

OPIS KONSTRUKCJI

1. Stropodach .

Zaprojektowano dach o konstrukcji w postaci więźby krokwiowej, wykonanej z drewna sosnowego klasy C24 (dźwigary dachowe) .

Konstrukcja dachu pokryta jest papą termozgrzewalną na deskowaniu o gr. 2,6 cm lub płytach paździerzowych typu OSB3 gr. 25 mm

Od spodu do konstrukcji dachowej przymocowane (podwieszone) są płyty STG –

Gipsowo – kartonowe (g-k) lub prefabrykowany sufit typu OWA, stanowiące również element podtrzymujący ocieplenie tzn. warstwę wełny mineralnej o grubości 25,0 cm .

Osiowy rozstaw dźwigarów wynosi średnio 83,3 cm (według rysunku konstrukcji dachu , rozstaw dopasowany do wielkości płyty OSB)

Na ścianach murowanych przyjęto murlatę z drewna sosnowego klasy C24 o wymiarach $b \times h = 12 \times 12$ cm . Murlatę należy mocować do wieńca żelbetowego za pomocą śrub kotwiących (np.

młotkowych lub fajkowych) o średnicy min. 12,0 mm w odstępach co najwyżej 100-120 cm . Na elementach stalowych (podciągach) należy stosować murlaty o zróżnicowanych przekrojach, aby uzyskać właściwy spadek połąci dachowej (4%) czyli murlaty o przekroju 12x9,6 cm oraz 12x7,2 cm. Śruby kotwiące o średnicy min. 12,0 mm winny być przyspawane do podciągów w odstępach co najwyżej 100-120 cm .

2. Wieńce żelbetowe

Na ścianach zewnętrznych należy wykonać wieńce stropowe żelbetowe o wymiarach $b \times h = 18 \times 22$ cm., zbrojone stalą A-III 4Ø10, strzemiona Ø 6 co 25 cm.

Wieńce zewnętrzne ocieplić styropianem , jak ściany zewnętrzne, wełną mineralną gr. 10,0 cm .

3. Ściany zewnętrzne

Ściany zewnętrzne budynku kubaturowego wykonać jako warstwowe, z bloczków wapienno piaskowych typu SILKA klasy 100 gr. 18,0 cm , następnie warstwa wełny mineralnej gr. 10,0 cm

Ściany murować na zaprawie cem –wap. marki co najmniej 0,8 MPa .

4. Ściany wewnętrzne, działowe

Ściany działowe należy wykonać z cegły dziurawki klasy 80 gr. 12,0 cm

(wg. rys. architektonicznych) na zaprawie cem. – wap. marki 1,0 . Zamiast cegły ceramicznej można zastosować bloczki gazobetonowe odmiany M600

5. Nadproża i podciągi

Podciągi pod oparcie konstrukcji stropodachu należy wykonać ze stali , z profili hutniczych walcowanych

Szczegółowe usytuowanie podciągów stalowych określono na rysunkach rzucie poziomym parteru

6. Ławy i stopy fundamentowe

Ławy i stopy fundamentowe wykonać z betonu klasy C20/25. W przypadku ław i stóp zbrojonych, należy użyć stal klasy A-III w przypadku prętów nośnych oraz stal klasy A-III dla prętów konstrukcyjnych .

Ławy i stopy wykonywać na podkładzie z chudego betonu o gr. 7,0 cm .

Roboty ziemne wykonywać z należyłą starannością oraz zgodnie ze sztuką budowlaną z zachowaniem szczególnej ostrożności .

7. Opinia geotechniczna

Budynek z uwagi na jego prostą, statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów, posadowiony w prostych warunkach gruntowych . Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia ław fundamentowych piasków średnich (Ps) i drobnych (Pd) w stanie suchym oraz okresowo stanie średniowilgotnym .

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27.04.2012 r. (Dz. U. z dnia 27.04.2012, poz. 463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych .

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia ław fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne (Pd) oraz średnie (Ps) średniowilgotne . Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia ław fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $mqf = 110 \text{ kPa}$.

Roboty ziemne i fundamentowe należy prowadzić zgodnie z normą PN-68/B-06050 „Roboty ziemne budowlane. Wymagania w zakresie wykonania i badania przy odbiorze” oraz normą PN-81/B-03020 „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie”.

W przypadku wystąpienia w poziomie projektowanego posadowienia fundamentów gruntu nienośnego (np. gleba lub nasyp niekontrolowany jak gruz, kamienie itp.) należy go wybrać do poziomu stropu gruntu nośnego i w tym miejsce ułożyć warstwę piasku grubego lub średniego. Warstwę tego gruntu należy odpowiednio zagęścić mechanicznie pod nadzorem osoby kierującej posiadającej obowiązujące uprawnienia budowlane, w taki sposób, aby warstwa nowego ułomnego gruntu uzyskała wskaźnik zagęszczenia $I_s = 0,9$.

OBLICZENIA STATYCZNE

Poz . 1.0. Stropodach

Zaprojektowano dach, w układzie krokwiowym z drewna sosnowego klasy C24 kryty papą termozgrzewalną ułożoną na płytach OSB gr. 2,5 cm. Krokwie z bali drewnianych o przekroju 8 x 12 cm w rozstawie co 83,3 cm opierają się na murlatach oraz stalowych podciągach z dwuteowników.

Obciążenia na 1 m² połaci dachowej nieocieplonej wełną mineralną

Warstwa	q_n	n	q_o
Grubość[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m ²]	wsp.	[kN/m ²]
Papa termozgrzewalna na płytach OSB	0,4	1,3	0,52
ciężar własny dźwigara (wg . PN-82/B-02001	0,2	1,1	0,22
Folie paro i wodoszczelne	0,02	1,3	0,03
Płyta g-k gr.1,2 cm (lub sufit podwieszony typu OWA) 0,012x 14,0	0,17	1,1	0,18
RAZEM	0,79		0,95

Do dalszych obliczeń przyjęto $q_o = 1,0$ kN./m²

Obciążenia na 1 m² połaci dachowej ocieplonej wełną mineralną

Warstwa	q_n	n	q_o
Grubość[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m ²]	wsp.	[kN/m ²]
Papa termozgrzewalna na płytach OSB	0,4	1,3	0,52
ciężar własny dźwigara (wg . PN-82/B-02001	0,2	1,1	0,22
Folie paro i wodoszczelne	0,02	1,3	0,03
Wełna mineralna gr. 25,0 cm 0,25x 1,0	0,25	1,3	0,33
Płyta g-k gr.1,2 cm (lub sufit podwieszony typu OWA) 0,012x 14,0	0,17	1,1	0,18
RAZEM	1,04		1,28

Do dalszych obliczeń przyjęto $q_o = 1,3$ kN./m²

a) Dach jednospadowy, płaski o nachyleniu 2 ° (4%)

Obciążenie śniegiem - strefa I , $Q = 0,9$ kN/m², $\gamma_f = 1,5$

$$\alpha = 2^\circ \rightarrow C_1 = 0,8$$

$$S_{k1} = 0,9 \times 0,8 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{1.} = 0,72 \times 1,5 = 1,08 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{ strona nawietrzna}$$

W przypadku dachu o nachyleniu 2° istotnym obciążeniem jest wyłącznie przypadek ssania wiatru.

Obciążenie wiatrem - strefa IIb , $q_k = 0,55 \text{ kN/m}^2$

$$C_e = 0,8 \quad \beta = 1,8 \quad h/l = 5,5 / 20,3 = 0,27 < 2$$

$$\alpha = 2^\circ \rightarrow C_z = -0,9 \quad - \text{ strona nawietrzna}$$

$$W_I = 0,55 \times 0,8 \times -0,9 \times 1,8 = -0,72 \text{ kN/m}^2$$

Poz. 1.1.1. Krokwie dachowe w części nieocieplonej wełną mineralną (nad częścią peronową).

Zebranie obciążeń : (ze śniegiem i z parciem wiatru)

Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
obciążenie stałe z poz. 1.0. $0,79(0,95) \times 0,833$	0,66		0,79
obciążenie śniegiem $0,72 \times 0,833$	0,59	1,5	0,9
RAZEM	1,25		1,69

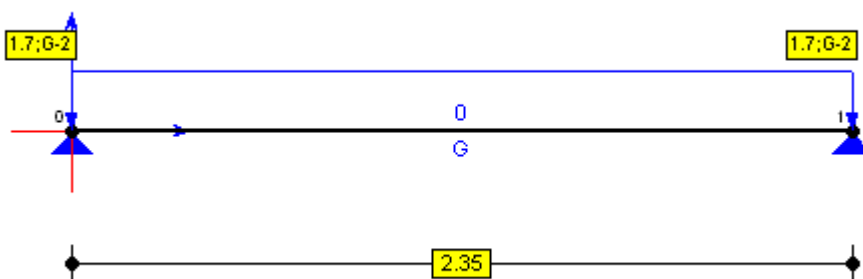
Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie krokwi $Q = 1,7 \text{ kN/m}$

Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto poziomą belkę jednoprzęsłową , wolnopodpartą , o długości obliczeniowej

$$l_o = 2,35 \text{ m}$$

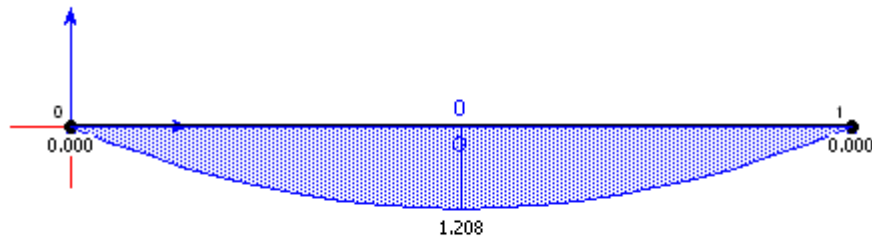
Do obliczeń przyjęto obciążenie obliczeniowe

$$q = 1,7 \text{ kN/m}$$



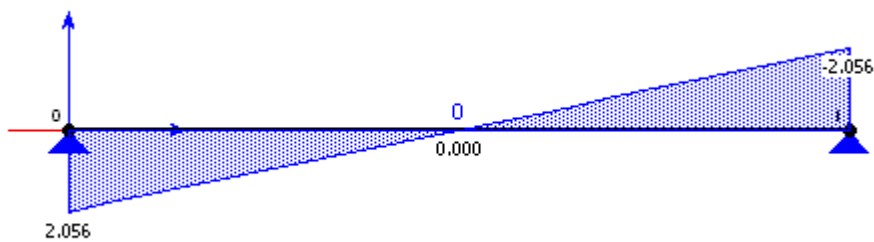
Obliczenie krokwi o długości $l = 2,35 \text{ m}$

Moment maksymalny $M = 1,21 \text{ kNm}$



Siły tnące oraz reakcje

$T = 2,06 \text{ kN}$



Reakcje $R_a = R_b = 2,06 \text{ kN}$

Wymiarowanie

Przyjęto krokiw o przekroju $10 \times 12 \text{ cm}$ są następujące dane geometryczno-statyczne :

$F = 10 \times 12 = 120 \text{ cm}^2$, $W_y = 240 \text{ cm}^3$, $J_y = 1440 \text{ cm}^4$, $i = h/2\sqrt{3} = 3,46 \text{ cm}$, $\lambda_y = l/i = 2,35/0,034 = 68$ (dla pręta nr 0)

Przyjęto dźwigar drewniany o przekroju $10 \times 12 \text{ cm}$ z drewna sosnowego klasy C24

(PN-B-035150:2000) o $f_{m,k} = 24,0 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$,

$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$,

Sprawdzenie ugięcia

dla $l/h = 2,35/0,12 = 19,6 < 20$

$$f = f_M = 5 / 384 (ql^4 / E_m J)$$



Wyniki dla elementu

Pozycja

Rzędna [-]: 0.5

Dystans [m]: 1.18

NTM S U

u [m]: -0.0000

v [m]: 0.0044

r [m]: 0.0044

φ [st]: -0.0031

$$f = 0,44 \text{ cm}$$

$$f_{\text{dop}} = 1/200 = 2,35 / 300 = 0,8 \text{ cm} > f = 0,44 \text{ cm}$$

warunek wartości granicznej użytkowania jest spełniony .

Poz. 1.1.2. Krokwie dachowe w części nieocieplonej wełną mineralną (nad częścią peronową).

Zebranie obciążeń : (ze śniegiem i z parciem wiatru)

Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
obciążenie stałe z poz. 1.0. $0,79(0,95) \times 0,833$	0,66		0,79
obciążenie śniegiem $0,72 \times 0,833$	0,59	1,5	0,9
RAZEM	1,25		1,69

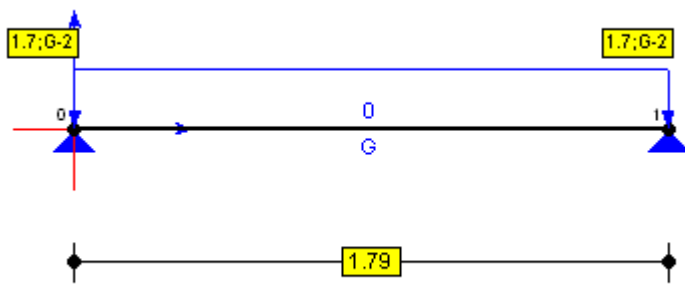
Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie krokwi $Q = 1,7 \text{ kN/m}$

Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto poziomą belkę jednoprzęsłową , wolnopodpartą , o długości obliczeniowej

$$l_o = 1,79 \text{ m}$$

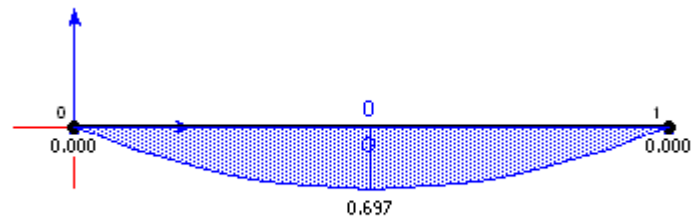
Do obliczeń przyjęto obciążenie obliczeniowe

$$q = 1,7 \text{ kN/m}$$



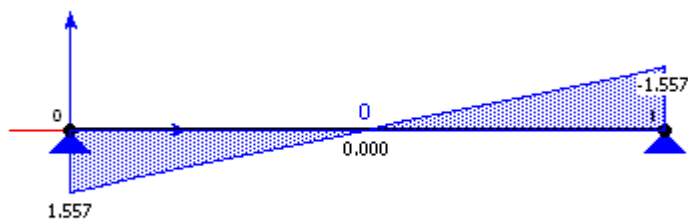
Obliczenie krokwi o długości $l = 1,79$ m

Moment maksymalny $M = 1,06$ kNm



Siły tnące oraz reakcje

$$T = 1,56 \text{ kN}$$



Reakcje $R_a = R_b = 1,56$ kN

Wymiarowanie

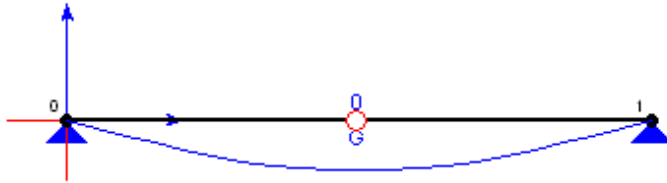
Przyjęto krokiew o przekroju 8×12 cm są następujące dane geometryczno-statyczne :
 $F = 8 \times 12 = 96 \text{ cm}^2$, $W_y = 192 \text{ cm}^3$, $J_y = 1152 \text{ cm}^4$, $i = h/2\sqrt{3} = 3,46 \text{ cm}$, $\lambda_y = l/i = 1,79/0,034 = 53$ (dla pręta nr 0)

Przyjęto dźwigar drewniany o przekroju 8×12 cm z drewna sosnowego klasy C24 (PN-B-035150:2000) o $f_{m,k} = 24,0 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$,

Sprawdzenie ugięcia

dla $l/h = 1,79 / 0,12 = 14,9 < 20$

$$f = f_M = 5 / 384 (q l^4 / E_m J)$$



Wyniki dla elementu

Pozycja

Rzędna [-]: 0.49

Dystans [m]: 0.89

NTM S U

u [m]: -0.0000

v [m]: 0.0018

r [m]: 0.0018

φ [st]: 0.0028

$$f = 0,2 \text{ cm}$$

$$f_{\text{dop}} = 1 / 200 = 1,79 / 300 = 0,6 \text{ cm} > f = 0,2 \text{ cm}$$

warunek wartości granicznej użytkowania jest spełniony .

Poz. 1.1.3. Krokwie dachowe w części nieocieplonej wełną mineralną (nad częścią budynkową)

Zebranie obciążeń : (ze śniegiem i z parciem wiatru)

Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
obciążenie stałe z poz. 1.0. 1,04(1,28) x 0,833	0,866		1,066
obciążenie śniegiem 0,72x 0,833	0,59	1,5	0,9
RAZEM	1,456		1,966

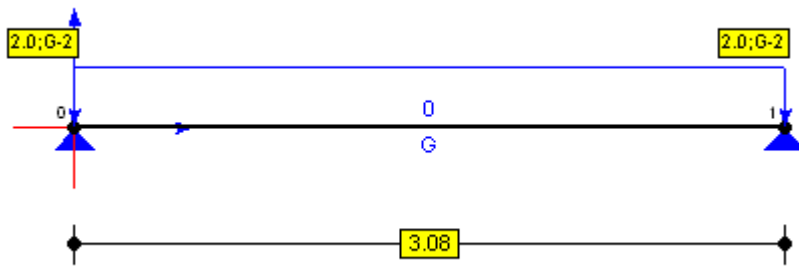
Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie krokwi $Q = 2,0 \text{ kN/m}$

Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto poziomą belkę jednoprzęsłową , wolnopodpartą , o długości obliczeniowej

$$l_o = 3,08 \text{ m}$$

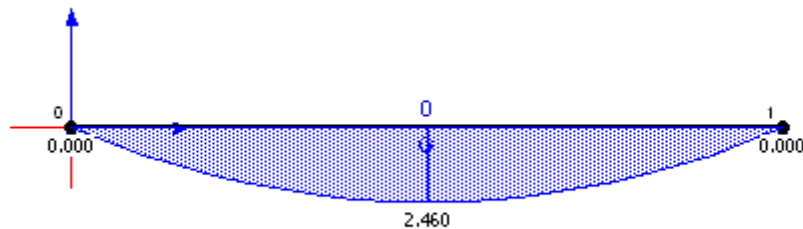
Do obliczeń przyjęto obciążenie obliczeniowe

$$q = 2,0 \text{ kN/m}$$



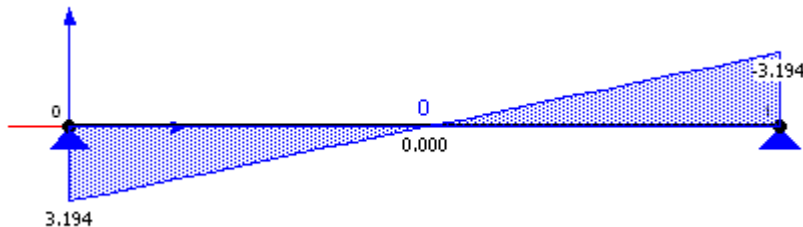
Obliczenie krokwi o długości $l = 3,08$ m

Moment maksymalny $M = 2,46$ kNm



Siły tnące oraz reakcje

$$T = 3,2 \text{ kN}$$



Reakcje $R_a = R_b = 3,2$ kN

Wymiarowanie

Przyjęto krokiew o przekroju 12×15 cm są następujące dane geometryczno-statyczne :

$F = 12 \times 15 = 180 \text{ cm}^2$, $W_y = 450 \text{ cm}^3$, $J_y = 3375 \text{ cm}^4$, $i = h/2\sqrt{3} = 4,33 \text{ cm}$, $\lambda_y = l/i = 3,08/0,0433 = 72$ (dla pręta nr 0)

Przyjęto dźwigar drewniany o przekroju 12×15 cm z drewna sosnowego klasy C24

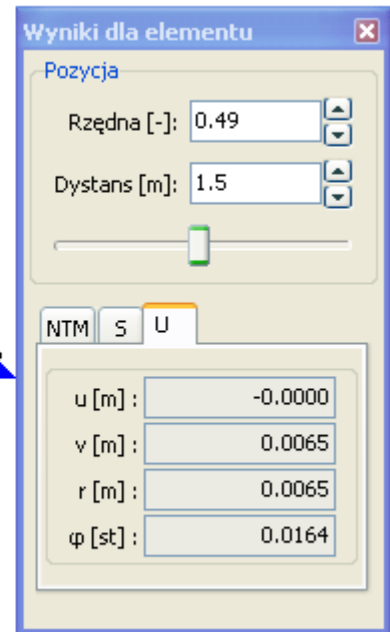
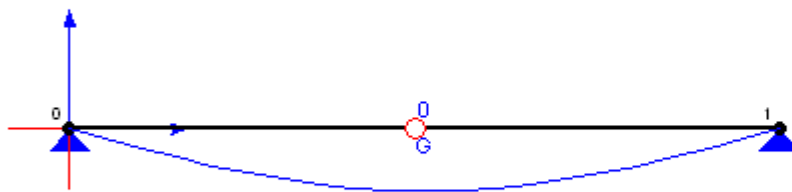
(PN-B-035150:2000) o $f_{m,k} = 24,0 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$,

$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$,

Sprawdzenie ugięcia

$$\text{dla } l/h = 3,08 / 0,15 = 20,5 < 20$$

$$f = f_M = 5 / 384 (ql^4 / E_m J)$$



$$f = 0,65 \text{ cm}$$

$$f_{\text{dop}} = 1 / 200 = 3,08 / 300 = 1,0 \text{ cm} > f = 0,65 \text{ cm}$$

warunek wartości granicznej użytkowania jest spełniony .

Poz. 1.2. Płatwie stalowa pod krokwie dachowe - obustronnie obciążona

Przyjęto płatwie stalowe z profili hutniczych a mianowicie z dwuteowników Szeroko stopowych HEB120

Zebranie obciążeń :

Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
obciążenie stałe z poz. 1.1.1 sprowadzone do obc. ciągłego 2*2,06/0,83	4,95		4,95
Ciężar płatwi	0,3		0,3
RAZEM	5,25		5,25

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie krokwi $Q = 5,3 \text{ kN/m}$

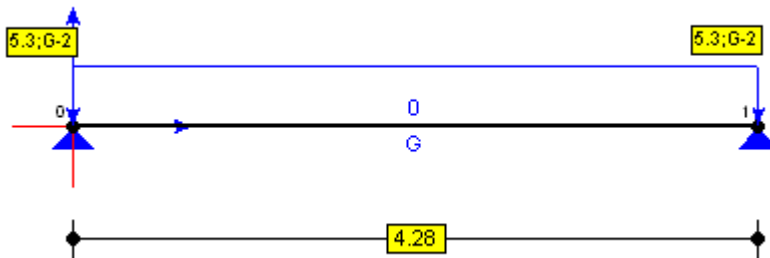
Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto belkę jednoprzęsłową, wolnopodpartą, o długości obliczeniowej

$$L_0 = 4,28 \text{ m}.$$

Do obliczeń przyjęto obciążenie obliczeniowe

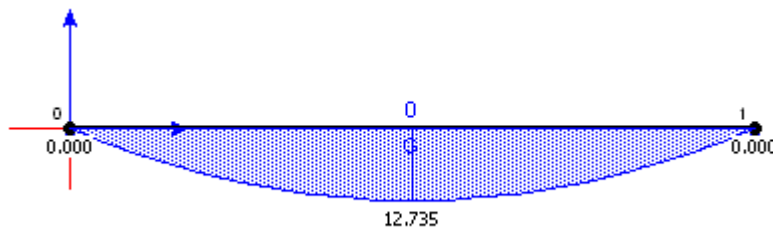
$$q = 5,3 \text{ kN/m}$$

schemat statyczny

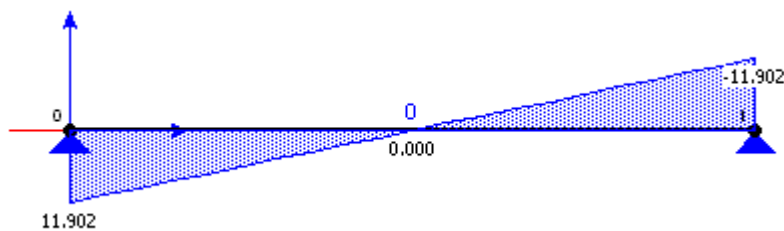


Momenty

Moment maksymalny przęsłowy $M_{prz1} = 12,74 \text{ kNm}$,



Siły tnące



Reakcje podporowe $R_a = 11,9 \text{ kN}$, $R_b = 11,9 \text{ kN}$,

Wymiarowanie

Przyjęto płatew z profilu hutniczego – z dwuteownika szeroko stopowego HEB 120, dla którego są następujące dane geometryczno-statyczne:

$$F = 34,0 \text{ cm}^2, W_x = 144 \text{ cm}^3, J_x = 864 \text{ cm}^4,$$

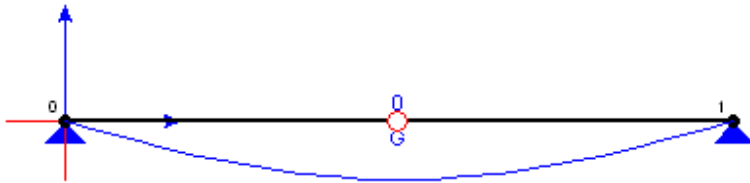
Stal klasy S235

Sprawdzenie ugięcia

$$\text{dla } l/h = 4,28 / 0,12 = 35,7 > 20$$

$$f = f_M = 5 / 384 (q l^4 / E_m J)$$

Ugięcia



Wyniki dla elementu

Pozycja

Rzędna [-]: 0.5

Dystans [m]: 2.12

NTM S U

u [m] : -0.0000

v [m] : 0.0134

r [m] : 0.0134

φ [st] : 0.0069

$$f = 1,34 \text{ cm}$$

$$f_{dop} = 1/300 = 428 / 300 = 1,43 \text{ cm} > f = 1,34 \text{ cm}$$

warunek wytrzymałości granicznej użytkowania jest spełniony .

Poz. 1.3. Płatwie stalowa pod krokwie dachowe - jednostronnie obciążona

Przyjęto płatwie stalowe z profili hutniczych a mianowicie z dwuteowników HEB120

Zebranie obciążeń :

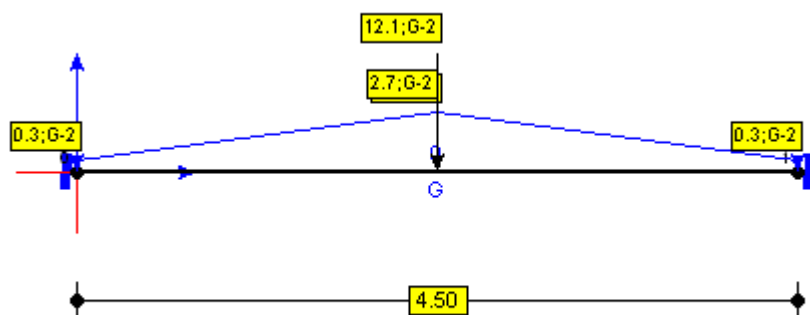
Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
obciążenie stałe z poz. 1.1.1 sprowadzone do obc. ciągłego trapezowego 2,06/0,83	2,48		2,48
Ciężar płatwi	0,2	1,1	0,22
RAZEM	2,68		2,7

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie krokwi $Q = 2,7 \text{ kN/m}$, przy podporach podciąg obciążony jest obciążeniem równym $q = 0,3 \text{ kN/m}$. w środku rozpiętości obciążony jest siłą skupioną od reakcji z Poz. 1.2 o wartości $P = 12,1 \text{ kN}$

Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto belkę jednoprzęsłową , wolnopodpartą , o długości obliczeniowej

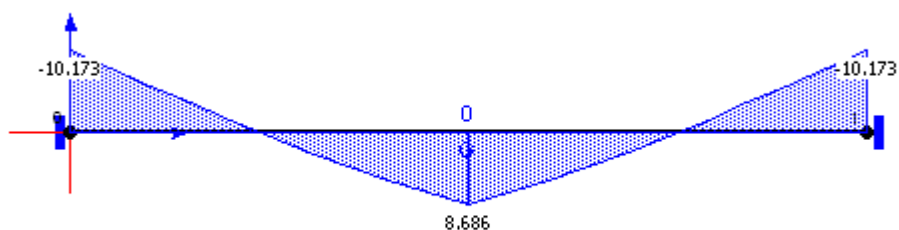
$$L_0 = 4,5 \text{ m} .$$

schemat statyczny

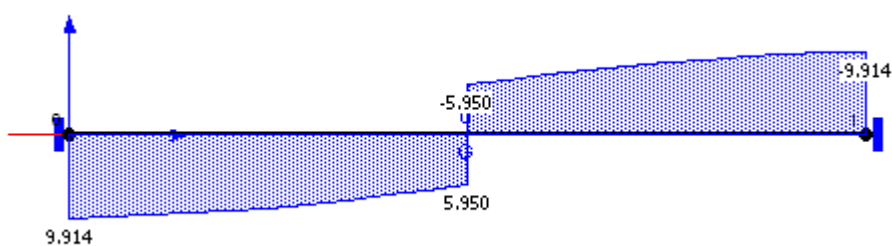


Momenty

Moment maksymalny przęsłowy $M_{prz1} = 8,7$ kNm, podporowy $M_{pod} = 10,2$ kN



Siły tnące



Reakcje podporowe $R_a = 9,9$ kN , $R_b = 9,9$ kN,

Wymiarowanie

Przyjęto płatew z profilu hutniczego – z dwuteownika szeroko stopowego HEB 120 , dla którego

są następujące dane geometryczno-statyczne :

$F = 34,0$ cm² , $W_x = 144$ cm³ , $J_x = 864$ cm⁴ ,

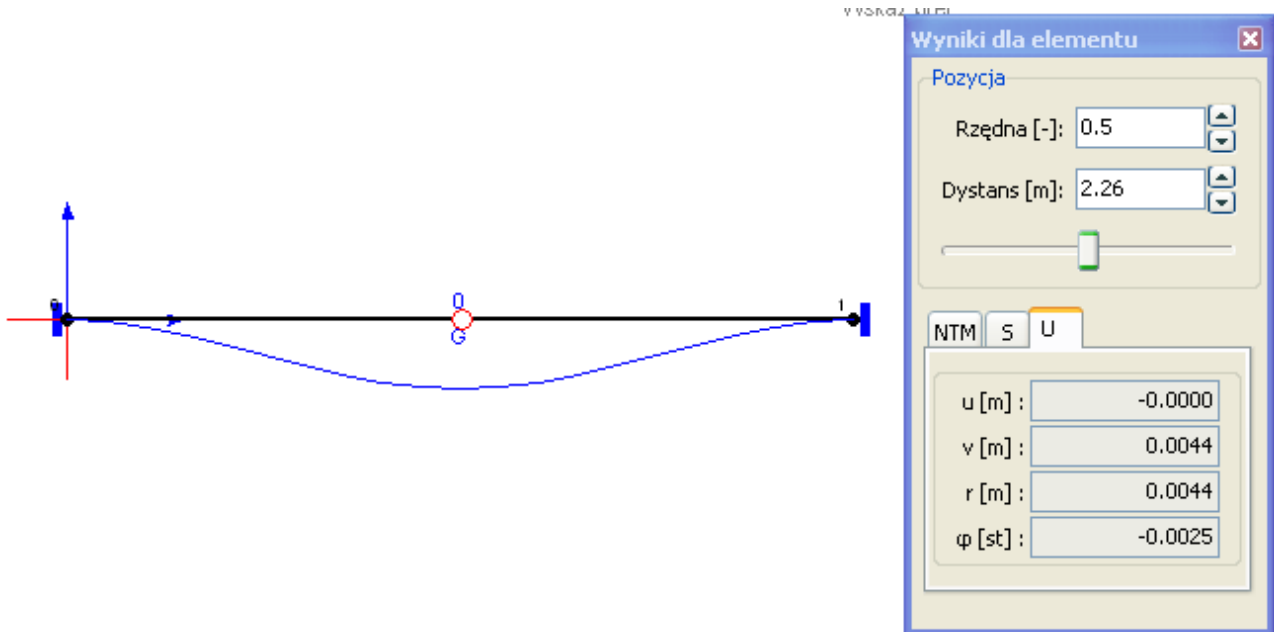
Stal klasy S235

Sprawdzenie ugięcia

$$\text{dla } l/h = 4,5 / 0,12 = 37,5 > 20$$

$$f = f_M = 5 / 384 (ql^4 / E_m J)$$

Ugięcia



$$f = 0,44 \text{ cm}$$

$$f_{\text{dop}} = l / 300 = 4,5 / 300 = 1,5 \text{ cm} > f = 0,44 \text{ cm}$$

warunek wytrzymałości granicznej użytkowania jest spełniony .

Poz. 1.4. Płatew stalowa podpierająca dach nad peronem , dach nad budynkiem i sufit wejściowy

Przyjęto płatwie stalowe z profili hutniczych a mianowicie z dwuteowników HEB120

Zebranie obciążeń :

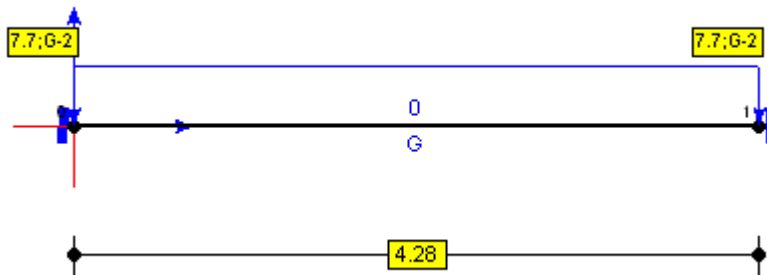
Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
obciążenie stałe z poz. 1.1.2 sprowadzone do obc. ciągłego 1,56/0,833	1,87		1,87
obciążenie stałe z poz. 1.1.2 sprowadzone do obc. ciągłego (w części sufitowej wejścia do budynku) 1,56x0,5 /0,833	0,94		0,94
obciążenie stałe z poz. 1.1.3 sprowadzone	3,84		3,84

do obc. ciągłego 3,2/0,833			
Ciężar elementów ściany attykowej	0,8		0,8
Ciężar płatwi	0,2	1,1	0,22
RAZEM	7,65		7,67

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie płatwi $Q = 7,7 \text{ kN/m}$

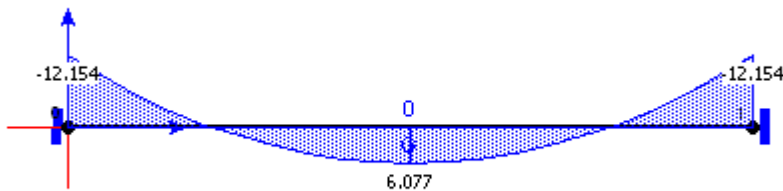
Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto belkę jednoprzęsłową, wolnopodpartą, o długości obliczeniowej
 $L_0 = 4,28 \text{ m}$.

schemat statyczny

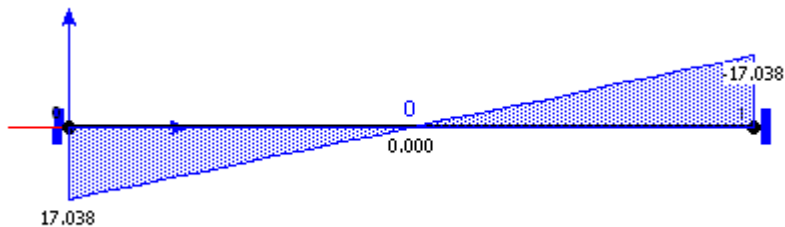


Momenty

Moment maksymalny przęsłowy $M_{prz1} = 6,1 \text{ kNm}$, podporowy $M_{pod} = 12,2 \text{ kNm}$



Siły tnące



Reakcje podporowe $R_a = 17,1 \text{ kN}$, $R_b = 17,1 \text{ kN}$,

Wymiarowanie

Przyjęto płatew z profilu hutniczego – z dwuteownika szeroko stopowego HEB 120 , dla którego są następujące dane geometryczno-statyczne :

$$F = 34,0 \text{ cm}^2, W_x = 144 \text{ cm}^3, J_x = 864 \text{ cm}^4,$$

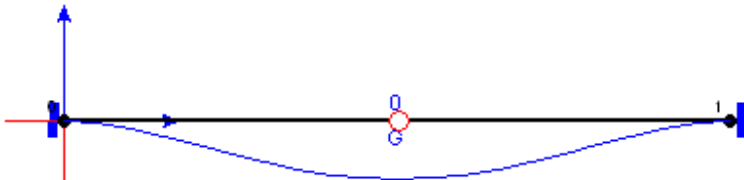
Stal klasy S235

Sprawdzenie ugięcia

$$\text{dla } l/h = 4,28 / 0,12 = 35,7 > 20$$

$$f = f_M = 5 / 384 (q l^4 / E_m J)$$

Ugięcia



Wyniki dla elementu

Pozycja

Rzędna [-]: 0.5

Dystans [m]: 2.15

NTM S U

u [m]: -0.0000

v [m]: 0.0038

r [m]: 0.0038

φ [st]: -0.0016

$$f = 0,4 \text{ cm}$$

$$f_{\text{dop}} = 1/300 = 428 / 300 = 1,4 \text{ cm} > f = 0,4 \text{ cm}$$

warunek wytrzymałości granicznej użytkowania jest spełniony .

Poz. 1.5. Płatew stalowa podpierająca dach nad peronem , dach nad budynkiem

Przyjęto płatwie stalowe z profili hutniczych a mianowicie z dwuteowników HEB120

Zebranie obciążeń :

Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
obciążenie stałe z poz. 1.1.2 sprowadzone do obc. ciągłego 1,56/0,833	1,87		1,87
obciążenie stałe z poz. 1.1.3 sprowadzone	3,84		3,84

do obc. ciągłego 3,2/0,833			
Ciężar elementów ściany attykowej	0,8		0,8
Ciężar płatwi	0,2	1,1	0,22
RAZEM	6,71		6,73

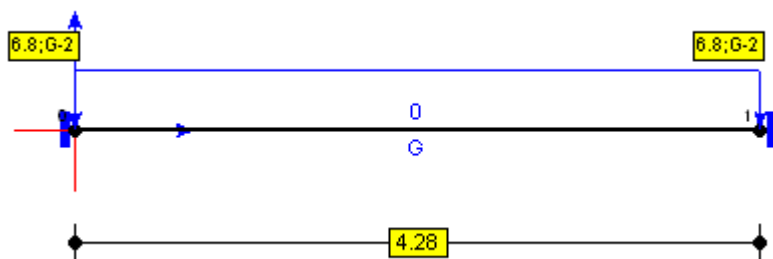
Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie płatwi $Q = 6,8 \text{ kN/m}$

Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto belkę jednoprzęsłową, wolnopodpartą, o

długości obliczeniowej

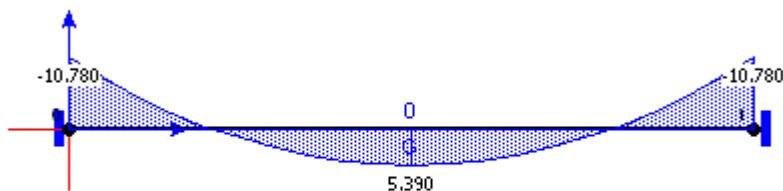
$L_0 = 4,28 \text{ m}$.

schemat statyczny

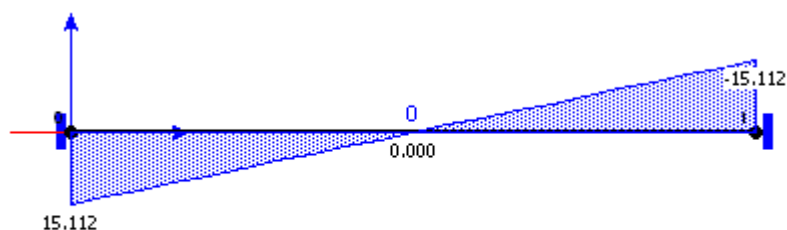


Momenty

Moment maksymalny przęsłowy $M_{prz1} = 5,4 \text{ kNm}$, podporowy $M_{pod} = 10,8 \text{ kNm}$



Siły tnące



Reakcje podporowe $R_a = 15,2 \text{ kN}$, $R_b = 15,2 \text{ kN}$,

Wymiarowanie

Przyjęto łąaw z profilu hutniczego – z dwuteownika szeroko stopowego HEB 120 , dla którego są następujące dane geometryczno-statyczne :

$$F = 34,0 \text{ cm}^2, W_x = 144 \text{ cm}^3, J_x = 864 \text{ cm}^4,$$

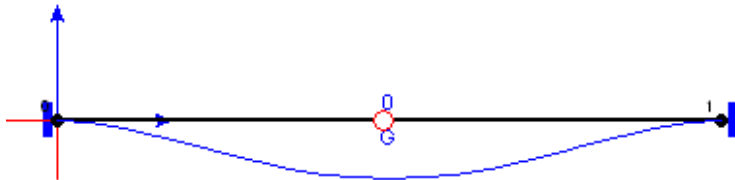
Stal klasy S235

Sprawdzenie ugięcia

$$\text{dla } l/h = 4,28 / 0,12 = 35,7 > 20$$

$$f = f_M = 5 / 384 (q l^4 / E_m J)$$

Ugięcia



Wyniki dla elementu ✕

Pozycja

Rzędna [-]:

Dystans [m]:

NTM **S** U

u [m] :	-0.0000
v [m] :	0.0034
r [m] :	0.0034
φ [st] :	0.0066

$$f = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_{\text{dop}} = 1 / 300 = 428 / 300 = 1,4 \text{ cm} > f = 0,34 \text{ cm}$$

warunek wytrzymałości granicznej uzytkowania jest spełniony .

Poz. 1.6. law stalowa podpierająca poz. 1.4 i poz. 1.5

Przyjęto lawie stalowe z profili hutniczych a mianowicie z dwuteowników HEB120

Zebracie obcizen :

Obciążenia pionowe	q_n	n	q_o
	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
Cizar elementów ściany attykowej	0,8		0,8
Cizar lawi	0,2	1,1	0,22
RAZEM	1		1,02

Do dalszych obliczen przyjęto obciążenie lawi $Q = 1,1 \text{ kN/m}$

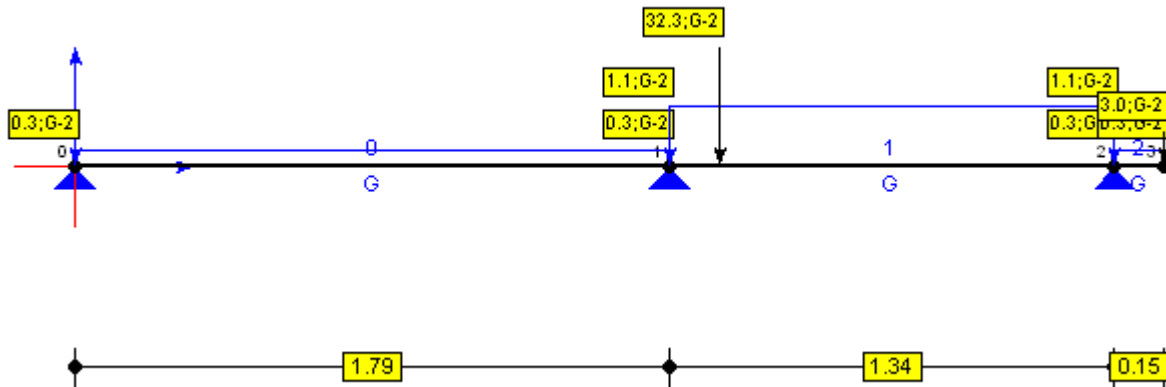
Ponadto płtew obciążona jest reakcjami od podciągów z Poz. 1.4 o wartości $P = 17,1 \text{ kN}$, oraz podciągu z Poz. 1.5 o wartości $P = 15,2 \text{ kN}$

Do dalszych obliczeń jako schemat statyczny przyjęto belkę dwuprzęsłową, wolnopodpartą, ze wspornikiem

Długości obliczeniowe poszczególnych przęseł

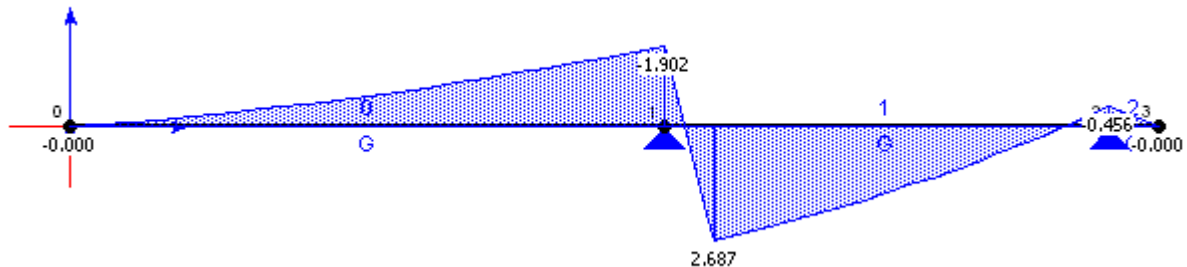
$L_0 = 1,79 \text{ m}$, $L_1 = 1,34 \text{ m}$, $L_2 = 0,15 \text{ m}$.

schemat statyczny

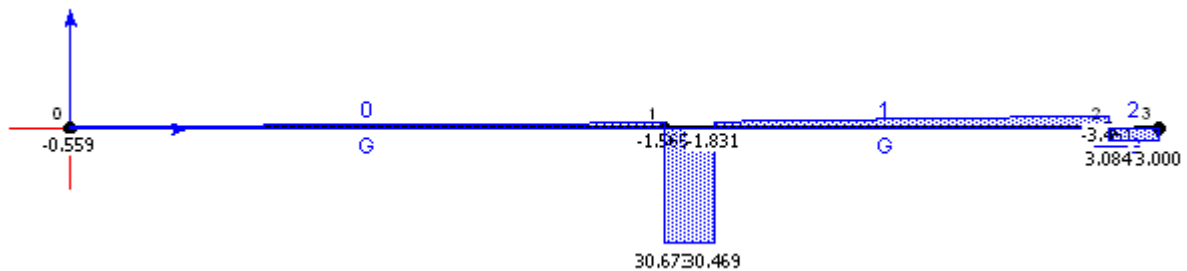


Momenty

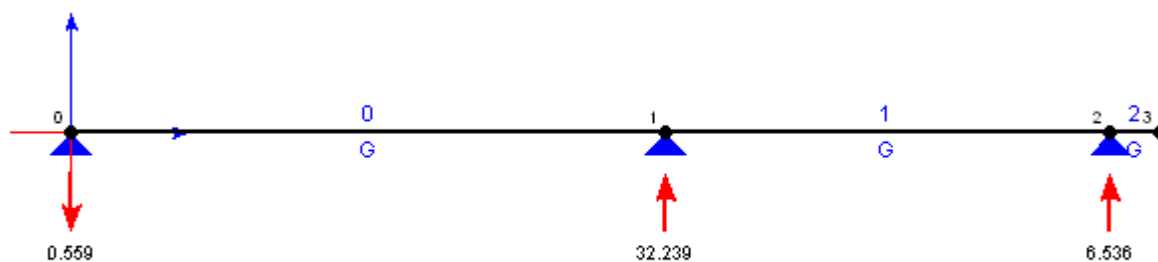
Moment maksymalny przęsłowy $M_{prz1} = 2,7 \text{ kNm}$, podporowy $M_{pod} = 1,9 \text{ kNm}$



Siły tnące



Reakcje podporowe $R_0 = 0,6 \text{ kN}$, $R_1 = 32,3 \text{ kN}$, $R_2 = 6,5 \text{ kN}$



Wymiarowanie

Przyjęto płatew z profilu hutniczego – z dwuteownika szeroko stopowego HEB 120 , dla którego są następujące dane geometryczno-statyczne :

$$F = 34,0 \text{ cm}^2, W_x = 144 \text{ cm}^3, J_x = 864 \text{ cm}^4,$$

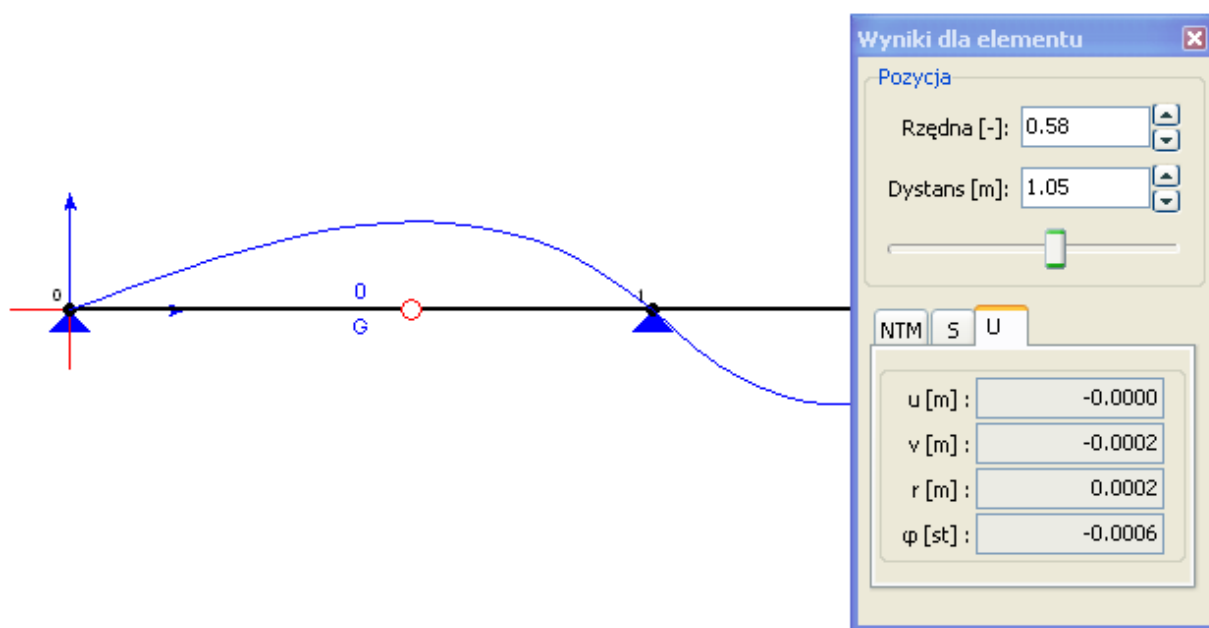
Stal klasy S235

Sprawdzenie ugięcia

$$\text{dla } l/h = 1,79 / 0,12 = 15,0 < 20$$

$$f = f_M = 5 / 384 (ql^4 / E_m J)$$

Ugięcia



$$f = 0,02 \text{ cm}$$

$$f_{\text{dop}} = 1/300 = 1,79 / 300 = 0,6 \text{ cm} > f = 0,02 \text{ cm}$$

warunek wytrzymałości granicznej użytkowania jest spełniony .

Poz. 1.7. Murlata

Przyjęto murlatę z drewna sosnowego klasy C24 o wymiarach $b \times h = 12 \times 12$ cm.

Na elementach stalowych (podciągach) należy stosować murlaty o zróżnicowanych przekrojach, aby uzyskać właściwy spadek połąci dachowej (4%) czyli murlaty o przekroju $12 \times 9,6$ cm oraz $12 \times 7,2$ cm. Śruby kotwiące o średnicy min. 12,0 mm winny być przyspawane do podciągów w odstępach co najwyżej 100-120 cm.

Poz.2.0. Wieńce żelbetowe

Na ścianach murowanych z bloczków silikatowych SILKA o gr. 18,0 cm pod murlatami konstrukcji dachowej, na ścianach nośnych zewnętrznych należy wykonać wieńce stropowe żelbetowe o wymiarach $b \times h = 18 \times 22$ cm., zbrojone stalą StoS 4 \varnothing 10, strzemiona \varnothing 6 co 20 cm. Beton marki C20/25.

Wieńce zewnętrzne ocieplić styropianem, jak ściany zewnętrzne, styropianem gr. 14,0 cm.

Poz.3.0. Słupy stalowe wiaty peronowej

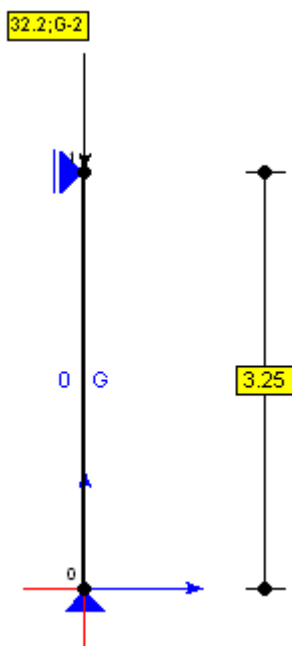
Jako konstrukcję podpierającą stropodach wiaty peronowej zastosować należy słupy stalowe z zamkniętych profili hutniczych – rur kwadratowych o wymiarach zewnętrznych $200 \times 200 \times 8$ mm (profil podyktowany kryteriami architektonicznymi)

Należy zatem dokonać sprawdzenia nośności tego profilu.

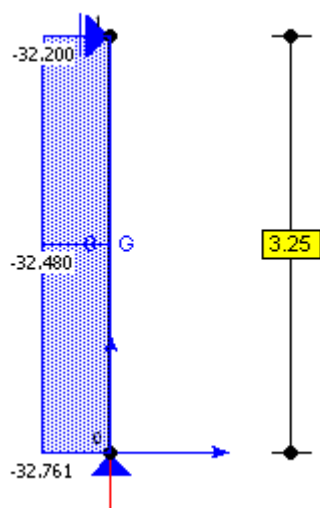
Słup obciążony jest dwiema reakcjami od podciągów o wartości $P = 2 \times 15,0 = 30,0$ kN

reakcją od podciągu z Poz. 1.6 o wartości $P = 2,0$ kN i ciężarem własnym

schemat statyczny



siły normalne



reakcje –

$$V_a = 32,7 \text{ kN}$$

Przyjęty profil spełnia wymogi wytrzymałościowego – stanu granicznej nośności .

Poz.3.1. Słupy stalowe wiaty peronowej

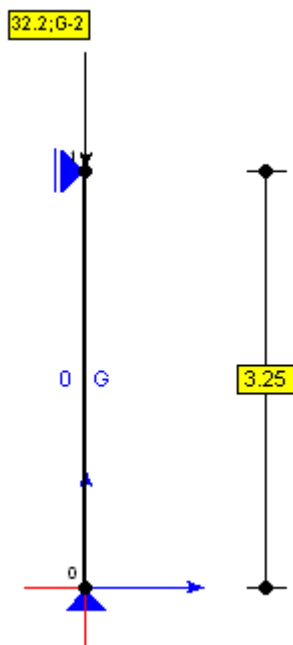
Jako konstrukcję podpierającą stropodach wiaty peronowej zastosować należy słupy stalowe z zamkniętych profili hutniczych – rur kwadratowych o wymiarach zewnętrznych $80 \times 80 \times 8 \text{ mm}$ (profil podyktowany kryteriami architektonicznymi)

Należy zatem dokonać sprawdzenia nośności tego profilu.

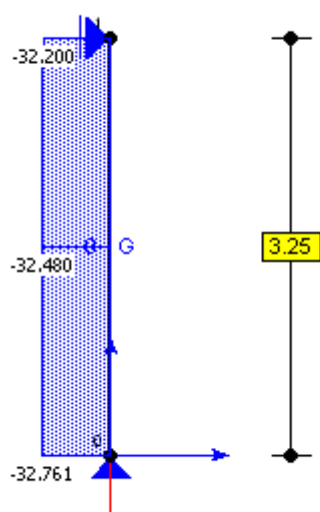
Słup obciążony jest dwiema reakcjami od podciągów z poz. 1.6 o wartości $P = 32,2 \text{ kN}$

i ciężarem własnym

schemat statyczny



siły normalne



reakcje –

$$V_a = 32,8 \text{ kN}$$

Przyjęty profil spełnia wymogi wytrzymałościowego – stanu granicznej nośności .

Poz.3.2. Słupy stalowe ściany attykowej

Jako konstrukcję podpierającą stropodach budynku zastosować należy słupy stalowe z zamkniętych profili hutniczych – rur kwadratowych o wymiarach zewnętrznych 80 x 80 x 8 mm (profil podyktowany kryteriami architektonicznymi) . Na słupach opierają się płatwie drewniane o przekroju 8x12 cm za pośrednictwem przyspawanych do słupów kątowników L 80x80x5 o długości $l = 80,0 \text{ mm}$. Kątowniki spawane do słupów spoinami pachwinowymi obwodowymi a gr. $a = 4,0$

mm . Płatew drewniana mocowana do kątownika za pomocą jednej śruby M10 o dł. $l = 15,0$ cm (w pionie)

Poz. 5.0.Fundamenty

Budynek z uwagi na jego prostą , statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów , posadowiony w prostych warunkach gruntowych . Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia ław fundamentowych piasków średnich i drobnych w stanie suchym oraz okresowo stanie średniowilgotnym . Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. (Dz. U. Nr 126 , poz. 839) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych .

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia ław fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne i średnie (Ps) średniowilgotne . Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia ław fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $m_{qf} = 110$ kPa .

W przypadku stwierdzenia podczas realizacji obiektu (nadbudowy) innych warunków geotechnicznych, należy bezwzględnie skontaktować się z autorem projektu w celu dokonania odpowiednich zmian konstrukcyjnych . Możliwe jest również dokonanie powyższych zmian , wyłącznie przez osoby z odpowiednimi uprawnieniami budowlanymi

Poz. 5.1 Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną – nośną (oś 1-1, 2-2) .

Obliczenia ławy ściany nośnej obciążonej ciężarem stropodachu o rozp. $l = 5,3$ m.

Zebranie obciążeń :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_0 [kN/m.]
Obciążenie od konstrukcji dachu z poz. 1.3.3 3,2/0,833	3,85
ściana z bloczków silikatowych gr. 18cm 0,18 x 3,5 x 18,0 x 1,1	12,5
Wełna mineralna gr. 10 cm 0,1 x 3,7 x 1,0 x 1,3	0,48
wieniec żelbetowy 0,18x0,22x24,0x1,1	1,05
ściana z bloczków betonowych 0,25 x 0,5x21,0x1,1	2,88
tynk cem.-wap. 2x0,015x4,0x19,0x1,3	2,96
ława fundamentowa 0,6 x 0,35 x 24,0 x 1,1	5,54
RAZEM	29,26

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 29,26 : 110 = 0,27 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,6 \times 0,35$ m.

z betonu C20/25 zbrojoną prętami ze stali A-III o przekroju 6 \varnothing 10 co 20,0 cm , strzemiona z prętów \varnothing 6 ze stali A-0 .

Poz. 5.2 Stopa fundamentowa pod słupami stalowymi .

Zebranie obciążeń :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_o [kN/m.]
Reakcja od słupa stalowego	32,8
Stopa fundamentowa 0,6 x 0,6 x 0,35 x 24,0 x 1,1	3,33
RAZEM	36,13

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto stopę fundamentową o wymiarach $a \times b \times h = 0,6 \times 0,6 \times 0,35$ m. z betonu C20/25 zbrojoną prętami ze stali A-III o przekroju 3 \varnothing 10 co 20,0 cm ,

Poz. 10. Opinia geotechniczna

Budynek z uwagi na jego prostą, statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów, posadowiony w prostych warunkach gruntowych . Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych piasków średnich (Ps) i drobnych (Pd) w stanie suchym oraz okresowo stanie średniowilgotnym .

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27.04.2012 r. (Dz. U. z dnia 27.04.2012, poz. 463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych .

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne (Pd) oraz średnie (Ps) średniowilgotne . Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia łąw fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $m_{qf} = 110 \text{ kPa}$.

Roboty ziemne i fundamentowe należy prowadzić zgodnie z normą PN-68/B-06050 „Roboty ziemne budowlane. Wymagania w zakresie wykonania i badania przy odbiorze” oraz normą PN-81/B-03020 „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie”.

W przypadku wystąpienia w poziomie projektowanego posadowienia fundamentów gruntu nienośnego (np. gleba lub nasyp niekontrolowany jak gruz, kamienie itp.) należy go wybrać do poziomu stropu gruntu nośnego i w tym miejsce ułożyć warstwę piasku grubego lub średniego. Warstwę tego gruntu należy odpowiednio zagęścić mechanicznie pod nadzorem osoby kierującej posiadającej obowiązujące uprawnienia budowlane, w taki sposób, aby warstwa nowego ułomnego gruntu uzyskała wskaźnik zagęszczenia $I_s = 0,9$.