

opis techniczny

zestawienie obciążeń i wymiarowanie podstawowych elementów konstrukcyjnych
wiaty stalowa-zadaszenie placu do magazynowania odpadów,
zadaszony boks na odpady biodegradowalne

1. dane ogólne.

1.1. charakterystyka i przeznaczenie

Obiekty zaprojektowane w konstrukcji stalowej. Układ nośny z równoległościennej dwuteowników walcowanych na gorąco wg PN-91/H-93419 DIN 1025-5:1995 (rygle dachowe oraz słupy główne) tworzą płaskie układy ramowe. Płatwie dachowe z walcowanych na gorąco ceowników zwykłych wg PN-86/H-93403:2000 mocowane na śruby do elementów oporowych z zimno giętych kątowników nierównoramiennych wg PN-73/H-93460.05. połączonych śrubowo z górną półką rygla dachowego. Połączenia węzłów słupy okapowe-rygle dachowe oraz słupy kalenicowe-rygle dachowe ze wzmocnieniami wynikającymi z obliczeń statycznych lub przyjęte konstrukcyjnie. Stężenia poziome poprzeczne oraz stężenia pionowe w linii słupów ścian podłużnych przyjęto z prętów okrągłych gładkich produkowanych wg PN-EN 10027-1.

Schemat statyczny: ramy płaskie połączone w układ przestrzenny dzięki stężeniom w płaszczyźnie dachu i stężeniom pionowym w linii słupów ścian zewnętrznych. Stężenia regulowane śrubami napinającymi (śruby rzymskie), tworzą wieńczący układ półzamknięty w skrajnych segmentach podłużnych ścian wiaty. Wiaty trzy-segmentowa (cztery ramy) o osiowej szerokości segmentów $a = (6.55+6.45+6.55)$ m, o rozpiętości konstrukcyjnej $l = 7.460$ m. Zadaszony boks jedno-segmentowy (dwie ramy) o osiowej szerokości segmentu $a = 5.760$ m, o rozpiętości konstrukcyjnej $l = 3.660$ m. Zaprojektowane stężenia wiat oraz konstrukcja węzłów połączeniowych, zapewniają geometryczną niezmienną obiektów zarówno w kierunku podłużnym jak i poprzecznym. Szttywne połączenie węzłów: rygiel dachowy-słup okapowy oraz rygiel dachowy-słup kalenicowy. Szttywne połączenie słupów wiaty ze stopami fundamentowymi oraz przegubowo nieprzesuwne połączenie słupów zadaszonego boks z wieńcem ściany żelbetowej. Dachy jednospadowe o nachyleniu $\alpha = 10^\circ$ (17.60%). Obiekt wolnostojący zaprojektowany na planie dwóch stykających się ze sobą prostokątów. Boks przylega do prawej szczytowej ściany wiaty. Ściany wiaty bez obudowy. Trzy ściany boks żelbetowe o niepełnej wysokości (wyprowadzone do 1.50 m powyżej poziomu posadzki. Dach wiaty i boks obudowane blachą trapezową mocowaną do stalowych płatwi dachowych. Mocowanie obudowy dachów wykonać za pomocą łączników systemowych oferowanych przez producenta blach trapezowych i zgodnie z instrukcją montażu. Dostęp do wiaty trzema segmentami wyższej ściany podłużnej. Dostęp do Boks otwartą ścianą podłużną. Obiekty przeznaczone do zaspokojenia potrzeb inwestora w ramach prowadzonej działalności gospodarczej w zakresie gospodarki odpadami. Założenia projektowe uzgodniono z inwestorem zakładając, że są zgodne z ustaleniami miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego gminy Sadowne opracowanego dla miejscowości Sadowne, a w przypadku braku planu z postanowieniami decyzji o warunkach zabudowy uzyskanej od władz gminy wiejskiej Sadowne.

inwestor: GMINA SADOWNE, 07-140 Sadowne, ul. Kościuszki 3

adres budowy: działki nr ewidencyjny gruntów 609/1, 609/6 i 609/9 położone w obrębie Sadowne, gmina wiejska Sadowne, powiat węgrowski, województwo mazowieckie.

1.2. parametry geometryczno-wytrzymałościowe

Ogólna charakterystyka wymiarowa obiektu i jego poszczególnych elementów konstrukcyjnych oraz ich podstawowe parametry geometryczno-wytrzymałościowe:

parametry geometryczne wiaty:

| | | | |
|-------------------------------------|------------|---------------------|------------------------|
| - długość wiaty | L = | 19.670 m | (19.550 m osiowo) |
| - szerokość wiaty | B = | 07.700 m | (07.460 m osiowo) |
| - wysokość wiaty przy okapie | h = | 04.350 m | (04.170 m osiowo) |
| - wysokość wiaty w kalenicy | H = | 05.809 m | (05.485 m osiowo) |
| - pochylenie połaci dachowej | $\alpha =$ | 10° | (17.60%) |
| - rozstaw układów ramowych | a = | 6.550+6.450+6.550 m | osiowo |
| - głębokość posadowienia stóp fund. | | 1.25 m | poniżej poziomu terenu |
| - przyjęty poziom posadzki | | 0.05 m | powyżej poziomu terenu |
| - powierzchnia zabudowy | | 19.670x7.700 = | 151.50 m ² |
| - kubatura wiaty | | 769.50 | m ³ |

| | |
|-----------------|---|
| - obudowa ścian | ściany bez obudowy |
| - obudowa dachu | blacha trapezowa TR 35.207 grubości 0.60 mm |

parametry geometryczne boksu:

- długość przybudówki $L = 05.880 \text{ m}$ (05.760 m osiowo)
- szerokość przybudówki $B = 04.000 \text{ m}$ (03.660 m osiowo)
- wysokość przybudówki przy okapie $h = 03.689 \text{ m}$ (03.517 m osiowo)
- wysokość przybudówki w kalenicy $H = 04.450 \text{ m}$ (04.162 m osiowo)
- pochylenie połaci dachowej $\alpha = 10^\circ$ (17.60%)
- rozstaw układów ramowych $a = 05.760 \text{ m}$ osiowo
- głębokość posadowienia stóp fund. 1.25 m poniżej poziomu terenu
- przyjęty poziom posadzki 0.05 m powyżej poziomu terenu
- powierzchnia zabudowy $5.880 \times 4.000 = 23.50 \text{ m}^2$
- kubatura wiaty 95.60 m^3

pozostałe parametry wiaty i boksu:

- stal niestopowa konstrukcyjna S235JRG2 (St3S) o wytrzymałości obliczeniowej:
 $f_d = 215 \text{ MPa}$ dla wszystkich elementów budynku o grubości ścianki do 16 mm
 $f_d = 205 \text{ MPa}$ dla elementów o grubości ścianki 16 do 40 mm
 $f_d = 195 \text{ MPa}$ dla elementów o grubości ścianki ponad 40 mm
- geometria dachu (funkcje trygonometryczne kąta pochylenia dachu):
 $\sin \alpha = \sin 10^\circ = 0.1736$ $\cos \alpha = \cos 10^\circ = 0.9848$
 $\tan \alpha = \tan 10^\circ = 0.1763$
- osiowa wysokość dachu wiaty $h_d = 7.46 \times 0.1736 = 1.295 \text{ m}$
- osiowa wysokość dachu boksu $h_d = 3.66 \times 0.1736 = 0.635 \text{ m}$
-
- scalenie konstrukcji wiaty śrubami średnio dokładnymi M16 mm klasy 10.9.
- wymagana siła wstępnego naprężenia śrub $F_v = 100 \text{ kN}$
- moment dociągający kluczem dynamometrycznym $M_v = 350 \text{ Nm}$ (lekkie olejenie)
- moment dociągający kluczem dynamometrycznym $M_v = 250 \text{ Nm}$ (smarowanie MoS₂)
-
- scalenie konstrukcji przybudówki śrubami średnio dokładnymi M12 mm klasy 10.9.
- wymagana siła wstępnego naprężenia śrub $F_v = 50 \text{ kN}$
- moment dociągający kluczem dynamometrycznym $M_v = 120 \text{ Nm}$ (lekkie olejenie)
- moment dociągający kluczem dynamometrycznym $M_v = 100 \text{ Nm}$ (smarowanie MoS₂)

1.3. obciążenia zewnętrzne budynku

- obciążenie śniegiem III strefa wg PN-80/B-02010; Az1:2006
- obciążenie wiatrem I strefa wg PN-77/B-02011; Az1:2009
- obciążenie technologiczne wg PN-82/B-02003

2. obliczenia i wymiarowanie płatwi dachowych

2.1. założenia do obliczeń

Przeniesienie sił równoległych do połaci dachu z płatwi na rygle za pomocą blachy trapezowej stanowiącej pokrycie dachu, oraz poprzez podwieszenie płatwi pośrednich do rygli dachowych. Wskaźnik zginania płatwi względem słabszej osi y (wskaźnik W_y) jest zdecydowanie mniejszy od wskaźnika względem osi x (wskaźnik W_x). Z tych to względów zredukowano moment zginający względem osi y, stosując ściągi (podwieszenie) z prętów okrągłych gładkich średnicy 12 mm. Płatwie podwieszono w dwóch punktach pośrednich. Rozpiętość zwichrzeniowa płatwi zostaje w ten sposób zmniejszona z 6.45 m do 2.15 m. Zaprojektowano ściągi z nagwintowanymi końcówkami. Nagwintowane końcówki prętów (ściągów), za pomocą obustronnych nakrętek zapewniają stały dystans między płatwiami i umożliwiają regulację odległości. Pręty podwieszenia (ściągi) umieszczone na dole 1/4 i na górze 3/4 wysokości przekroju rygla w następujący sposób: górna część płatwi przykalenicowej połączona z górną częścią rygla dachowego, dolna część płatwi przykalenicowej połączona z górną częścią płatwi położonej niżej i tak na przemian aż do płatwi okapowej. Mocowanie blachy trapezowej do każdej płatwi dla dodatkowego ich usztywnienia poprzecznego (zabezpieczenie przed zwichrzeniem). Zaprojektowane zmniejszenie długości zwichrzeniowej oraz spięcie pokrycia łącznikami mocującymi pokryciową blachę trapezową z płatwiami, pozwala na traktowanie połaci dachowej jako sztywnej tarczy.

2.2. parametry geometryczno-wytrzymałościowe

- Przyjęto płatwie ze zwykłych ceowników walcowanych, ze stali niestopowej konstrukcyjnej S235JRG2 (St3S) o wytrzymałości obliczeniowej $f_d = 215 \text{ MPa}$
- osiowa odległość płatwi kalenicowej od zewnętrznego lica słupa $a = 175 \text{ mm}$ w poziomie
 - osiowy rozstaw płatwi pośrednich $a = 1300 \text{ mm}$ w poziomie (1320 mm po skosie rygla)
 - schemat statyczny: belka ciągła 3-przęsłowa o rozpiętości przęseł $l = 6.45$ i 6.55 m w przypadku wiaty oraz belka 1-przęsłowa o rozpiętości $l = 5.76 \text{ m}$ dla boksu
 - przyjęto do obliczeń statycznych belkę ciągłą 3-przęsłową
-

- pokrycie dachu blachą trapezową TR 35.207 grubości 0.60 mm 0.07 kN/m²
 - charakterystyczne obciążenie technologiczne (instalacje) 0.10 kN/m²
 - charakterystyczne obciążenie śniegiem III strefa 1.20x0.80 = 0.96 kN/m²
 - charakterystyczne obciążenie parciem wiatru I strefa 0.00 kN/m²
 - charakterystyczne obciążenie ssaniem wiatru lewa połowa dachu 0.49 kN/m²
 - charakterystyczne obciążenie ssaniem wiatru prawa połowa dachu 0.22 kN/m²
-
- odległość między kotwami połączenia płatew-płyta warstwowa a = 1320 mm z możliwością przesuwu blachy trapezowej wzdłuż płaszczyzny dachu równoległej do osi podłużnej płatwi (wskazane zastosowanie kotew ślizgowych)
 - rozszerzalność cieplna płatwi (belka ciągła) $\Delta l = \epsilon t \Delta t l = 0.000012 \times 60 \times 1955 = 1.41$ cm zmusza do ślizgowego zamocowania blachy trapezowej do płatwi dachowych
 - płatwie z walcowanych na gorąco ceowników zwykłych mocowane do przykręconych na śruby zgrubne 2xM16 mm do górnej stopki rygla oporników (podczas wykonywania rygla w warsztacie) z zimno giętych kątowników nierównoramiennych 100/50/5 mm, długości 120 mm (takiej jak szerokość stopki rygla). Otwory Φ 17 mm oddalone od siebie o 68 mm. Oporniki pełnią rolę podpór dla płatwi i są miejscem ich mocowania
 - połączenie płatew dachowa-opornik dwoma śrubami zgrubnymi 2xM12 mm ustawionymi symetrycznie w jednym rzędzie w połowie wysokości opornika, w odległości poziomej 68 mm od siebie
 - styki czołowe płatwi muszą zapewniać ciągłość belki; zaprojektowano połączenie obwodową spoiną czołową ze wzmocnieniem jednostronną nakładką z blachy St3S o wymiarach 600/120/7 mm przyspawanymi podłużnymi spoinami pachwinowymi grubości 4 mm (spoina górna i dolna długość spoin 2x600 mm)
alternatywa: połączenie na śruby zgrubne M12 mm za pomocą nakładki jak wyżej, śrubami rozstawionymi w dwóch szeregach, po sześć śrub na jednej stronie złącza, z zachowaniem minimalnej odległości od każdej krawędzi nakładki i od styku czołowego 1.50d = 1.50x1.20 = 1.80 cm, przyjęto 2.00 cm.

2.3. obciążenie dachów śniegiem

Zgodnie z PN-77/B-02010:Az1:2006 obiekt położony jest w III strefie obciążenia śniegiem. Obciążenie charakterystyczne śniegiem powierzchni poziomej (gruntu) wynosi:

$$S_k = Q_k C \quad (\text{wzór normowy})$$

wysokość terenu nad poziomem morza $A = 95.00$ m

$Q_k = 1.20$ kN/m² (dla III-ciej strefy obciążenia śniegiem gruntu w przypadku wysokości terenu nad poziomem morza $A = 95.00$ m < 300.00 m)

C – współczynnik kształtu dachu: dla kąta pochylenia dachu $\alpha = 10^\circ$

współczynnik kształtu dachu $C = 0.80$

$$S_k = 1.20 \times 0.80 = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

obliczeniowe obciążenie śniegiem, przy zastosowaniu współczynnika obciąż. $\gamma = 1.50$ (zgodnie z Az1:2006 do normy PN-80/B-02010)

$$S = S_k \gamma = 0.96 \times 1.50 = 1.44 \text{ kN/m}^2$$

2.4. obciążenie dachów wiatrem

Zgodnie z PN-77/B-02011 Az1:2009 obiekt zlokalizowany jest w I strefie wiatrowej. Obciążenie charakterystyczne prostopadłe do dachu docinające i odciążające konstrukcję dachu wynosi:

$$P_k = q_k C_e C_{\beta} \quad (\text{wzór ogólny})$$

$q_k = 0.30$ kN/m² (charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru, dla I strefy w przypadku gdy obiekt położony jest na wysokości nad poziomem morza $H = 95.00$ m < 300.00 m)

C_e współczynnik ekspozycji

$h = 4.350$ m wysokość wiaty przy okapie

$H = 5.809$ m całkowita wysokość wiaty

$L = 19.670$ m długość wiaty

$B = 7.700$ m szerokość wiaty

teren A otwarty z nielicznymi przeszkodami: ponieważ $H/L = 5.809/19.670 = 0.30 < 2.00$ przyjmujemy $H = z = 5.809$ m < 10.00 m $\Rightarrow C_e = 1.00$

logarytmiczny dekrament tłumienia drgań dla konstrukcji stalowych pełnościennych łączonych na śruby

$$\Delta = (0.02 + 0.02) = 0.04$$

T – okres drgań własnych budynku

$$T = 0.10H / \sqrt{B} = 0.10 \times 5.809 / 2.775 = 0.5809 / 2.775 = 0.21 \text{ s}$$

β - współczynnik działania porywów wiatru

z rysunku normy PN-77/B-02011 odczytano, że obiekt nie jest podatny na dynamiczne działanie wiatru przyjęto $\beta = 1.80$

| | |
|-----------------------------|---|
| | C - współczynnik aerodynamiczny |
| przy kącie pochylenia dachu | $\alpha = 10^\circ$ współczynnik aerodynamiczny |
| dla lewej połowy dachu | $C_z = -0.90$ dla ssania na 1/2 połaci |
| dla prawej połowy dachu | $C_z = -0.50$ dla ssania na 1/2 połaci |

| | |
|--|---|
| $P_k = 0.30 \times 1.00 \times 0.90 \times 1.80 =$ | 0.49 kN/m ² ssanie na 1/2 lewej strony połaci |
| $P_k = 0.30 \times 1.00 \times 0.50 \times 1.80 =$ | 0.27 kN/m ² ssanie na 1/2 prawej strony połaci |

$p_k = 0.49 \times 1.30 : 0.9848 = 0.65$ kN/m ssanie na wyższych płatwiach (wsp. 1.50)

$p_k = 0.27 \times 1.30 : 0.9848 = 0.36$ kN/m ssanie na niższych płatwiach (wsp. 1.50)

Zgodnie z normą wiatrową, docierające obciążenie płatwi dachowych wiatrem można nie uwzględniać. Dach musi być jednak zabezpieczony przed odrywaniem (ssanie na połaci dachu) odpowiednimi łącznikami mocującymi płatew dachową z płytą warstwową. Zgodnie z PN-82/B-02000 w kombinacji podstawowej przyjmujemy do obliczeń statycznych wszystkie obciążenia stałe oraz jedno z najniekorzystniejszych obciążeń zmiennych bez zmniejszenia wartości obciążeń.

2.5. zestawienie obciążeń płatwi w kN/m:

obciążenia stałe:

- | | | | | |
|--|-------------------------------|------|------|------|
| - blacha trapezowa TR 35.207 grub 0.60 mm | $0.07 \times 1.30 : 0.9848 =$ | 0.09 | 1.20 | 0.11 |
| - ciężar własny płatwi / założono C 120 mm | $13.40 \text{ kg/m} =$ | 0.13 | 1.20 | 0.15 |
| - ciężar elementów stężenia / przyjęto 2 kg/m ² | $0.02 \times 1.30 : 0.9848 =$ | 0.02 | 1.20 | 0.02 |

| | | | | |
|-------------------------|-----|-------------|------|-------------|
| razem: obciążenia stałe | g = | 0.24 | 1.20 | 0.28 |
|-------------------------|-----|-------------|------|-------------|

obciążenia zmienne:

- | | | | | |
|---|----------------------------------|------|------|------|
| - obciążenie śniegiem III strefa obciążenia | $1.20 \times 0.80 \times 1.30 =$ | 1.18 | 1.50 | 1.77 |
| - obciążenie technologiczne / instalacje | $0.10 \times 1.30 : 0.9848 =$ | 0.17 | 1.40 | 0.24 |

| | | | | |
|---------------------------|-----|-------------|------|-------------|
| razem: obciążenia zmienne | p = | 1.30 | 1.50 | 1.94 |
|---------------------------|-----|-------------|------|-------------|

schemat statyczny: belka ciągła 3-przęsłowa

- ciężar własny płatwi uwzględniono w programie obliczeniowym
- rozpatrzono trzy najniekorzystniejsze warianty obciążenia płatwi dachowych:
- wariant pierwszy: płatew obciążona ciężarem własnym, obciążeniem równomiernie rozłożonym stałym i obciążeniem równomiernie rozłożonym zmiennym w każdym przęśle belki ciągłej 3-przęsłowej
- wariant drugi: płatew obciążona ciężarem własnym, obciążeniem równomiernie rozłożonym stałym w każdym przęśle oraz obciążeniem równomiernie rozłożonym zmiennym w pierwszym i drugim przęśle
- wariant trzeci: płatew obciążona ciężarem własnym, obciążeniem równomiernie rozłożonym stałym w każdym przęśle oraz obciążeniem równomiernie rozłożonym zmiennym w drugim przęśle

Obliczenia statyczne i wymiarowanie płatwi przeprowadzono za pomocą obliczeniowego programu komputerowego, spełniając zarówno stan graniczny nośności, jak i stan graniczny użytkowości (ugięcie).

Wykorzystano program obliczeniowy: Autodesk Robot Structural Analysis.

wyniki obliczeniowe:

Wyniki obliczeniowe i wymiarowanie płatwi przedstawiono w załączniku do projektu. Przyjęto wszystkie płatwie ze zwykłych ceowników walcowanych na gorąco **C 120** mm. Dla wiaty i przybudówki przyjęto rozstaw płatwi dachowych 1300 mm w poziomie oraz 1320 mm po skosie rygla. Mocowanie płatwi dachowych do rygli oraz ich łączenie w długości, zgodnie z opisem i wskazówkami wymienionymi w poz.2.2. Zabezpieczenie przed zwichrzeniem tężnikami Φ 12 mm w środku rozpiętości każdego pola międzyryglowego. Sposób wykonania i montażu tężników przedstawiono w poz.2.1.

3. obliczenia i wymiarowanie rygli dachowych

3.1. założenia do obliczeń

Jeden z głównych elementów konstrukcyjnych układu ramowego. Element obciążony siłami skupionymi przekazywanymi przez płatwie dachowe. Rama z ukośnym rygłem podpartym słupem połączonym sztywno ze stopą fundamentową w przypadku wiaty oraz przegubowo w przypadku boksu. Układ statycznie nie wyznaczalny. Sztywne połączenie rygiel dachowy-słup okapowy oraz rygiel dachowy-słup kalenicowy. Schemat statyczny: belka 1-przęsłowa obustronnie zamocowana. Wszystkie układy ramowe posiadają wzmocnienia węzłowe wynikające z obliczeń statycznych lub przyjęte ze

względów konstrukcyjnych. Ponieważ rygle są wyteżone głównie momentami zginającymi i towarzyszącymi im siłami poprzecznymi przyjęto korzystne dla tej rozpiętości ustroju, pełnościenne rygle z dwuteowników dwuteowników walcowanych. Koszt materiału jest mniejszy niż dźwigara blachownicowego lub kratowego, a wykonanie rygla łatwiejsze. W produkcji warsztatowej wykonywane są jedynie styki montażowe. Po połączeniu ze słupem rygle są elementem parterowego układu ramowego. Obliczenia przeprowadzono dla najbardziej obciążonych rygli pośrednich zbierających obciążenia z pasma szerokości $(6.45+6.55) \times 0.5 = 6.50$ m.

3.2. parametry geometryczno-wytrzymałościowe

- stal niestopowa konstrukcyjna S235JRG2 (St3S) o $f_d = 215$ MPa
- zaprojektowano rygiel z walcowanego dwuteownika równoległościennego
- osiowy poprzeczny rozstaw rygli $a = 6.450$ m i 6.550 m
- osiowa długość rygla wiaty $l = 7.46:0.9848 = 7.575$ m
- osiowa długość rygla boksu $l = 3.66:0.9848 = 3.716$ m
- sztywne, za pomocą blach węzłowych połączenie śrubowe: rygiel-słup okapowy
- sztywne, za pomocą blach węzłowych połączenie śrubowe: rygiel-słup kalenicowy
- praca statyczna: ukośna belka 1-przęsłowa obustronnie zamocowana
- pochylenie rygla w stosunku do poziomu $\alpha = 10^\circ$ (17.60%)
- zabezpieczenie przed zwichrzeniem co 1320 mm płatwiami dachowymi
- wzmocnienie węzłów połączeniowych wynikające z obliczeń
- scalenie ze słupem wiaty śrubami średnio dokładnymi M16 mm
- scalenie ze słupem boksu śrubami średnio dokładnymi M12 mm
- w połączeniu ze słupem okapowym rygiel nałożony na słup
- w połączeniu ze słupem kalenicowym rygiel również nałożony na słup
- zapewnienie odpowiedniej sztywności pasów ściskanych poprzez układ stężeń pościowych przejmujących obciążenia poziome dachu oraz zapewniających sztywność przestrzenną całej konstrukcji dachu
- w strefach przywęzłowych rygiel wzmocniony żeberkami usztywniającymi

3.3. obciążenia działające na rygiel dachowy

Do obliczeń statycznych rygli wiaty i przybudówki przyjęto najbardziej obciążony rygiel dachowy zbierający obciążenia z pasma szerokości $(6.45+6.55) \times 0.5 = 6.50$ m, w postaci równo rozstawionych siedmiu sił skupionych dla wiaty oraz czterech sił skupionych w przypadku boksu.

obciążenia charakterystyczne w kN:

obciążenia stałe skupione na ryglu dachowym 7.00N

$$N = 0.24 \times 6.50 = 01.56 \text{ kN}$$

obciążenia zmienne skupione na ryglu dachowym 7.00N

$$\text{śniegiem+technologiczne } N = 1.30 \times 6.50 = 08.45 \text{ kN}$$

obciążenia obliczeniowe w kN:

obciążenia stałe skupione na ryglu dachowym 7.00N

$$N = 1.56 \times 1.20 = 01.87 \text{ kN}$$

obciążenia zmienne skupione na ryglu dachowym 7.00N

$$\text{śniegiem+technologiczne } N = 8.45 \times 1.50 = 12.68 \text{ kN}$$

obciążenie rygli dachowych wiatrem: $P_k = q_k C_e C_{\beta}$ (wzór ogólny)

$$P_k = 0.30 \times 1.00 \times 0.90 \times 1.80 = 0.49 \text{ kN/m}^2 \text{ ssanie na 1/2 lewej połaci}$$

$$P_k = 0.30 \times 1.00 \times 0.50 \times 1.80 = 0.27 \text{ kN/m}^2 \text{ ssanie na 1/2 prawej połaci}$$

$$p_k = 0.49 \times 6.50 = 3.16 \text{ kN/m} \quad \text{ssanie na połowie rygla (współczynnik 1.50)}$$

$$p_k = 0.27 \times 6.50 = 1.76 \text{ kN/m} \quad \text{ssanie na połowie rygla (współczynnik 1.50)}$$

- ciężar własny rygla uwzględnił obliczeniowy program komputerowy

Obliczenia statyczne i wymiarowanie rygli dachowych przeprowadzono za pomocą komputerowego programu obliczeniowego, spełniając zarówno stan graniczny nośności, jak i stan graniczny użytkowości (ugięcie). Wykorzystano program obliczeniowy: Autodesk Robot Structural Analysis.

wyniki obliczeniowe:

Wyniki obliczeniowe i wymiarowanie rygli przedstawiono w załączniku do projektu. Dla wiaty przyjęto rygle z walcowanego dwuteownika równoległościennego **IPE 240** mm. W połączeniu ze słupem okapowym i słupem kalenicowym rygiel dachowy wzmocniony przyciętą trójkątnie blachą grubości 12 mm. Scalenie elementów na śruby średnio dokładne M16 mm klasy 10.9. W połączeniu rygiel-słup okapowy i połączeniu rygiel-słup kalenicowy końcówka rygla przecięta prostopadłe do długości rygla. Rygle skrajne jako przenoszące mniejsze obciążenia nie wymagają dodatkowych wzmocnień. Jednak z uwagi na rezygnację ze stężeń pionowych w linii słupów ścian szczytowych i uproszczenie technologii wykonania, pozostawiono takie same wzmocnienia. Dla boksu przyjęto rygle z walcowanego dwuteownika równoległościennego **IPE 180** mm. W połączeniu ze słupem okapowym i słupem kalenicowym rygiel dachowy

wzmocniony przyciętą trójkątnie blachą grubości 12 mm. Scalenie elementów na śruby średnio dokładne M12 mm klasy 10.9. W połączeniu rygiel-słup okapowy i połączeniu rygiel-słup kalenicowy końcówka rygla przecięta prostopadle do długości rygla.

4. obliczenia i wymiarowanie słupów

4.1. założenia do obliczeń

Słupy okapowe i kalenicowe obciążone są osiowo pionowymi siłami skupionymi przekazywanymi przez rygle dachowe oraz obciążeniem poziomym równomiernie rozłożonym pochodzącym od działania wiatru. Szttywne połączenie słupów z ryglami dachowymi oraz sztywne z trzonami stóp fundamentowych w przypadku wiaty, przegubowo nieprzesuwne z trzonami stóp fundamentowych w przypadku zadaszzonego boksu. Układ statycznie niewyznaczalny. Schemat statyczny: belka jedno przęsłowa obustronnie zamocowana w przypadku wiaty oraz belka 1-przęsłowa, jednym końcem zamocowana, drugim końcem podparta przegubowo nieprzesuwnie w przypadku boksu. Układ trzykrotnie statycznie niewyznaczalny (wiaty) oraz układ dwukrotnie statycznie niewyznaczalny (boks). Obliczenia przeprowadzono dla ramy najbardziej obciążonego słupa pośredniego ściany podłużnej, zbierającego obciążenia z pasma o szerokości $(6.45+6.55) \times 0.5 = 6.50$ m. Przyjęto jednogałęziowy przekrój słupa. Słupy okapowe i słupy kalenicowe wraz z ryglami dachowymi (po scaleniu elementów na budowie) tworzą płaskie układy ramowe.

4.2. parametry geometryczno-wytrzymałościowe

- stal niestopowa konstrukcyjna S235 JRG2 (St3S) o $f_d=215$ MPa
 - zaprojektowano słupy z walcowanego dwuteownika równoległościennego
- słupy okapowe i słupy kalenicowe wiaty:**
- osiowy podłużny rozstaw okapowych słupów głównych $a = 6.450$ i 6.550 m
 - osiowy poprzeczny rozstaw słupów głównych $l = 7.460$ m
 - osiowa długość słupów okapowych $h = 4.120$ m
 - osiowa długość słupów kalenicowych $h = 5.435$ m
 - sztywne śrubowe połączenie słupów z ryglami dachowymi
 - sztywne połączenie słupów ze stopami fundamentowymi (4 śruby kotwiące)
 - konstrukcyjne wzmocnienie podstawy słupa
 - konstrukcyjne wzmocnienie głowicy słupa

słupy okapowe i słupy kalenicowe boksu:

- osiowy podłużny rozstaw okapowych słupów głównych $a = 5.760$ m
- osiowy poprzeczny rozstaw słupów głównych $l = 3.760$ m
- osiowa długość słupów okapowych $h = 1.967$ m
- osiowa długość słupów kalenicowych $h = 2.612$ m
- sztywne śrubowe połączenie słupów z ryglami dachowymi
- przegubowe połączenie słupów ze stopami fundamentowymi (2 śruby kotwiące)
- konstrukcyjne wzmocnienie głowicy słupa
- żeberka usztywniające w miejscach około podporowych
- wynikające z obliczeń wzmocnienie połączenia słup okapowy-rygiel dachowy
- wynikające z obliczeń wzmocnienie połączenia słup kalenicowy-rygiel dachowy
- słupy zabezpieczone przed wyboczeniem obudową z płyty warstwowej
- stężenie pionowe w linii słupów ścian podłużnych w obu skrajnych segmentach ścian podłużnych w postaci skratowania prętów

4.3. obciążenia działające na słup okapowy i słup kalenicowy

obciążenia charakterystyczne w kN: suma sił na słupie $1/2 \times 7.00N = 3.50N$

| | | |
|-----------------------------------|--------------------------|----------|
| obciążenie stałe skupione 3.50N | $N = 3.50 \times 1.56 =$ | 05.50 kN |
| obciążenie zmienne skupione 3.50N | | |
| obciążenie śniegiem+technolog | $N = 3.50 \times 8.45 =$ | 29.60 kN |

obciążenia obliczeniowe w kN:

| | | |
|---|---------------------------|----------|
| obciążenie stałe skupione 3.50N | $N = 5.50 \times 1.20 =$ | 06.60 kN |
| obciążenie zmienne skupione 3.50N | | |
| obciążenie śniegiem+technolog | $N = 29.60 \times 1.50 =$ | 44.40 kN |
| obciążenie ciężarem własnym rygla uwzględnił program obliczeniowy | | |
| ciężar własny słupa uwzględnił program obliczeniowy | | |

obciążenie słupów wiatrem

Obiekt zlokalizowany w I strefie wiatrowej. Obciążenie charakterystyczne, równomiernie rozłożone działające prostopadle do przegrody (zarówno dla powierzchni nawietrznej jak i zawietrznej) obliczono w oparciu o PN-77/B-02011 Az1:2009

$P_k = q_k C_e C_{\beta}$ (wzór ogólny)

$q_k = 0.30$ kN/m² (charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru dla I strefy wiatrowej w przypadku wysokości terenu nad poziomem morza $H = 95.00$ m < 300.00 m)

Ce współczynnik ekspozycji

L = 19.670 m długość obiektu

B = 7.70 m szerokość obiektu

H = 5.809 m wysokość obiektu

teren A otwarty z nielicznymi przeszkodami. Ponieważ $H/L = 5.809/19.670 =$

$0.30 < 2.00$ przyjmujemy $H = z = 5.809$ m, dla wysokości obiektu

$z = 5.809$ m < 10.000 m, przyjmujemy $\Rightarrow C_e = 1.00$

C współczynnik aerodynamiczny

$B/L = 7.700/19.670 = 0.30 < 1.00$

wartość współczynnika oporu aerodynamicznego wynosi:

$C_x = 2.05$ dla strony nawietrznej

β współczynnik działania porywów wiatru

logarytmiczny dekrement tłumienia drgań (dla

konstrukcji stalowych pełnościennej łączonych na śruby) $\Delta = (0.02 + 0.02) = 0.04$.

Okres drgań własnych obiektu o szkieletie metalowym

$T = 0.10H/\sqrt{B} = 0.10 \times 5.809/2.775 = 0.21$ s

z rysunku 1 normy wiatrowej odczytano, że obiekt nie jest podatny na dynamiczne

działanie wiatru \Rightarrow przyjęto $\beta = 1.80$

$P_k = 0.30 \times 1.00 \times 2.05 \times 1.80 = 1.10$ kN/m² parcie na powierzchnię słupa

obciążenie równomiernie rozłożone działające na słup pośredni ściany podłużnej

słup z dwuteownika równoległościennego IPE 240

$p_k = 1.10 \times 0.24 = 0.26$ kN/m parcie charakterystyczne

$p = 0.26 \times 1.50 = 0.40$ kN/m parcie obliczeniowe

Wykorzystano program obliczeniowy: Autodesk Robot Structural Analysis.

wyniki obliczeniowe:

Wyniki obliczeniowe i wymiarowanie słupów przedstawiono w załączniku do projektu. Dla wiaty przyjęto słupy z walcowanego na gorąco dwuteownika równoległościennego **IPE 240** mm. W połączeniu z ryglem dachowym słupy wyprowadzone do poziomu górnej stopki rygla i przycięte zgodnie z kątem pochylenia dachu. Z obliczeń statycznych wynika, że zarówno słupy okapowe jak i słupy kalenicowe nie wymagają dodatkowych wzmocnień. Przyjęto konstrukcyjnie wzmocnienie blachą trójkątną grubości 12 mm. Scalenie połączenia słupy okapowe i słupy kalenicowe-rygle dachowe śrubami średnio dokładnymi M16 mm klasy 10.9. za pośrednictwem blach czołowych słupa o przekroju 120/12 mm. Blachy czołowe słupów wypuszczone na całą szerokość wzmocnienia rygla. Na końcach wzmocnienia słupów żeberka usztywniające z blachy grubości 8 mm. Sztynne połączenie słupów z trzonami stóp fundamentowych (4 śruby kotwiące) oraz sztywne śrubowe z ryglem dachowym. W połączeniu ze stopą fundamentową słup wzmocniony odpowiednio skonstruowanymi trapezowymi żeberkami grubości 8 mm i oparty na blasze podstawy grubości 16 mm.

Słupy skrajne przenoszące mniejsze obciążenia nie wymagają dodatkowych wzmocnień. Jednak z uwagi na rezygnację ze stężeń pionowych w linii słupów ścian szczytowych i uproszczenie technologii wykonania, pozostawiono takie same wzmocnienia.

Dla boksu przyjęto słupy z walcowanego na gorąco dwuteownika równoległościennego **IPE 180** mm. W połączeniu z ryglem dachowym słupy wyprowadzone do poziomu górnej stopki rygla i przycięte zgodnie z kątem pochylenia dachu. Z obliczeń statycznych wynika, że zarówno słupy okapowe jak i słupy kalenicowe nie wymagają dodatkowych wzmocnień. Przyjęto konstrukcyjnie wzmocnienie blachą trójkątną grubości 12 mm. Scalenie połączenia słupy okapowe i słupy kalenicowe-rygle dachowe śrubami średnio dokładnymi M16 mm klasy 10.9. za pośrednictwem blach czołowych słupa o przekroju 91/12 mm. Blachy czołowe słupów wypuszczone na całą szerokość wzmocnienia rygla. Na końcach wzmocnienia słupów żeberka usztywniające z blachy grubości 8 mm. Przegubowe połączenie słupów z wieńcem ściany żelbetowej (2 śruby kotwiące) oraz sztywne śrubowe z ryglem dachowym.

5. kombinacje obciążeń układu ramowego

Zgodnie z PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.

W kombinacji podstawowej przyjmujemy do obliczeń wszystkie obciążenia stałe oraz jedno z najniekorzystniejszych obciążeń zmiennych bez zmniejszenia.

5.1. kombinacja pierwsza obciążenia stałe+obciążenie zmienne (obciążenie śniegiem oraz obciążenie technologiczne na całej połąci dachowej)

W kombinacji pierwszej uwzględniono następujące wartości obciążeń

charakterystycznych \times współczynnik obciążenia = obliczeniowych

obciążenia stałe rygli dachowych 7.00N

ciężar od pokrycia dachu i płatwi $N = 1.56$ kN (współczynnik 1.20)

obciążenia zmienne rygli dachowych 7.00N

- obciążenie śniegiem+technolog $N = 8.45 \text{ kN}$ (współczynnik 1.50)
- 5.2. kombinacja druga** obciążenia stałe+obciążenie zmienne (obciążenie technologiczne oraz obciążenie wiatrem na 1/2 lewej strony połaci dachowej, na 1/2 prawej strony połaci dachowej i obciążenie wiatrem słupów)
W kombinacji drugiej uwzględniono następujące wartości obciążeń charakterystycznych \times współczynnik obciążenia = obliczeniowych obciążenia stałe rygli dachowych 7.00 N
ciężar od pokrycia dachu i płatwi $N = 1.56 \text{ kN}$ (współczynnik 1.20)
obciążenia zmienne równomiernie rozłożone słupów wiatrem
obciążenie wiatrem $\text{parcie } p = 0.26 \text{ kN/m}$ (współczynnik 1.50)
prostopadłe do połaci obciążenie rygli dachowych wiatrem:
1/2 prawej strony połaci ssanie $p = 3.16 \text{ kN/m}$ (współczynnik 1.50)
1/2 lewej strony połaci ssanie $p = 1.76 \text{ kN/m}$ (współczynnik 1.50)
- 5.3. kombinacja trzecia** obciążenia stałe+obciążenie zmienne (obciążenie technologiczne oraz obciążenie wiatrem na lewej stronie połaci dachowej i na prawej stronie połaci dachowej i obciążenie wiatrem słupów)
W kombinacji drugiej uwzględniono następujące wartości obciążeń charakterystycznych \times współczynnik obciążenia = obliczeniowych obciążenia stałe rygli dachowych 7.00 N
ciężar od pokrycia dachu i płatwi $N = 1.56 \text{ kN}$ (współczynnik 1.20)
obciążenia zmienne równomiernie rozłożone słupów wiatrem
obciążenie wiatrem $\text{parcie } p = 0.26 \text{ kN/m}$ (współczynnik 1.50)
prostopadłe do połaci obciążenie rygli dachowych wiatrem:
1/2 lewej strony połaci ssanie $p = 3.16 \text{ kN/m}$ (współczynnik 1.50)
1/2 prawej strony połaci ssanie $p = 1.76 \text{ kN/m}$ (współczynnik 1.50)
Wykorzystano program obliczeniowy: Autodesk Robot Structural Analysis.

6. obliczenia i wymiarowanie fundamentów

6.1. geotechniczne warunki posadowienia

Warunki gruntowe (parametry geotechniczne) w poziomie posadowienia obiektów ustalono na podstawie opinii geotechnicznej z dokumentacją badań podłoża gruntowego i projektem geotechnicznym wykonanych przez firmę OLCZAK GEOL inż. Piotr Olczak, 05-079 Budziska, ul. Krucza 61 w czerwcu 2017 roku. Wykonano trzy otwory badawcze o głębokości 3.00 m poniżej poziomu terenu. Charakterystyka przekroju geotechnicznego jest następująca:

- w odwiercie nr 1
1. 0.00-0.20 m humus gleba
 2. 0.20-3.00 m piasek średni P_s koloru żółtego
- w odwiercie nr 2
1. 0.00-0.20 m humus gleba
 2. 0.20-3.00 m piasek średni P_s koloru żółtego
- w odwiercie nr 3
1. 0.00-0.20 m humus gleba
 2. 0.20-3.00 m piasek średni P_s koloru żółtego

Poziom wody gruntowej stabilizuje się na głębokości około 2.20 m poniżej poziomu terenu i nie powinien stanowić przeszkód przy fundamentowaniu budynku. W oparciu o rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku, w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych przyjęto:

Proste warunki gruntowe. Fundamenty posadowione będą na drugiej warstwie geotechnicznej (warstwa piasków średnich). Warstwa jest jednorodna genetycznie i litologicznie, zalega poziomo i nie obejmuje mineralnych gruntów słabo nośnych, gruntów organicznych i nasypów niekontrolowanych. Jej miąższość (grubość) pod płytą jest nie mniejsza niż długość stopy fundamentowej. Jeśli jednak napotkano by grunt nienośny lub nasyp niekontrolowany należy go usunąć i zastąpić pospółką zagęszczoną warstwami do wskaźnika $I_s > 0.97$ lub chudym betonem. Po wykonaniu wykopów grunt powinien być odebrany przez uprawnionego geotechnika, a jego przydatność do fundamentowania potwierdzona wpisem do dziennika budowy. Zwierniada wody gruntowej poniżej poziomu projektowanego posadowienia.. Brak występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych. Ze względu na nieskomplikowaną konstrukcję i proste warunki gruntowe, ale ze względu na podpiwniczenie, projektowany budynek zakwalifikowano do **drugiej kategorii geotechnicznej**. Grunt mineralny przydatny do celów fundamentowania. Zgodnie z wyżej wymienionym rozporządzeniem, dla projektowanych obiektów zaliczonych do drugiej kategorii geotechnicznej, wyniki badań gruntowych przedstawia się w postaci opinii geotechnicznej, dokumentacji podłoża gruntowego i projektu geotechnicznego. Nie ma

konieczności opracowanie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Wymagane dokumenty znajdują się w dokumentacji wykonanej przez firmę OLCZAK GEOL.

Obliczenia statyczne fundamentów wykonano metodą B. Wiodący parametr (stopień zagęszczenia) wyznaczony został za pomocą połowych badań gruntu. Pozostałe parametry gruntu ustalono na podstawie zależności korelacyjnych między parametrami fizycznymi gruntu. Do obliczeń przyjęto piasek średni w stanie średnio zagęszczonym, o charakterystycznych stopniu zagęszczenia $I_0 = 0.60$.

6.2. obliczenia stóp fundamentowych

Obliczenia przeprowadzono dla najbardziej niekorzystnie obciążonej stopy fundamentowej (pośrednia stopa ściany podłużnej zbierająca obciążenia z pasma szerokości $(6.45+6.55) \times 0.5 = 6.50$ m) dla wiaty:

obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe stopy:

obciążenia stałe:

obciążenie przekazywane przez słup $N_{st} = 3.50 \times 1.56 = 05.50$ kN

obciążenie zmienne:

obciążenie zmienne (od słupa) $N_{zm} = 3.50 \times 8.45 = 29.60$ kN

.....
razem obciążenie stałe i zmienne charakter. $N_{sd} = 35.10$ kN

razem obciążenie stałe i zmienne obliczeniowe: $N_{sd} = (5.50 \times 1.20 + 29.60 \times 1.50) =$
 $= (6.60 + 44.40) = 51.00$ kN

uwzględniając siłę obliczeniową zwiększoną o 5% jako dodatek na spoiny, połączenia i łączniki, ostatecznie:

$N_{sd} = 51.00 \times 1.05 = 53.60$ kN

uwaga: w wydrukach komputerowych wartość siły pionowej jest nieco mniejsza ($F_z = 51.80$ kN) co wynika z zaokrąglania wyników obliczeniowych przyjęto, że stopy posadowione są na gruncie mało nośnym, o obliczeniowym oporze jednostkowym podłoża pod stopą $q_f = 0.10$ MPa = 100 kPa = 1.00 kG/cm² średni ciężar betonu stopy i gruntu zalegającego nad stopą przyjęto:

$\gamma = 22.00$ kN/m³

wysokość podstawy stopy i gruntu zalegającego nad stopą fundamentową

$D_{min} = 1.25$ m

potrzebną powierzchnię stopy z uwagi na siły tylko pionowe wyliczono ze wzoru:

$A_p = N_{sd} / (q_f - \gamma D_{min}) = 53.60 \times 10^3 / (0.10 \times 10^6 - 22.00 \times 10^3 \times 1.25) =$

$= 53600 / (0.10 \times 1000000 - 22.00 \times 1000 \times 1.25) = 53600 / (100000 - 27500) =$

$= 53600 / 72500 = 0.80$ m²

przyjęto stopę SF1 prostokątną o wymiarach podstawy 2.00/1.40/0.30 m o powierzchni podstawy stopy fundamentowej

$A_p = 2.00 \times 1.40 = 2.80$ m² > 0.80 m²

z uwagi na znaczącą siłę poziomą o wartości 12.70 kN i moment zginający 25.30 kNm działające w podstawie słupa. Przyjęto wysokość stopy $h = 0.30$ m

Potrzebna długość stopy dla obciążeń tylko pionowych $L = A_p / B = 0.80 / 1.40 = 0.60$

m. Uwzględniając potrzebne przesunięcie środka ciężkości podstawy stopy, zachowując jednocześnie dodatnie wartości naprężeń w gruncie pod podstawą stopy przyjęto długość stopy fundamentowej $L = 2.00$ m (patrz wyniki obliczeniowe stopy).

Zaprojektowano żelbetową stopę prostokątną o wymiarach podstawy 2.00/1.40/0.30 m, na warstwie chudego betonu grubości 0.10 m z trzonem 0.32/0.44/1.00 m. Symetryczne usytuowanie trzonu w stosunku do długości i do szerokości podstawy stopy. Śruby fundamentowe 4xM20 mm zabetonowane podczas wykonywania trzonu stopy. Zakotwienie czynne śrub wynosi 0.90 m ($90/2.00 = 45$ średnic).

Geometrię, parametry wytrzymałościowe materiałów oraz konstrukcję zbrojenia stóp przedstawiono na rysunkach szczegółowych, w graficznej części projektu.

6.3. konstrukcja belek podwalinowych

Zaprojektowano żelbetowe belki podwalinowe między stopami ścian podłużnych oraz w ścianach szczytowych, o wymiarach przekroju poprzecznego 0.24/1.00 m, zlicowane z zewnętrzną linią trzonów stóp fundamentowych. Dolna powierzchnia podwaliny = górnej powierzchni podstawy stopy, górna powierzchnia podwaliny = górnej powierzchni trzonu stopy. Dolna część podwaliny o przekroju 0.24/0.24 m żelbetowa zbrojona podłużnie 4Φ12 mm stalą klasy A-III (34GS) oraz poprzecznie strzemionami Φ 6 mm co 20 cm ze stali klasy A-0 (St0S). Zespolecie z trzonem stopy poprzez wypuszczenie z trzonu stopy prętów 4Φ12 mm, na długość 30 średnic tj $30 \times 1.2 = 36$ cm. Górna część podwaliny o przekroju 0.24/0.24 m żelbetowa zbrojona jak część dolna. Zespolecie z trzonem stopy poprzez wypuszczenie prętów 4Φ12 mm na odległość 36 cm od lica trzonu, po jego obu stronach. Beton żwirowy klasy B-20 (C-16/20) atestowany towarowy z wytwórni przemysłowej. Otulenie prętów zbrojenia (najmniejsza odległość powierzchni zbrojenia głównego od powierzchni betonu) $c=2$ cm dla trzonu oraz $c=5$ cm dla podstawy stopy. Część pośrednia podwaliny wysokości $(1.00 - 0.24 - 0.24) = 0.52$ m może być

wymurowana z bloczków betonowych klasy 20 na zaprawie cementowej marki 12. W środku długości ścian szczytowych belka podwalinowa poszerzona do 0.50 m. Belki podwalinowe ścian szczytowych w połowie ich długości wzmocniono żebrami pogrubiającymi belki do 0.50 m. Są to żebra skierowane do wnętrza obiektu.
uwaga: Pod dolnym wieńcem belki podwalinowej, do poziomu posadowienia stóp fundamentowych, wykonać ławę ze żwiru lub piasku średniego zagęszczonego do wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0.95$ (stopień zagęszczenia około $I_D = 0.70$). Można również zastosować chudy beton. Ława o przekroju 0.24/0.30 m między podstawami stóp fundamentowych i pod belkami podwalinowymi ścian szczytowych.

7. elementy uzupełniające- obliczenia i wymiarowanie

7.1. połączenia węzłów ram

Połączenie słupy okapowe-ryggle dachowe oraz słupy kalenicowe-ryggle dachowe wiaty za pośrednictwem blach czołowych (głowic) słupów grubości 12 mm szerokości 120 mm przyspawanych do skośnie (odpowiednio do kąta pochylenia dachu) przyciętego słupa, obwodowymi spoinami pachwinowymi grubości 4 mm. Blachy czołowe o długości ukośnego przekroju słupa i wzmocnienia (zgodnie z rysunkami; szczegóły konstrukcyjne). Scalenie słupa z rygłem śrubami średnio dokładnymi M16 mm klasy 10.9. poprzez przyłożenie blachy czołowej słupa do dolnej stopki rygla. Z obliczeń statycznych wynika, że zarówno słupy jak i ryggle dachowe we wzajemnym połączeniu słup okapowy-rygiel i słup kalenicowy-rygiel dachowy, nie wymagają dodatkowego wzmocnienia. Przyjęto konstrukcyjnie wzmocnienie połączenia trójkątnymi blachami grubości 12 mm. Wzmocnienie przyspawane do stopki słupa i do blachy czołowej obustronnymi spoinami pachwinowymi grubości 4 mm. Na końcu wzmocnienia obustronne żeberka poprzeczne grubości 8 mm, przyspawane obustronnie spoinami pachwinowymi grubości 4 mm.

Połączenie słupy okapowe-ryggle dachowe oraz słupy kalenicowe-ryggle dachowe zadaszonego boksu za pośrednictwem blach czołowych (głowic) słupów grubości 12 mm szerokości 91 mm przyspawanych do skośnie (odpowiednio do kąta pochylenia dachu) przyciętego słupa, obwodowymi spoinami pachwinowymi grubości 3 mm. Blachy czołowe o długości ukośnego przekroju słupa i wzmocnienia (zgodnie z rysunkami; szczegóły konstrukcyjne). Scalenie słupa z rygłem śrubami średnio dokładnymi M12 mm klasy 10.9. poprzez przyłożenie blachy czołowej słupa do dolnej stopki rygla. Z obliczeń statycznych wynika, że zarówno słupy jak i ryggle dachowe we wzajemnym połączeniu słup okapowy-rygiel i słup kalenicowy-rygiel dachowy, nie wymagają dodatkowego wzmocnienia. Przyjęto konstrukcyjnie wzmocnienie połączenia trójkątnymi blachami grubości 12 mm. Wzmocnienie przyspawane do stopki słupa i do blachy czołowej obustronnymi spoinami pachwinowymi grubości 3 mm. Na końcu wzmocnienia obustronne żeberka poprzeczne grubości 8 mm, przyspawane obustronnie spoinami pachwinowymi grubości 3 mm.

7.2. stężenia połączeniowe poprzeczne

Przyjęto stężenie w postaci skratowanych prętów gładkich średnicy **16 mm** przecinających się w środku. Utworzono stężane pola w kształcie prostokątów o osiowych wymiarach ich boków 6.50x3.90 m na wiacie oraz 5.70x3.90 m nad boksem. Z uwagi na dużą smukłość prętów wprowadzono podwieszenie prętów do dolnej stopki płatwi dachowej w każdym polu z uwagi na:

1. pole 6.50x3.90 m
osiowa długość krzyżulców kratownicy stężenia $l = 7.50$ m
promień bezwładności $i = d/4 = 1.60/4 = 0.40$ cm
smukłość $\lambda = l/i = 1/3 \times 750/0.40 = 250/0.40 = 625 > 350$
2. pole 5.70x3.90 m
osiowa długość krzyżulców kratownicy stężenia $l = 6.90$ m
promień bezwładności $i = d/4 = 1.60/4 = 0.40$ cm
smukłość $\lambda = l/i = 1/3 \times 690/0.40 = 230/0.40 = 575 > 350$

Siły wewnętrzne w prętach przenoszą jedynie rozciąganie. Przyjęto, że pręty ściskane na skutek dużej smukłości ulegną wyboczeniu, a skratowanie będą tworzyć jedynie pręty rozciągane, które przeniosą całą siłę poprzeczną przypadającą na kratownicę stężenia. Regulacja siły naciągu za pomocą nakrętek napinających (śruby rzymskie). Zaprojektowano stężenia połączeniowe poprzeczne w dwóch polach obu skrajnych segmentach oraz w jednym polu środkowym pola dachu wiaty i w jednym polu, ale obejmującym całą połąkę boksu. Razem stężono $2 \times 2 + 1 + 1 = 6$ pól. Węzły zaczepienia prętów w środku wysokości średnika rygla, (pod płatwiami dachowymi). Prętowe stężenie połączeniowe poprzeczne dachu hali jest kratownicą umieszczoną między pasami górnymi dwóch sąsiednich rygli dachowych. Pasami tej poziomej kratownicy są pasy górne dach-owych

rygli pełnościennych. Schemat statyczny: kratownica usytuowana w płaszczyźnie dachu o rozpiętości równej szerokości nawy hali. Obciążenie tężnika połaciowego wiatrem jest przekazywane przez słupy ściany szczytowej.

7.3. stężenia pionowe w linii słupów

Stężenia pionowe w linii słupów ścian podłużnych przewidziano pod połami poprzecznych stężeń połaciowych, w obu skrajnych segmentach ścian podłużnych wiaty, za wyjątkiem ściany frontowej gdzie przewidziano komunikację. Utworzone stężenia wraz ze stężeniami połaciowymi tworzą pół zamknięty układ wieńczący. Węzły zaczepienia prętów stężenia w połowie wysokości średników słupów, między tężnikami poziomymi z zamkniętych kształtowników kwadratowych (rura kwadratowa) RK 100/100/4 mm umieszczonymi górną i dolną stężanym polem. Każde pole stężenia, to skratowane pręty gładkie średnicy 16 mm. Nakrętki napinające średnicy M16 mm zdolne do przeniesienia obliczeniowej siły naciągu około 38.0 kN. Stężeń pionowych w linii słupów ścian szczytowych nie wprowadzono. Dla zapewnienia sztywności poprzecznej, pozostawiono takie same wzmocnienia węzłowe jak w przypadku ram pośrednich pomimo że ramy szczytowe przenoszą znacznie mniejsze obciążenia.

7.4. połączenie słupa ze stopą fundamentową wiaty

Przyjęto typowe sztywne połączenie słupów ze stopami fundamentowymi. Fundamentowe śruby fajkowe 4xM20 mm zakotwiono w stopie na głębokość 900 mm (45 średnic). Przewidziano śruby zgrubne 4xM20 mm klasy 4.8 ($R_e = 340$ MPa). Wymiary i grubość blach podstawy dobrano odpowiednio do charakteru i wielkości obciążeń. Przyjęto wstępnie blachę podstawy słupa 340/220/16 mm pod wszystkimi słupami okapowymi i kalenicowymi. Spód trzonu słupa frezować, by dokładnie przylegał do blachy płyty poziomej. Wzajemne połączenie blacha-słup, żeberko-słup oraz żeberko-blacha podstawy; spoina mi pachwinowymi grubości $a=4$ mm. Zaprojektowano sześć żeberek wzmacniających podstawę słupa. Blachy ze stali niestopowej konstrukcyjnej S235JRG2 (St3S).

sprawdzenie śrub fundamentowych

wartości sił występujących w podstawie słupa jako reakcja na maksymalne obciążenie zewnętrzne ramy (patrz wydruki komputerowe):

siła pionowa $F_z = 51.80$ kN
siła pozioma $F_x = 12.70$ kN
moment zginający $M_x = 25.30$ kNm
powierzchnia blacha podstawy
 $A_d = B \times L = 22.00 \times 34.00 = 748$ cm²

sprawdzanie długości zakotwienia ze względu na przyczepność stali do betonu:

wytrzymałość obliczeń stali $R = 340$ MPa = 3400 kg/cm²

wytrzymałość obliczeniowa na przyczepność stali do betonu równa wytrzymałości obliczeń betonu na rozciąganie $R_r = 0.87$ MPa = 8.70 kg/cm² (beton B-20)

$l = (0.19dR)/R_r = (0.19 \times 2.00 \times 3400)/8.70 = 1292/8.70 = 148$ cm

przyjmując dwie śruby wymagana długość zakotwienia jednej śruby wynosi

$0.50l = 0.50 \times 1.48 = 0.74$ m = 740 mm < 900 mm

długość zakotwienia z tablicy 9-25 Poradnik Projektanta Konstrukcji Metalowych, praca zbiorowa pod redakcją Władysława Boguckiego. Arkady 1982:

średnica śruby $d = 20$ mm

klasa betonu B-20, stal St3S

potrzebna długość zakotwienia śrub $l = 473$ mm < 900 mm

długości zakotwienia z gotowych tabel: („Stalowe budynki halowe”, Antoni Biegus, Arkady. Warszawa 2010).

średnica śruby $d = 20$ mm

klasa betonu B-20; stal St3S

potrzebna długość zakotwienia śrub $l = 900 \times 0.87 = 783$ mm < 900 mm

przyjęte śruby fundamentowe **fajkowe**, średnicy 20 mm, o długości czynnej $l = 900$ mm spełniają wszystkie zalecenia.

śruby fajkowe należy osadzać w trzonie stopy fundamentowej podczas jego betonowania. Jednak zamocowanie ich z dokładnością wymaganą do montażu konstrukcji stalowych jest na ogół niewykonalne. Dlatego wskazane jest stosowanie powiększonych otworów w płycie poziomej podstawy słupa lub wykonanie studzienek w trzonach stóp fundamentowych.

sprawdzenie grubości blachy podstawy

wymiary powierzchni podstawy słupa przyjęto $a = 340$ mm, $b = 220$ mm

$F = A_d = L \times B = ab = 34.00 \times 22.00 = 748$ cm²

siła pionowa $N = 51.80$ kN

siła pozioma $T = 12.70$ kN

moment zginający $M = 25.30 \text{ kNm}$
 naprężenia pod blachą podstawy słupa:
 ściskające $\sigma_s = N/F + M/W = 51800/748 + (6 \times 2530000)/(22.00 \times 34.00^2) = (69 + 15180000/25432) = (69 + 597) = 666 \text{ N/cm}^2$
 rozciągające $\sigma_r = N/F - 6M/BL^2 = 51800/748 - (6 \times 2530000)/(22.00 \times 34.00^2) = (69 - 15180000/25432) = (69 - 597) = -528 \text{ N/cm}^2$
 x – odległość dla naprężeń ściskających = 0
 $x = (\sigma_s L)/(\sigma_s + \sigma_r) = (666 \times 34)/(666 + 528) = 22644/1194 = 18.96 \text{ cm}$
 a – odległość naprężeń rozciągających = 0
 $a = L - x = 34.00 - 18.96 = 15.04 \text{ cm}$
 e_k – odległość wypadkowej naprężeń rozciągających
 $e_k = 1/3 a = 15.04 : 3 = 5.01 \text{ cm}$
 m – odległość między wypadkowymi naprężeniami rozciągającymi i ściskającymi
 $m = L - 1/3 x - e_k = 34.00 - 6.32 - 5.01 = 22.67 \text{ cm}$
 $r = L/2 - 1/3 x = 17.00 - 6.32 = 10.68 \text{ cm}$
 Z – siła rozciągająca w kotwach
 $Z = (M - Nr)/m = (2530000 - 51800 \times 10.68)/22.67 = 553224/22.67 = 24403 \text{ N}$
 przekrój rdzenia śruby pracującej na rozciąganie (przy 2 śrubach kotwiących)
 R – obliczeniowa wytrzymałość śrub na rozciąganie (dla śrub klasy 4.8 $R_e = 340 \text{ MPa}$)
 $F_r = Z/(2R) = 24403/(2 \times 34000) = 24403/68000 = 0.33 \text{ cm}^2$
 przyjęte śruby fundamentowe M20 mm klasy 4.8.
 o przekroju czynnym (poza gwintem)
 $2 \times 3.14 \times 0.65 = 4.08 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2$
 przyjęte fajkowe śruby fundamentowe **M20 mm klasy 4.8.** spełniają warunki obliczeniowe.

plyta podstawy obciążona oddziaływaniem fundamentu. Projektuje się sześć żeber w kierunku zginania, które dzielą blachę podstawy na dwa pola:
 plyta podstawy obciążona oddziaływaniem fundamentu i podparta w kierunku zginania. Projektuje się dwa żeberka w kierunku równoległym do zginania, które dzielą płytę podstawy na dwa pola: pole A i pole B

A płyta podparta wspornikowo:

l – wymiar równy długości wspornika

$$l = (34.00 - 24.00) \times 0.5 = 5.00 \text{ cm}$$

współczynnik określający wpływ momentu zginającego w rozpatrywanej płycie A:

$$\omega = 1.73 \quad l = 1.73 \times 5.00 = 8.65 \text{ cm}$$

naprężenia na docisk pod podstawą słupa wynoszą:

$$\sigma_d = N/A_p = 51.80/748 = 0.069 \text{ kN/cm}^2 = 0.69 \text{ MPa}$$

potrzebna grubość blachy podstawy słupa wynosi:

$$t_p = \omega \sqrt{\sigma_d/f_d} = 8.65 \sqrt{0.69/205} = 8.65 \times 0.0580 = 0.50 \text{ cm} = 5.00 \text{ mm}$$

B płyta podparta na trzech krawędziach:

współczynnik określający wpływ momentu zginającego w rozpatrywanej płycie B:

$$b = 34.00 - 2 \times 5.00 = 24.00 \text{ cm}$$

$$a = 22.00 \times 0.5 = 11.00 \text{ cm}$$

$$\text{dla } a/b = 11.00/24.00 = 0.458 \quad \text{odczytano współczynnik } \omega/l = 0.633$$

$$\omega = 0.633 \quad l = 0.633 \times 24.00 = 15.20 \text{ cm}$$

jako miarodajny przyjmujemy do obliczeń współczynnik $\omega = 15.20 \text{ cm}$

grubość blachy poziomej zależy od momentu zginającego w polu B (plyta oparta na trzech krawędziach, a zakładając że grubość blachy podstawy będzie większa niż 16 mm potrzebną jej grubość obliczamy ze wzoru:

$$t_p = \omega \sqrt{\sigma_d/f_d} = 15.20 \sqrt{0.69/205} = 15.20 \times 0.0580 = 0.88 \text{ cm} = 8.80 \text{ mm}$$

przyjętą blachę podstawy grubości **20 mm**

uznano za poprawną.

7.5. połączenie słupów ze ścianą żelbetową boku

Przyjęto typowe przegubowo-nieprzesuwne połączenie słupów z żelbetowym wieńcem ściany żelbetowej. Przyjęte kotwy wklejane firmy 2xM16 mm zakotwiono we wieńcu ściany na głębokość minimum 160 mm.

Wymiary i grubość blach podstawy dobrano odpowiednio do charakteru i wielkości obciążeń. Przyjęto blachę 220/190/12 mm pod wszystkimi głównymi słupami przybudówki. Spód trzonu słupa frezować, by dokładnie przylegał do blachy płyty poziomej.

Blachy ze stali niestopowej konstrukcyjnej S235JRG2 (St3S).

sprawdzenie grubości blachy podstawy

dla dwuteowego trzonu słupa szerokość płyty podstawy a_p ustala się na podstawie szerokości b_r i grubości t_r jego pasa (dwuteownik IPE 180 mm)

a_p szerokość płyty poziomej

b_p długość płyty poziomej
 b_f szerokość pasa (stopki) słupa = 91 mm
 t_f grubość pasa (stopki) słupa = 8.00 mm
 t_p grubość blachy podstawy = 12 mm
 wymiary powierzchni podstawy słupa przyjęto $a_p = 190$ mm, $b_p = 220$ mm
 $a_p = 190$ mm $> b_f + 4t_p = 91 + 4 \times 12 = 139$ mm
 $A_p = a \times b = 19.00 \times 22.00 = 418$ cm²
 $b_p = 220$ mm $> = A_p / a_p = 418 / 19.00 = 220$ mm
 siła pionowa $N = 32.90$ kN

naprężenia na docisk pod podstawą słupa wynoszą:

$$\sigma_d = N / A_p = 32.90 / 418 = 0.079 \text{ kN/cm}^2 = 0.79 \text{ MPa}$$

założono ustawienie słupa na podlewce cementowej marki M8 bez podkładek wyrównawczych a więc współczynnik $\beta = 0.80$. W miejscu styku podstawy słupa z fundamentem nie przewidziano zbrojenia na docisk, zatem $f_{cd} = 8.90$ (wytrzymałość obliczeniowa nie zbrojonego betonu B-20)

$$\gamma_{cu} = 1.20 - 0.79 / 8.90 (1.20 - 1.00) = 1.20 - 0.08876 \times 0.20 = 1.20 - 0.01 = 1.18$$

wytrzymałość obliczeniowa na docisk w miejscu styku słupa z fundamentem

$$f_{cud} = \beta \gamma_{cu} f_{cd} = 0.80 \times 1.18 \times 8.90 = 8.40 \text{ MPa} > \sigma_d = 0.79 \text{ MPa}$$

A płyta oparta wspornikowo

B płyta oparta na trzech krawędziach

wyznaczenie współczynników ω dla ustalenia grubości blachy:

pole A $\Rightarrow l = (22.00 - 18.00) \times 0.5 = 2.0$ cm wysięg wspornika
 współczynnik $\omega = 1.73l = 1.73 \times 2.00 = 3.46$

pole B $\Rightarrow b = 19.00 \times 0.5 = 9.50$ cm
 $l = (22.00 - 2 \times 2.00) = 18.00$ cm

dla $b/l = 9.50 / 18.00 = 0.528 \Rightarrow$ z tablicy $\omega/l = 0.671$

$$\omega = 0.671 l = 0.671 \times 18.00 = 12.08 \text{ cm}$$

jako miarodajny przyjmujemy do obliczeń współczynnik $\omega = 12.08$ cm

grubość blachy poziomej zależy od momentu zginającego w polu B (płyta oparta na trzech krawędziach, a zakładając że grubość blachy podstawy będzie większa niż 16 mm potrzebną jej grubość obliczamy ze wzoru:

$$t_p = \omega \sqrt{\sigma_d / f_d} = 12.08 \sqrt{0.79 / 205} = 12.08 \times 0.0621 = 0.75 \text{ cm} = 7.50 \text{ mm}$$

przyjęta blacha podstawy grubości **12 mm**
 spełnia z zapasem warunki obliczeniowe.

7.6. ściany żelbetowe boksu

Zaprojektowano żelbetową ścianę oporową dla warunków gruntowych przedstawionych w poz.6.1. Największa różnica rzędnej projektowanej i rzędnej istniejącej (poziom gruntu) wynosi 1.50 m. Ściana utrzymuje więc materiał zasypowy wysokości $h = 1.50$ m. Naziom za ścianą oporową może być obciążony równomiernie ciężarem o wartości charakterystycznej $q = 7.00$ kN/m² (obciążenie średnimi samochodami ciężarowymi z ładunkiem). Za ścianą przewiduje się zasypkę z pospółki zagęszczoną do stopnia zagęszczenia $I_D = 0.70$. Przyjęto ścianę pionową o wymiarach geometrycznych:

wysokość ściany nad terenem $l = 1.50$ m
 głębokość zagłębienia w gruncie $h = 1.25$ m
 grubość ściany $b = 0.24$ m
 łączna wysokość ściany $L = (1.50 + 1.25) = 2.75$ m

grunt pod fundamentem: (piasek średni)

charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych:

gęstość objętościowa $\rho = 1.65$ t/m³

kąt tarcia wewnętrznego $\Phi = 31.00^\circ$

obliczeniowe wartości parametrów geotechnicznych przy metodzie B

gęstość objętościowa $\rho = 1.65 \times 1.10 = 1.81$ t/m³ $1.65 \times 0.90 = 1.48$ t/m³

kąt tarcia wewnętrznego $\Phi = 31.00^\circ \times 1.10 = 34.10^\circ$ $31.00^\circ \times 0.90 = 27.90^\circ$

grunt zasypowy: (pospółka)

charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych:

gęstość objętościowa $\rho = 1.75$ t/m³

kąt tarcia wewnętrznego $\Phi = 39.20^\circ$

obliczeniowe wartości parametrów geotechnicznych przy metodzie B

gęstość objętościowa $\rho = 1.75 \times 1.10 = 1.93$ t/m³ $1.75 \times 0.90 = 1.57$ t/m³

kąt tarcia wewnętrznego $\Phi = 39.20^\circ \times 1.10 = 43.12^\circ$ $39.20^\circ \times 0.90 = 35.28^\circ$

Obliczenia obciążeń przeprowadzono dla 1 m bieżącego ściany oporowej, przy uwzględnieniu współczynników $\gamma = 1.10$ i $\gamma = 0.90$. Obliczeniowe obciążenia naziomu:

$$q_r = 7.00 \times 1.10 = 7.70 \text{ kN/m}^2$$

$$q_r = 7.00 \times 0.90 = 6.30 \text{ kN/m}^2$$

Uwzględniając charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych dla pospółki stanowiącej zasypkę ściany oporowej, wyznaczono charakterystyczne p_{an} i obliczeniowe p_{ar} wartości parcia czynnego dla poszczególnych głębokości ze wzoru:

$$p_a = (\gamma z + q) \tan^2(45 - \Phi/2)$$

dla $z = 0$

$$p_{an} = 7.00 \tan^2(45.00 - 35.28/2) = 7.00 \tan^2 27.64 = 7.00 \times 0.4806^2 = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ar} = 7.70 \tan^2(45.00 - 35.28/2) = 7.70 \tan^2 27.36 = 7.70 \times 0.5230^2 = 2.10 \text{ kN/m}^2$$

dla $z = 1.50 \text{ m}$

$$p_{an} = (17.50 \times 1.50 + 7.00) \tan^2(45.00 - 39.20/2) = 33.25 \times 0.4806^2 = 7.70 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ar} = (19.30 \times 1.50 + 7.70) \tan^2(45.00 - 39.20/2) = 36.65 \times 0.4806^2 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

składowa całkowitego parcia czynnego:

$$\text{wartość charakterystyczna } Z_{an} = (1.62 + 7.70) \times 0.5 \times 1.50 \times 1.00 = 7.00 \text{ kN}$$

$$\text{wartość obliczeniowa } Z_{ar} = (2.10 + 8.50) \times 0.5 \times 1.50 \times 1.00 = 8.00 \text{ kN}$$

Składowa całkowitego parcia czynnego przechodzi przez środek ciężkości trapezu, a jej odległość od poziomu istniejącego terenu obliczono ze wzoru:

$$e_z = 1/3H(p_{aH} + 2p_{a0}) / (p_{aH} + p_{a0}) = 0.33 \times 1.50 \times (8.00 \times 1.50 + 2 \times 1.62) / (8.00 + 1.62) = 7.54 / 9.62 = 0.78 \text{ m}$$

charakterystyczne i obliczeniowe wartości ciężaru objętościowego żelbetu obciążających podłoże gruntowe pod fundamentem;

$$\text{ściana pionowa } G_1 = 25.00 \times 0.24 \times 2.75 \times 1.00 = 16.50 \text{ kN}$$

wartości obliczeniowe po zastosowaniu współczynnika obciążenia:

$$G_{1r} = 16.50 \times 1.10 = 18.20 \text{ kN} \quad G_{1r} = 16.50 \times 0.90 = 14.90 \text{ kN}$$

$$\text{razem suma } G_i = 18.20 \text{ kN}$$

$$14.90 \text{ kN}$$

sprawdzenie stateczności ściany:

obliczeniowy moment sił wywracających ścianę policzony względem dolnej krawędzi ściany fundamentowej wysuniętej w kierunku działki sąsiedniej:

$$M_w = Z_{ar} e_z = 8.00 \times 0.78 = 6.20 \text{ kNm} = 620 \text{ kNcm}$$

obliczeniowy moment sił utrzymujących ścianę policzony względem dolnej krawędzi ściany fundamentowej wysuniętej w kierunku działki sąsiedniej (wartości obliczeniowe):

$$M_u = G_{ie} e_i = 14.90 \times 0.12 + 5.50 \times 1.50 \times 0.33 \times 2 = 1.79 + 5.45 = 7.24 \text{ kNm} = 724 \text{ kNcm}$$

współczynnik pewności na wywrócenie:

$$n = M_u / M_w = 724 / 620 = 1.17 > 1.15 \quad \text{warunek jest spełniony}$$

współczynnik pewności na przesunięcie:

$$n = f_{Gi} / Z_i = 0.50 \times 18.20 / 5.50 = 1.65 > 1.10 \quad \text{warunek jest spełniony}$$

obliczenie przekroju zbrojenia:

przyjęto **beton klasy B-25** $f_{cd} = 13.30 \text{ MPa}$

zbrojenie podłużne przyjęto **stal klasy A-III** znaku 34GS $f_y = 350 \text{ MPa}$

zbrojenie poprzeczne przyjęto **stal klasy A-0** znaku St0S $f_y = 190 \text{ MPa}$

1. zbrojenie w przekroju 1-1 (płyta pionowa $z = 1.50 \text{ m}$ poziom istniejącego terenu)

$$p_{ar} = 1.62 + (7.70 - 1.62) \times 2/3 = 1.62 + 4.08 = 8.60 \text{ kN/m}^2$$

$$M = p_{ar} z = 1.62 \times 1.50 \times 0.5 + 8.60 \times 1.50 / 3 = 1.22 + 4.30 = 5.52 \text{ kNm} = 552 \text{ kNcm}$$

wysokość użyteczne przekroju (otulina $c = 5.00 \text{ cm}$, pręty zbrojenia $\Phi 10 \text{ mm}$,

przyjęta odchyłka otuliny $\Delta c = 1.00 \text{ cm}$)

$$d = h - c - 0.5\Phi - \Delta c = (24.00 - 5.00 - 0.5 \times 1.00) = 17.50 \text{ cm}$$

szerokość przekroju $b = 100 \text{ cm}$

$$\text{współczynnik dla zbrojenia } \mu = M_{sd} / b d^2 f_{cd} = 552 / (100 \times 17.50^2 \times 1.33) = 552 / 40731 = 0.014$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \xi = 0.980$$

$$A_s = M_{sd} / \xi f_{yd} = 552 / (0.980 \times 17.50 \times 35) = 552 / 600.25 = 0.92 \text{ cm}^2$$

przyjęto pręty $\Phi 10 \text{ mm}$ co 20 cm , o przekroju

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2 > 0.92 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze ściany: przyjęto $\Phi 8 \text{ mm}$, co 30 cm

Dolna i górna część ściany wyposażona w poziome wieńce żelbetowe o przekroju $24/24 \text{ cm}$ zbrojone podłużnie prętami żebrowanymi $4\Phi 10 \text{ mm}$, poprzecznie strzemionami $\Phi 6 \text{ mm}$, rozstawionymi co 15 cm . Pionowe naroża ścian boksu wyposażone w ukryte w ścianach słupki żelbetowe o przekroju $24/24 \text{ cm}$. Zbrojenie podłużne słupków prętami żebrowanymi $4\Phi 10 \text{ mm}$, poprzecznie strzemionami $\Phi 6 \text{ mm}$, rozstawionymi co 15 cm .

7.7. obudowa dachu budynku wiaty i boksu

Z blachy trapezowej **TR 35x207** mm grubości 0.60 mm , z filcową wkładką antykondensacyjną. Mocowanie blachy do płatwi dachowych za pomocą łączników systemowych oferowanych przez producenta blachy i zgodnie z instrukcją montażu (mocowanie do stalowych walcowanych ceowników zwykłych). Można stosować blachy oferowane przez różnych producentów pod warunkiem, że nie przekroczą one stanu granicznego nośności przy obciążeniu obliczeniowym $1.14 \times 1.50 = 1.71 \text{ kN/m}^2$ oraz stanu

granicznego użytkowności (ugięcie) przy obciążeniu charakterystycznym 1.14 kN/m². Zgodnie z tabelą obciążeń publikowaną przez producentów blachy trapezowej, dopuszczalne obciążenie przyjętej blachy trapezowej (układ 3-przęsłowy), dla strony pozytyw, przy rozstawie podpór ok. 1.50 m wynosi:

2.75 kN/m² z uwagi na nośność
2.32 kN/m² z uwagi na ugięcie L/300
obciążenie z projektu wynosi: 1.71 kN/m² obliczeniowe (nośność)
1.14 kN/m² charakterystyczne (ugięcie)

Przyjęta blacha trapezowa spełnia obydwa warunki stanów granicznych.

7.8. posadzka z kostki brukowej wiaty

Po zdjęciu humusu około 35 cm poniżej projektowanego poziomu posadzki wykonać warstwę odsączającą z zagęszczonego piasku średniego grubości 10 cm. Wymagany wskaźnik zagęszczenia gruntu I_D min 0.95. Równość podbudowy plus minus 1.00 cm. Na warstwie odsączającej wykonać podkład z betonu klasy B-15 grubości 15 cm. Na podkładzie ułożyć warstwę piasku grubości 2-3 cm, a na niej kostkę brukową grubości 8 cm. Zawibrować powierzchnię zagęszczarką z wkładką elastomerową.

7.9. posadzka betonowa boksu

Po zdjęciu humusu 32 cm poniżej projektowanego poziomu posadzki wykonać nasyp kontrolowany z piasku średniego, zagęszczonego grubości 10 cm. Wymagany wskaźnik zagęszczenia gruntu I_D min 0.95. Równość podbudowy plus minus 1.00 cm. Następnie ułożyć następujące warstwy:

1. chudy beton podkładowy klasy B-7.5 grubości 8 cm
 2. rozłożyć folię PE grubości 0.2 mm z zakładem i wywinieciem na podwalinę
 3. wykonać dylatację obwodową z pianki poliuretanowej grubości 5 mm
 4. ułożyć warstwę betonu B-25 grubości 15 cm zbrojonego zbrojeniem rozproszonym z włókien polipropylenowych w ilości około 600g/m³, mechanicznie zawibrować
 5. utwardzić powierzchniowo posadzkę materiałem trudno ściernym i dokładnie zatrzeć wirującymi zacieraczkami mechanicznymi
 6. naciąć szczeliny dylatacyjne w polach 5.00/4.00 m
 7. wypełnić dylatacje masą plastyczną (min 4 tyg. po wykonaniu posadzki)
- alternatywa zbrojenia warstwy betonu B-25 grubości 15 cm: zbrojenie włóknami stalowymi lub siatką posadzkową.

8. uwagi ogólne

8.1. zabezpieczenie antykorozyjne

Cała konstrukcja stalowa wraz ze stalowymi elementami uzupełniającymi i łącznikami wymaga odpowiedniego zabezpieczenia antykorozyjnego.

Po odpowiednim oczyszczeniu powierzchni do drugiego stopnia czystości należy wybrać jedną z metod zabezpieczenia:

- malowanie jednym z gotowych zestawów farb antykorozyjnych
- malowanie proszkowe w profesjonalnym zakładzie usługowym
- galwaniczne cynkowanie elementów

Wybór metody pozostawiono do uzgodnienia z inwestorem i określenia na etapie wykonywania projektu architektoniczno-budowlanego.

Przykładowy projekt zabezpieczenia elementów konstrukcyjnych farbami antykorozyjnymi:

1. stopień przygotowania powierzchni wg PN-EN ISO 8501-1:2008, St 2 na oglądanej bez powiększenia powierzchni nie może być oleju, smaru, pyłu, słabo przylegającej zardzy, rdzy, powłoki malarskiej i obcych zanieczyszczeń
przygotowanie powierzchni z użyciem narzędzi ręcznych i z napędem mechanicznym, czyli skrobanie, szczotkowanie, szlifowanie itp.
2. kategoria korozyjności PN-EN ISO 12944-5:2009, przyjęto C2 umiarkowana na zewnątrz: atmosfera w małym stopniu zanieczyszczona, o suchym klimacie, występująca głównie w środowisku wiejskim
wewnątrz: budynek nie ogrzewany, w którym może mieć miejsce kondensacja
3. rodzaj farby: przyjęto farby poliwinylowe, powłoka PVC, następujące właściwości: silna przyczepność, średnia odporność na promienie UV, średnia odporność na czynniki chemiczne, odporność na temperaturę < 70°C
4. system malarski na stal wg PN-EN ISO 12944-5:2009
dla korozyjności C2 i oczekiwanej trwałości D (długa, powyżej 15 lat), przyjęto system nr A2.03 o następujących numerach warstw: grunt AK, kolejne warstwy AK, AY, PVC, grubość powłoki malarskiej 160 μm

8.2. ochrona przeciwpożarowa

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 15 czerwca 2002 roku z (Dz.U nr 75, poz.690 z różniejszymi zmianami, w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, budynek należy zaliczyć do kategorii bezpieczeństwa pożarowego PM (budynek magazynowy).

Dla tej kategorii, dla maksymalnej gęstości obciążenia ogniowego budynku $Q \leq 500 \text{ MJ/m}^2$, wymagana jest klasa „E” odporności pożarowej budynku (budynek o jednej kondygnacji nadziemnej). Klasy odporności ogniowej poszczególnych elementów są następujące:

- | | | | | |
|----|--------------------------|-----|---|---------------------------------|
| 1. | główna konstrukcja nośna | NRO | R | nośność ogniowa w minutach |
| 2. | konstrukcja dachu | NRO | E | szczelność ogniowa w minutach |
| 3. | ściany zewnętrzne | NRO | I | izolacyjność ogniowa w minutach |
| 4. | pokrycie dachu | NRO | | |

Materiały zaprojektowane na ściany zewnętrzne oraz pokrycie dachu (płyta warstwowa) są materiałami nie rozprzestrzeniającymi ognia (NRO) i zapewniają spełnienie wymogów ochrony pożarowej bez dodatkowych zabiegów.

Gęstość obciążenia ogniowego budynku zostanie ustalona na etapie wykonywania projektu architektoniczno-budowlanego wg PN-B-02852:2001 „Obliczanie gęstości obciążenia ogniowego oraz wyznaczanie względnego czasu trwania pożaru”.

8.3. wykonanie i montaż konstrukcji

Stalowe elementy konstrukcyjne budynku powinny być wykonane w profesjonalnym zakładzie produkcyjnym, wyposażonym w odpowiednie maszyny, narzędzia, sprzęt i oprzyrządowanie. Wykonany projekt konstrukcyjny może stanowić podstawę do wykonania poszczególnych elementów w zakładzie. W przypadku trudności w trasowaniu wykonawca ma prawo żądać wykonania rysunków roboczych (warsztatowych). Montaż konstrukcji polega na kolejnym ustawianiu, zabezpieczaniu i scalaniu (połączenia śrubowe) poszczególnych elementów na budowie, tworzących układy ramowe. Ustawione ramy zabezpieczyć tymczasowymi podporami uniemożliwiającymi odchylenie od pionu w kierunku podłużnym.

Po zmontowaniu układów ramowych montować płatwie dachowe i stężenia.

Roboty należy wykonać nie przekraczając dopuszczalnych odchylek montażu konstrukcji określonych w **PN-B-06200:2002**.

8.4. kontrola i nadzór

Wszystkie roboty budowlane zarówno w fazie wykonania konstrukcji jak i montażu na budowie należy prowadzić pod nadzorem osób posiadających odpowiednie przygotowanie zawodowe do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (uprawnienia budowlane) oraz aktualną przynależność do Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa. Materiały i wyroby budowlane użyte do budowy obiektu, muszą posiadać dokumenty potwierdzające ich dopuszczenie do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie (atesty, aprobaty techniczne, deklaracje zgodności).

8.5. instrukcja odśnieżania dachów

Ponieważ konstrukcję obliczono zakładając jej usytuowanie w III strefie obciążenia śniegiem, maksymalny ciężar pokrywy nie może przekraczać $120 \times 0.80 = 96 \text{ kg/m}^2$.

Według załącznika nr 2 do normy PN-80/B-02010 Az1:2006 odpowiada to następującym grubościom zalegającego śniegu:

- | | |
|---|------------------------------|
| - świeży śnieg | $0.96/1.00 = 0.96 \text{ m}$ |
| - osiadły (kilka godzin lub dni po opadach) | $0.96/2.00 = 0.48 \text{ m}$ |
| - stary (zalegający powyżej 10 dni) | $0.96/3.00 = 0.32 \text{ m}$ |
| - śnieg mokry | $0.96/4.00 = 0.24 \text{ m}$ |
| - zlodowaciały | $0.96/7.00 = 0.14 \text{ m}$ |
| - lód (z zamrożniętej wody) | $0.96/9.00 = 0.10 \text{ m}$ |

Gdy pokrywa śnieżna przekroczy te wartości należy ją usuwać. Odśnieżanie dachu powinno być wykonane w sposób wykluczający przymrowanie śniegu na dachu. Usuwanie sprzętem mechanicznym nie może się odbywać poprzez napieranie (podczas załadunku) na konstrukcję.

Budynek zaprojektowano na okres 50-cio letniego powrotu maksymalnego obciążenia śniegiem (zgodnie z zaleceniami określonymi w załączniku Az1:2006 do normy PN-80/B-02010). Teoretycznie można przyjąć że, jeśli grubość wyżej wyliczonej pokrywy śnieżnej nie jest przekroczona, to dach nie wymaga odśnieżania.

PIŚMIENNICTWO

- | | |
|---------------------------|---|
| 1. PN-82/B-02000 | Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości. |
| 2. PN-82/B-02001 | Obciążenia budowli. Obciążenia stałe. |
| 3. PN-80/B-02010 Az1:2006 | Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem. |
| 4. PN-77/B-02011 Az1:2009 | Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem. |

- | | |
|--------------------|--|
| 5. PN-82/B-02003 | Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe. |
| 6. PN-81/B-03020 | Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie. |
| 7. PN-90/B-03200 | Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. |
| 8. PN-B-03215:1998 | Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie. |
| 9. PN-B-03264:2002 | Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. |
-

Ostrów Mazowiecka, marzec 2018