wypadkową obciążeń podłoża względem środka podstawy ławy wynosi:

$$M_2 = M_1 + P_3 \cdot e_3 - P_4 \cdot e_4 = 0,94 + 4,029 \cdot 0,262 - 0,301 \cdot 0,212 = 1,932 \text{ kNm}$$

Mimośród obciążenia podłoża obliczony względem środka podstawy ławy wynosi:

$$e_B = \frac{M_2}{N_1} = \frac{1,932}{105,842} = 0,018 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{0,60 \text{ m}}{4} = 0,15 \text{ m}$$

Wniosek: wypadkowa obciążeń znajduje się w rdzeniu podstawy.

9.1.3. Stan Graniczny Nośności

Parcie jednostkowe wynosi:

$$q_{r,max} = \frac{N_1}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = \frac{105,842}{0,6} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,018}{0,6}\right) = 208,156 \text{ kPa}$$

$$q_{r,min} = \frac{N_1}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) = \frac{105,842}{0,6} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,018}{0,6}\right) = 144,651 \text{ kPa}$$

Odpór jednostkowy wynosi:

$$\begin{aligned} \rho_D^{(r)} \cdot g \cdot D_{min} &= (1,85 \cdot 9,81 \cdot 0,9) \cdot 0,4 + (0,01 \cdot 19,0 + 0,05 \cdot 21,0 + 0,08 \cdot 0,45) \cdot 0,8 \\ &= 7,554 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

$$\rho_B^{(r)} \cdot g = 1,85 \cdot 9,81 \cdot 0,9 = 16,334 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\begin{aligned} q_f &= \left[\left(1 + 1,5 \frac{B}{L}\right) \cdot N_D \cdot \rho_D^{(r)} \cdot g \cdot D_{min} + \left(1 - 0,25 \frac{B}{L}\right) \cdot N_B \cdot \rho_B^{(r)} \cdot g \cdot B \right] \\ &= \left[\left(1 + 1,5 \frac{0,6}{18,1}\right) \cdot 30 \cdot 7,554 + \left(1 - 0,25 \frac{0,6}{18,1}\right) \cdot 15 \cdot 16,334 \cdot 0,6 \right] \\ &= 383,676 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Średnia obliczeniowa wartość parcia jednostkowego wynosi:

$$q_{rs} = \frac{q_{r,max} + q_{r,min}}{2} = \frac{208,156 + 144,651}{2} = 176,404 \text{ kPa}$$

Współczynnik korekcyjny:

$$m = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$$

Sprawdzenie warunków nośności:

$$q_{rs} = 176,404 \text{ kPa} < m \cdot q_f = 0,81 \cdot 383,676 = 310,777 \text{ kPa}$$

$$q_{r,max} = 208,156 \text{ kPa} < 1,2 \cdot m \cdot q_f = 1,2 \cdot 0,81 \cdot 383,676 = 372,933 \text{ kPa}$$

Wniosek: warunki zostały spełnione.

Obliczenie oddziaływania podłoża w przekroju krawędzi ściany:

$$\begin{aligned} q_I &= q_{r,max} - \frac{q_{r,max} - q_{r,min}}{B} \cdot s = 208,156 - \frac{208,156 - 144,651}{0,6} \cdot 0,175 \\ &= 189,634 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Określenie momentu zginającego względem krawędzi ściany:

$$M_I = \frac{1,0 \cdot s^2}{6} \cdot (2q_{r,max} + q_I) = \frac{1,0 \cdot 0,175^2}{6} \cdot (2 \cdot 208,156 + 189,634) = 3,093 \text{ kNm}$$

Warunek stanu granicznego nośności dla przekroju betonowego:

$$M_I < f_{ctd} \cdot W_f$$

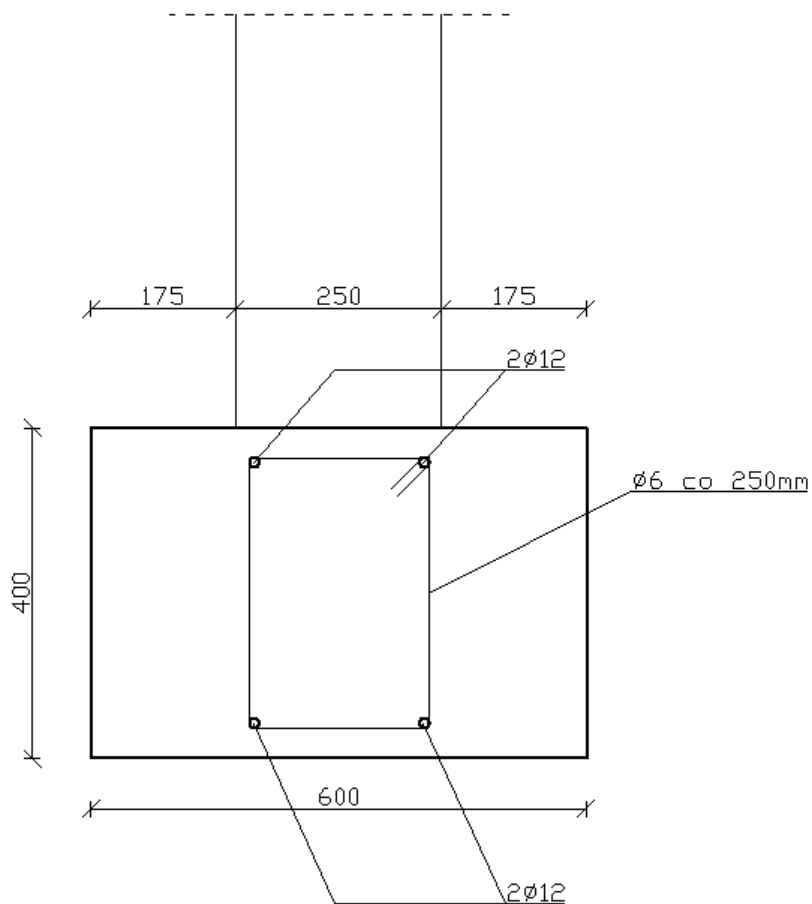
$$f_{ctd} = 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}}{1,8} = 0,7 \cdot \frac{2,2}{1,8} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$W_f = 0,292 \cdot B \cdot h^2 = 0,292 \cdot 0,6 \cdot 0,4^2 = 0,028 \text{ m}^3$$

$$M_I = 3,093 \text{ kNm} < f_{ctd} \cdot W_f = 0,85 \cdot 10^3 \text{ MPa} \cdot 0,028 \text{ m}^3 = 23,8 \text{ kNm}$$

Wniosek: warunek został spełniony.

Ze względów konstrukcyjnych łąwę należy zbroić jak na rysunku:



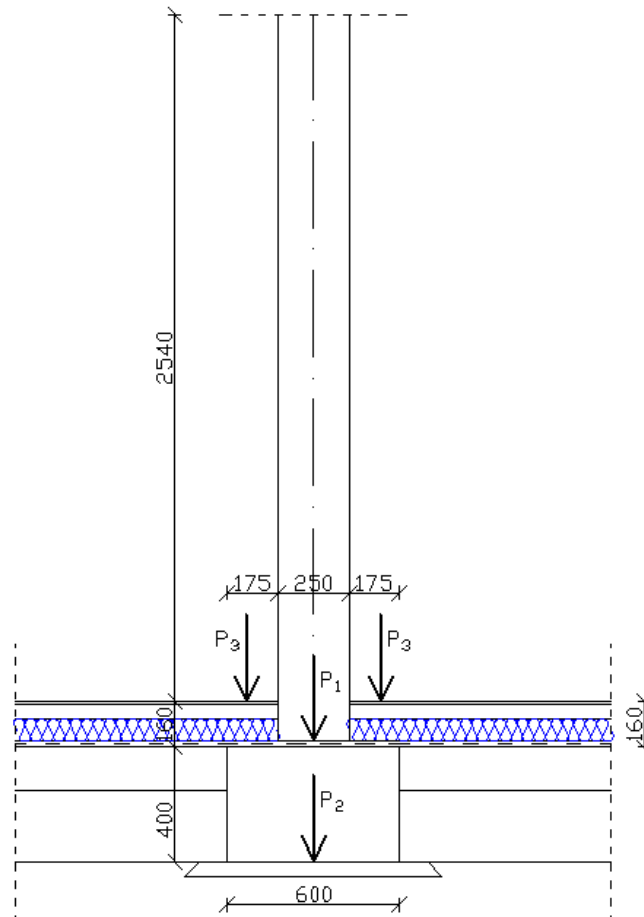
Rysunek 50: Wymiary i sposób zbrojenia łąwy fundamentowej pod ścianą zewnętrzną

Ostatecznie przyjęto łąwę fundamentową zewnętrzną o wymiarach 600mm x 400mm.

9.2. Fundament wewnętrzny

9.2.1. Dane do obliczeń

Wg punktu 5.1.1.



Rysunek 51: Wymiary oraz obciążenie obliczanej ławy fundamentowej wewnętrznej

9.2.2. Zebranie obciążeń

Wartość obciążenia na 1 mb ławy od stropów, ścian i wieńców:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= S_1 + S_2 + G_1 + G_2 + G_3 + 2 \cdot G_{\text{wieńca}} = \\
 &= 2 \cdot (7,831 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} + 7,831 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,75 \text{ m}) + 1,669 \text{ kN/m}^2 \\
 &\quad \cdot 2,85 \text{ m} + 2 \cdot (3,296 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,54 \text{ m}) + 2 \cdot 2,754 \text{ kN/m} \\
 &= 93,572 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Moment przekazywany przez ściany na fundament (przyjęto mimośród minimalny $e_a = 0,01$):

$$M_1 = P_1 \cdot e_a = 93,572 \cdot 0,01 = 0,94 \text{ kNm}$$

Ciężar ławy:

$$P_2 = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24,0 \cdot 1,35 = 7,776 \text{ kN/m}$$

Ciężar posadzki:

$$P_3 = 0,175 \cdot (0,01 \cdot 19,0 + 0,05 \cdot 21,0 + 0,08 \cdot 0,45) \cdot 1,35 = 0,301 \text{ kN/m}$$

Obciążenie pionowe podłoża:

$$N_1 = P_1 + P_2 + 2 \cdot P_3 = 93,572 + 7,776 + 2 \cdot 0,301 = 101,590 \text{ kN/m}$$

Moment powodowany wypadkową obciążeń podłoża względem środka podstawy ławy wynosi:

$$M_2 = M_1 = 0,94 \text{ kNm}$$

obliczony względem środka podstawy ławy wynosi:

$$e_B = \frac{M_2}{N_1} = \frac{0,94}{101,590} = 0,0092 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{0,60 \text{ m}}{4} = 0,15 \text{ m}$$

Wniosek: wypadkowa obciążeń znajduje się w rdzeniu podstawy.

Ponieważ mimośród jest stosunkowo niewielki i będzie miał znikome znaczenie, przyjęto do dalszych obliczeń, że ława obciążona jest osiowo.

9.2.3. Stan Graniczny Nośności

Parcie jednostkowe wynosi:

$$q_{r,s} = \frac{N_1}{1,0 \cdot B} = \frac{101,590}{1,0 \cdot 0,6} = 169,317 \text{ kPa}$$

Odpór jednostkowy wynosi:

$$\begin{aligned} q_f &= \left[\left(1 + 1,5 \frac{B}{L} \right) \cdot N_D \cdot \rho_D^{(r)} \cdot g \cdot D_{min} + \left(1 - 0,25 \frac{B}{L} \right) \cdot N_B \cdot \rho_B^{(r)} \cdot g \cdot B \right] \\ &= \left[\left(1 + 1,5 \frac{0,6}{8,6} \right) \cdot 30 \cdot 7,554 + \left(1 - 0,25 \frac{0,6}{8,6} \right) \cdot 15 \cdot 16,334 \cdot 0,6 \right] \\ &= 394,778 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Współczynnik korekcyjny:

$$m = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$$

Sprawdzenie warunku nośności:

$$q_{rs} = 169,317 \text{ kPa} < m \cdot q_f = 0,81 \cdot 394,778 = 319,770 \text{ kPa}$$

Wniosek: warunek został spełniony.

Określenie momentu zginającego względem krawędzi ściany:

$$M_I = \frac{P_1 \cdot s^2}{B \cdot 2} = \frac{93,572 \cdot 0,175^2}{0,6 \cdot 2} = 2,388 \text{ kNm}$$

Warunek stanu granicznego nośności dla przekroju betonowego:

$$M_I < f_{ctd} \cdot W_f$$

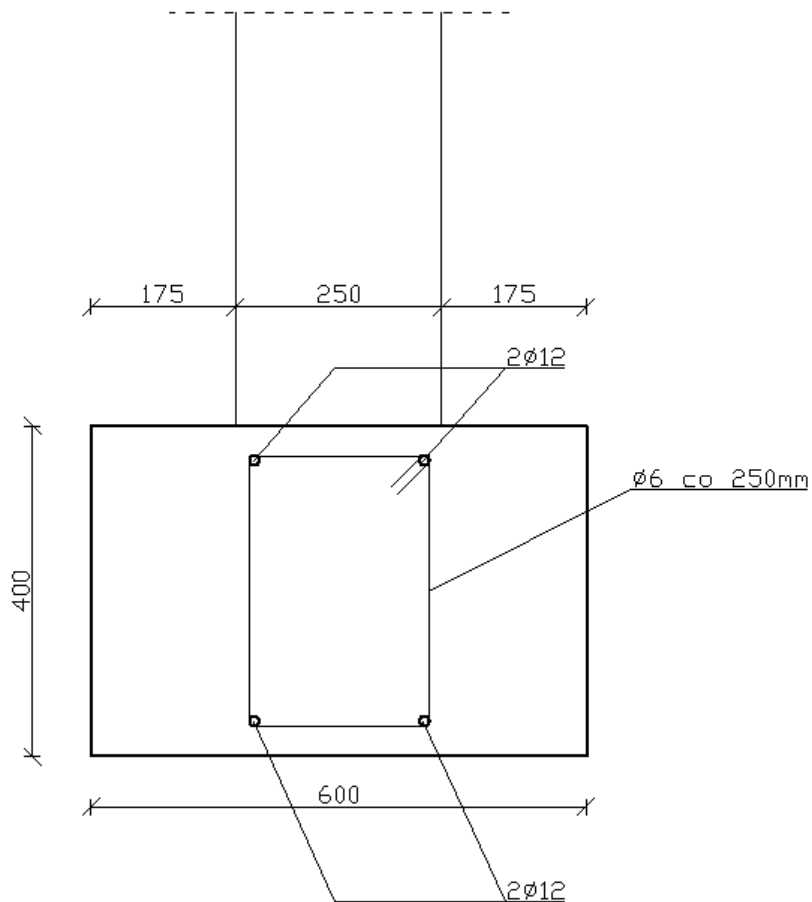
$$f_{ctd} = 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}}{1,8} = 0,7 \cdot \frac{2,2}{1,8} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$W_f = 0,292 \cdot B \cdot h^2 = 0,292 \cdot 0,6 \cdot 0,4^2 = 0,028 \text{ m}^3$$

$$M_I = 2,388 \text{ kNm} < f_{ctd} \cdot W_f = 0,85 \cdot 10^3 \text{ MPa} \cdot 0,028 \text{ m}^3 = 23,8 \text{ kNm}$$

Wniosek: warunek został spełniony.

Ze względów konstrukcyjnych łąwę należy zbroić jak na rysunku:



Rysunek 52: Wymiary i sposób zbrojenia łąwy fundamentowej pod ścianą wewnętrzną

Ostatecznie przyjęto łąwę fundamentową wewnętrzną o wymiarach 600mm x 400mm.

SPIS TABEL

<i>Tabela 1: Zestawienie powierzchni całkowitej piwnicy.....</i>	4
<i>Tabela 2: Zestawienie powierzchni całkowitej parteru</i>	4
<i>Tabela 3: Zestawienie powierzchni całkowitej poddasza</i>	5
<i>Tabela 4: Zestawienie obciążeń stałych g</i>	21
<i>Tabela 5: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni ścian</i>	34
<i>Tabela 6: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni połaci dachu</i>	34
<i>Tabela 7: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni ścian</i>	36
<i>Tabela 8: Wartość obciążenia wiatrem powierzchni połaci dachu</i>	36
<i>Tabela 9: Zestawienie obciążeń na latę</i>	39
<i>Tabela 10: Zestawienie ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną</i>	47
<i>Tabela 11: Zestawienie ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym</i>	48
<i>Tabela 12: Zestawienie ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego śniegiem</i>	48
<i>Tabela 13: Zestawienie ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego wiatrem</i>	49
<i>Tabela 14: Zestawienie ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną</i>	49
<i>Tabela 15: Zestawienie ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym</i>	49
<i>Tabela 16: Zestawienie ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego śniegiem i wiatrem</i>	50
<i>Tabela 17: Wartości ugięć od poszczególnych składowych obciążeń</i>	51
<i>Tabela 18: Zestawienie obciążeń stałych nad jętką – g_1</i>	56
<i>Tabela 19: Zestawienie obciążeń stałych pod jętką – g_2</i>	56
<i>Tabela 20: Zestawienie obciążeń stałych z jętką – g_3</i>	56
<i>Tabela 21: Zestawienie ugięć więzara dachowego od obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym</i>	71
<i>Tabela 22: Zestawienie ugięć więzara dachowego od obciążenia charakterystycznego śniegiem</i>	72
<i>Tabela 23: Zestawienie ugięć więzara dachowego od obciążenia charakterystycznego wiatrem</i>	73
<i>Tabela 24: wartości ugięć krokwi od składowych obciążeń</i>	74
<i>Tabela 25: Wartość ugięć jętki od składowych obciążeń</i>	75
<i>Tabela 26: Zestawienie ugięć dla murlatu od obciążenia charakterystycznego</i>	77
<i>Tabela 27: Wartości ugięć murlatu od składowych obciążeń</i>	77
<i>Tabela 28: Zestawienie obciążeń na $1m^2$ stropu Porotherm</i>	82
<i>Tabela 29: Ugięcie obliczanej belki stropowej</i>	95
<i>Tabela 30: Zestawienie obciążeń z $1m^2$ ściany działowej Porotherm</i>	96
<i>Tabela 31: Ugięcie obliczanej belki stropowej</i>	101
<i>Tabela 32: Zestawienie obciążeń dla obliczanego nadproża</i>	124

SPIS RYSUNKÓW W OBLICZENIACH

<i>Rysunek 1: Geometria więzara jętkowego</i>	15
<i>Rysunek 2: Trzy przypadki obciążenia śniegiem dachu (dla obciążenia charakterystycznego)</i> ...	25
<i>Rysunek 3: Przypadek I</i>	26
<i>Rysunek 4: Wymiary dla ścian dla przypadku I</i>	26
<i>Rysunek 5: Wymiary dla połaci dachowej dla przypadku I</i>	27
<i>Rysunek 6: Przypadek II</i>	27
<i>Rysunek 7: Wymiary dla ścian dla przypadku II</i>	28
<i>Rysunek 8: Wymiary dla połaci dachowej dla przypadku II</i>	28
<i>Rysunek 9: Schemat statyczny, obciążenie prostopadłą składową obciążeń oraz ekstremalne momenty gnące</i>	42
<i>Rysunek 10: Schemat statyczny, obciążenie równoległą składową obciążeń oraz ekstremalne momenty gnące</i>	42
<i>Rysunek 11: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną</i>	47
<i>Rysunek 12: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym</i>	48
<i>Rysunek 13: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia charakterystycznego śniegiem</i>	48
<i>Rysunek 14: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od prostopadłego obciążenia wiatrem</i>	48
<i>Rysunek 15: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego siłą skupioną</i>	49
<i>Rysunek 16: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym</i>	49
<i>Rysunek 17: Schemat statyczny, obciążenie i wykres ugięć od równoległego obciążenia charakterystycznego śniegiem</i>	50
<i>Rysunek 18: Schemat statyczny więzara jętkowego</i>	55
<i>Rysunek 19: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji I</i>	59
<i>Rysunek 20: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji II</i>	60
<i>Rysunek 21: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji III</i>	61
<i>Rysunek 22: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji IV</i>	62
<i>Rysunek 23: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji V</i>	63
<i>Rysunek 24: Schemat statyczny, obciążenia, wykres momentów zginających i sił osiowych dla kombinacji VI</i>	64
<i>Rysunek 25: Reakcje od obciążeń charakterystycznych</i>	65
<i>Rysunek 26: Reakcje od obciążeń obliczeniowych</i>	65

<i>Rysunek 27: Schemat statyczny, obciążenia i wykres ugięć od obciążenia charakterystycznego ciężarem własnym</i>	71
<i>Rysunek 28: Schemat statyczny, obciążenia i wykres ugięć od obciążenia charakterystycznego śniegiem.....</i>	72
<i>Rysunek 29: Schemat statyczny, obciążenia i wykres ugięć od obciążenia charakterystycznego wiatrem.....</i>	73
<i>Rysunek 30: Schemat statyczny oraz obciążenie murlatu (wartości obliczeniowe)</i>	76
<i>Rysunek 31: Wykres momentów zginających dla murlatu</i>	76
<i>Rysunek 32: Schemat statyczny oraz obciążenie murlatu (wartości charakterystyczne).....</i>	77
<i>Rysunek 33: Wykres ugięć dla murlatu.....</i>	77
<i>Rysunek 34: Schemat statyczny obliczanej belki stropowej.....</i>	87
<i>Rysunek 35: Przekrój obliczanej belki</i>	94
<i>Rysunek 36: Schemat statyczny, obciążenie i ugięcie obliczanej belki stropowej</i>	95
<i>Rysunek 37: Schemat statyczny obliczanej belki stropowej.....</i>	98
<i>Rysunek 38: Schemat statyczny belki stropowej Porotherm.....</i>	99
<i>Rysunek 39: Wykres momentów zginających.....</i>	99
<i>Rysunek 40: Przekrój obliczanej belki</i>	100
<i>Rysunek 41: Schemat statyczny, obciążenie i ugięcie obliczanej belki stropowej</i>	101
<i>Rysunek 42: Rzut (parteru) obliczanego 1mb fragmentu ściany zewnętrznej</i>	103
<i>Rysunek 43: Widok obliczanego 1mb fragmentu ściany zewnętrznej</i>	104
<i>Rysunek 44: Uproszczony model ramowy.....</i>	108
<i>Rysunek 45: Schemat obciążenia ściany do obliczenia mimośrodów.....</i>	112
<i>Rysunek 46: Rzut (parteru) obliczanego 1mb fragmentu ściany wewnętrznej</i>	117
<i>Rysunek 47: Widok obliczanego 1mb fragmentu ściany wewnętrznej</i>	117
<i>Rysunek 48: Widok fragmentu ściany z obliczanym nadprożem</i>	124
<i>Rysunek 49: Wymiary oraz obciążenie obliczanej ławy fundamentowej zewnętrznej</i>	130
<i>Rysunek 50: Wymiary i sposób zbrojenia ławy fundamentowej pod ścianą zewnętrzną.....</i>	132
<i>Rysunek 51: Wymiary oraz obciążenie obliczanej ławy fundamentowej wewnętrznej.....</i>	133
<i>Rysunek 52: Wymiary i sposób zbrojenia ławy fundamentowej pod ścianą wewnętrzną.....</i>	135

SPIS RYSUNKÓW

- Rysunek 1: PLAN ZAGOSPODAROWANIA TERENU*
Rysunek 2: ELEWACJA POŁUDNIOWA I ZACHODNIA
Rysunek 3: RZUT PIWNICY
Rysunek 4: RZUT PARTERU
Rysunek 5: RZUT PODDASZA
Rysunek 6: PRZEKRÓJ A-A
Rysunek 7: PRZEKRÓJ B-B
Rysunek 8: RZUT FUNDAMENTÓW
Rysunek 9: STROP NAD PIWNICĄ
Rysunek 10: STROP NAD PARTEREM
Rysunek 11: RZUT WIĘŻBY DACHOWEJ
Rysunek 12: SZCZEGÓŁY KONSTRUKCYJNE