

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

CZĘŚĆ OPSOWA			
lp	Temat		Strona
1	Spis zawartości opracowania		1
2	Opis techniczny		2 – 25
3	Plan BIOZ		26-27
CZĘŚĆ GRAFICZNA			
lp	nr rys.	temat rysunku	skala
1	PB-K-01	Rzut fundamentów	1:100
2	PB-K-02	Rzut przyziemia – rozmieszczenie elementów konstrukcyjnych	1:100
3	PB-K-03	Rzut dachu - rozmieszczenie elementów konstrukcyjnych	1:100
4	PB-K-04	Przekrój przez hale – rozmieszczenie elementów konstrukcyjnych	1:100
5	PB-K-05	Przekrój przez hale – widok w płaszczyźnie ściany ryglowej	1:100
6	PB-K-06	Ławy i stopy fundamentowe	1:20
7	PB-K-07	Ławy i stopy fundamentowe	1:20
8	PB-K-08	Część biurowo – socjalna: Słupy, trzpień, belki, podciąg	1:20
9	PB-K-09	Część techniczno – magazynowa: Słupy, trzpień, belki, podciąg	1:20
10	PB-K-10	Część techniczno – magazynowa: Słupy, trzpień, belki, podciąg, płyta stropowa	1:20 1:25

OPIS TECHNICZNY - KONSTRUKCJA

1. Podstawa opracowania

- Zlecenie:
- „OPROJEKT” Paweł Olejnicki 55-400 Oleśnica ul. Wisniowa 19 + Pracownia Architektoniczna Bolesława Purszke, Oleśnica ul. Wojska Polskiego 16a/5
- uzgodnienia materiałowe ze Zlecającym;
- projekt budowlany architektoniczny w branży architektury wykonany przez architekta Bolesława Purszke – stan na dzień: 14.08.2015 r.;
- techniczne badanie podłoża gruntowego dla przedmiotowej inwestycji dostarczone przez Zamawiającego .
- uzgodnienia międzybranżowe na etapie projektu budowlanego w branży architektury – stan na dzień: 14.08.2015 r.;

2. Zakres opracowania

Zakresem opracowania niniejszego projektu jest projekt budowlany w branży konstrukcji hali produkcyjno – magazynowej z częścią biurowo – socjalną oraz zbiornikami technicznymi i urządzeniami budowlanymi w Chełstówku.

Branża	- Konstrukcja
Stadium dokumentacji	- Projekt budowlany

Uwaga: Projekt budowlany w branży konstrukcji służy celom opiniodawczym i uzyskaniu pozwolenia na budowę. Jest podstawą do opracowania projektu wykonawczego i nie może być podstawą do wykonania obiektu.

3. Opis przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego

3.1. Charakterystyka budynku

Budynek biurowo – magazynowy z częścią biurowo – socjalną jest budynkiem jednokondygnacyjnym. Budynek biurowo socjalny osiach „1 – 2 / 1A – D1”. Budynek hali produkcyjno – magazynowej w osiach 1 – 17 / A – D. Budynki zaplecza technicznego i magazynowe w osiach 6a – 13a / D – E, 14a – 17a / D – F i 17a – 18 / 2A – B2.

Posadowienie bezpośrednie za pomocą ław i stóp fundamentowych.

Konstrukcja, w zależności od funkcji budynków, mieszana: żelbetowa monolityczna i prefabrykowana. W części konstrukcja murowana – ściany z Silki.

Stropy (stropodach) nad parterem dla części biurowo – socjalnej z prefabrykowanych strunobetonowych płyt stropowych typu „KS” 200-V5/R60 $L_t = 9450\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).

Stropy (stropodach) nad parterem dla części techniczno – magazynowej z prefabrykowanych strunobetonowych płyt stropowych typu:

- „KS” 150-V4/R60 $L_t = 6800\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).
- „KS” 200-V7/R60 $L_t = 10800\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).
- „KS” 265-V3/R60 $L_t = 12875\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).

- „KS” 320-V6/R60 $L_t = 14000\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu). Producent stropów typu KS – Konińska Wytwórnia Prefabrykatów „KON-BET Sp. z o. o. 62-510 Konin ul. Zakładowa 7b (lub równoważny produkt).
- Konstrukcję hali zaprojektowano jako trzynawową (17650, 18000, 17650mm) w rozstawie poprzecznym co 6000mm. Główne słupy żelbetowe 500x400mm (zaleca się prefabrykację), dźwigary dachowe strunobetonowe dwóch rodzajów w zależności od rozpiętości typu IV 1100x400 $L_t = 17650\text{mm}$ i IV 1100x400 $L_t = 18000\text{mm}$. Producent dźwigarów strunobetonowych PEKABEX Sp. z o. o. 60-462 poznań, ul. Szarych szeregów 27 (lub równoważny produkt).
- Słupy ścian ryglowych żelbetowe 400x400mm (zaleca się prefabrykację).

3.1.1. Układ konstrukcyjny obiektu budowlanego

Konstrukcję budynku stanowią elementy:

- W poziomie posadowienia stopy i ławy żelbetowe monolityczne posadowione na gruncie rodzimym. Ławy i stopy o wysokości 60 cm beton C25/30 (B30), zbrojone - stal RB500W (AIIIIN).
- Ściany fundamentowe murowane z bloczków SILKA M24 ($f_b=20\text{MPa}$, $F_m=10\text{MPa}$). Zamienne wykonać ściany betonowe z betonu C25/30 (B30) W6. Ściany fundamentowe zbroić siatkami $\varnothing 6\text{mm}/125\text{mm}$.
- Stropy (stropodach) nad parterem dla części techniczno – magazynowej z prefabrykowanych strunobetonowych płyt stropowych typu:
 - „KS” 150-V4/R60 $L_t = 6800\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).
 - „KS” 200-V7/R60 $L_t = 10800\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).
 - „KS” 265-V3/R60 $L_t = 12875\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).
 - „KS” 320-V6/R60 $L_t = 14000\text{mm}$ oraz płyt monolitycznych (uzupełnienie stropu).
- Główne słupy żelbetowe 500x400mm (zaleca się prefabrykację), dźwigary dachowe strunobetonowe dwóch rodzajów w zależności od rozpiętości typu IV 1100x400 $L_t = 17650\text{mm}$ i IV 1100x400 $L_t = 18000\text{mm}$.
- Słupy ścian ryglowych żelbetowe 400x400mm (zaleca się prefabrykację) z betonu C30/37 (B37), zbrojone - stal RB500W (AIIIIN).
- Elementy stalowe (stężenia, słupki drugorzędne) ze stali S235 (St3SX).
- Pozostałe elementy żelbetowe monolityczne z betonu C30/37 (B37), zbrojone - stal RB500W (AIIIIN).
- Miejsca łączenia ścian murowanych ze słupami żelbetowymi na pomocą szyn np. CEBOX lub połączone sięgaczami fi 6 co spoinę. Głębokość łącznika w murze 50cm. Ściany ocieplone zgodnie z wytycznymi branży architektury.
- Słupy o przekroju kwadratowym, prostokątnym, z betonu C30/37 (B37), zbrojone - stal RB500W (AIIIIN).
- Część ścian zewnętrzne kondygnacji nadziemnych traktowane jako wypełnienie szkieletu - warstwowe (licząc od wewnątrz) z cegły np. SILKA grubości 25cm. Ocieplenia zgodnie z wytycznymi zawartymi w branży architektury.
- Ściany działowe wewnętrzne – z płyt G-K na lekkim stelażu konstrukcji aluminiowej.

- Konstrukcja hali - dźwigary dachowe strunobetonowe dwóch rodzajów w zależności od rozpiętości typu IV 1100x400 $L_t = 17650\text{mm}$ i IV 1100x400 $L_t = 18000\text{mm}$.

3.1.2. Zastosowane schematy konstrukcyjne (statyczne)

W obliczeniach przyjęto przestrzenny schemat statyczny projektowanych obiektów.

3.2. Założenia przyjęte do obliczeń konstrukcji

- **PN-90/B-03000** Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.
- **PN-76/B-03001** Konstrukcje i podłoża budowli. Ogólne zasady obliczeń.
- **PN-82/B-02000** Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- **PN-82/B-02001** Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- **PN-82/B-02003** Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne.

Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

- **PN-80/B-02010/Az1** Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- **PN-77/B-02011** Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.
- **PN-88/B-02014** Obciążenia budowli. Obciążenie gruntem.

3.2.1. Stan graniczny nośności

Wszystkie elementy żelbetowe obliczono wg odpowiednich warunków normowych na siły wewnętrzne wywołane działaniem wyżej wymienionych obciążeń.

3.2.2. Stan graniczny użytkowania

Elementy żelbetowe obliczono na graniczną szerokość rozwarcia rys mniejszą od:

1. Płyta fundamentowa: dół płyty 0,3mm, góra płyty 0,3mm (w przypadku zastosowania folii PE, warstw wymiany gruntu i drenażu odwadniającego jak na rysunkach).
2. Pozostałe elementy żelbetowe: 0,3mm.

Wszystkie elementy konstrukcyjne obliczono na wartości granicznych ugięć wg:

- **PN-B-03264: 2002 Konstrukcje** betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowe.
- **PN-81/B-03020** Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowe.
- **PN-81/B-03020** Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowe.
- **PN-90/B-03200** Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- **PN-B-03215:1998** – Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie
- **PN-B-06200:2002** – Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.

3.2.3. Wymagania p.poż dla projektowanej konstrukcji:

Wszystkie elementy konstrukcyjne winny spełniać następujące wymagania (na podstawie wytycznych Zamawiającego):

3.2.3.1 Część Produkcyjna:

Obiekt kategorii PM i $Q=1385 \text{ MJ/m}^2$

Klasa odporności ogniowej dla budynku: C, budynek średniowysoki:

Poszczególne elementy konstrukcyjne obiektu w klasie:

- Główna konstrukcja nośna – R 60

- | | |
|----------------------------------|---------|
| - Konstrukcja dachu | - R 15 |
| - Konstrukcja ścian zewnętrznych | - EI 30 |
| - Konstrukcja ścian wewnętrznych | - EI 15 |
| - Przykrycie dachu | - RE 15 |

Wymagania dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych:

- Żelbetowa konstrukcja słupowo-ryglowa, słupy żelbetowe prefabrykowane z min. grubością otuliny betonowej 5,0 cm, dźwigary strunobetonowe prefabrykowane z min. grubością otuliny betonowej 5,0 cm,
- Konstrukcja dachu w klasie R 15 – dźwigary strunobetonowe prefabrykowane z min. grubością otuliny betonowej 5,0 cm,
- Ściany zewnętrzne w klasie EI 30 - ściany osłonowe wykonane z płyt warstwowych z wypełnieniem poliuretanowym, obiekt jednokondygnacyjny bez pasów międzykondygnacyjnych,
- Przykrycie dachu w klasie RE 15 - pokrycie hali z blachy trapezowej na dźwigarach strunobetonowych z warstwą izolacji cieplnej z wełny mineralnej gr. 15cm – powierzchnia projektowanych naświetli dachowych nie przekracza 20% powierzchni dachu (projektowana pow. świetlików 14,0%),
- Pomieszczenia techniczne dobudowane do hali w konstrukcji murowanej, ściany zewnętrzne warstwowe z bloczków z betonu komórkowego gr. 25cm z warstwą izolacji cieplnej ze styropianu gr. 12 cm. Stropodach z płyt żelbetowych prefabrykowanych gr. 20cm,
- Wszystkie zastosowane materiały są elementami nierozprzestrzeniającymi ognia (NRO)

3.2.3.2 Część Biurowo - socjalna:

Obiekt kategorii ZLIII

Klasa odporności ogniowej dla budynku: D, budynek niski

Poszczególne elementy konstrukcyjne obiektu w klasie:

- | | |
|----------------------------------|---------------|
| - Główna konstrukcja nośna | - R 30 |
| - Konstrukcja dachu | - bez wymagań |
| - Konstrukcja ścian zewnętrznych | - EI 30 |
| - Konstrukcja ścian wewnętrznych | - bez wymagań |
| - Przykrycie dachu | - bez wymagań |

Projektuje się oddzielenie pożarowe pomiędzy halą produkcyjną a budynkiem biurowo-socjalnym w klasie REI 120. Oddzielenie pożarowe stanowić będzie istniejąca ściana murowana o grubości 25cm wraz ze stropem konstrukcji żelbetowej części biurowo-socjalnej.

Szczegóły zostały określone w projekcie architektury.

1. Zabezpieczenie elementów konstrukcji stropu nad parterem przenikającymi przez projektowane oddzielenie pożarowe atestowanymi środkami do klasy EI 120,
 2. Projektowane drzwi w poziomie parteru pomiędzy halą a budynkiem biurowo-socjalnym na drzwi przeciwpożarowe w klasie EI 60,
 3. Obudowa i zabezpieczenie w klasie EI 120 przewodów wentylacyjnych przechodzących przez ścianę oddzielenia pożarowego.
- Pozostałe wymagania patrz opracowanie – „Zabezpieczenie przeciwpożarowe budynku”

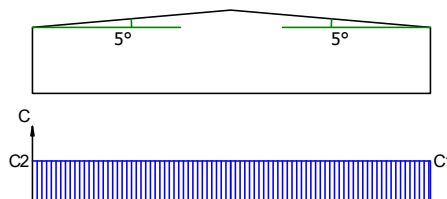
3.3. Obciążenia przyjęte w projekcie:

3.3.1 Obciążenia zmienne:

3.3.1.1. Śnieg - HALA PN-80/B-02010/Az1:2006

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy I ($H = 300 \text{ m n.p.m.}$).

Współczynnik kształtu $C = 0,80$ jak dla dachu dwuspadowego.



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_k = 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ kN/m}^2.$$

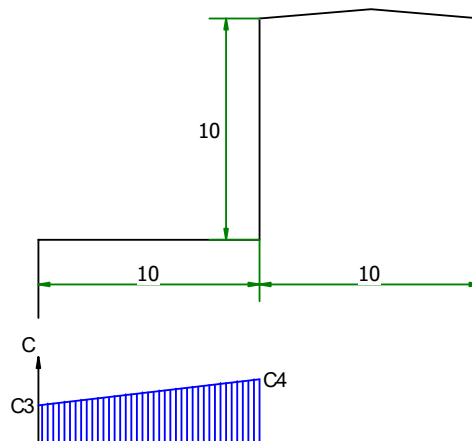
Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_o = 0,84 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.1.2. Śnieg - bud. SOCJALNY PN-80/B-02010/Az1:2006

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy I ($H = 300 \text{ m n.p.m.}$) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.

Współczynnik kształtu $C = 1,20$ jak dla dachów na różnych wysokościach (brak dachu z lewej strony, dach z prawej strony wg Poz. 0.1.1.).



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{k(C3)} = 1,2 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,20 = 1,01 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{o(C3)} = 1,52 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{k(C4)} = 1,2 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,00 = 1,68 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{o(C4)} = 2,52 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

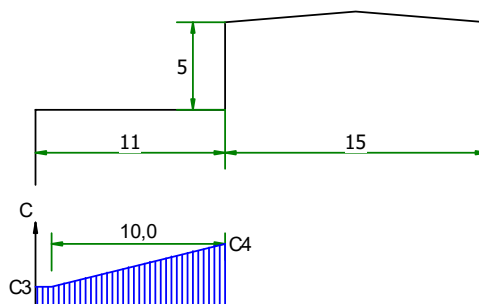
$$Q_{k(\text{średnie})} = 1,345 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o(\text{średnie})} = 2,02 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.1.3. Śnieg - bud. MAGAZYNOWY PN-80/B-02010/Az1:2006

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy I ($H = 300 \text{ m n.p.m}$) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.

Współczynnik kształtu $C = 0,80$ jak dla dachów na różnych wysokościach (brak dachu z lewej strony, dach z prawej strony wg Poz. 0.1.1.).



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{k(C3)} = 1,2 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,80 = 0,67 \text{ kN/m}^2.$$

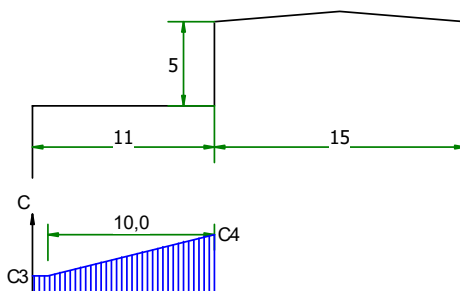
Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{o(C3)} = 1,01 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.1.4. Śnieg – bud MAGAZYNOWY _2 PN-80/B-02010/Az1:2006

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy I ($H = 300 \text{ m n.p.m}$) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.

Współczynnik kształtu $C = 2,50$ jak dla dachów na różnych wysokościach (brak dachu z lewej strony, dach z prawej strony wg Poz. 0.1.1.).



Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{k(C4)} = 1,2 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,50 = 2,10 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_{o(C4)} = 3,15 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

Wartości średnie:

$$Q_{k(\text{średnie})} = 1,39 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o(\text{średnie})} = 2,08 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2. Wiatr

3.3.2.1. Wiatr HALA Norma PN-77/B-02011/Az1:2009

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,35 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

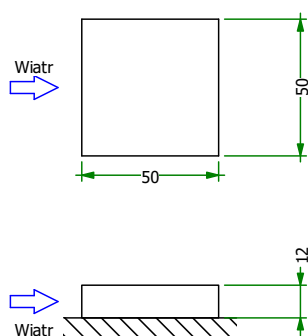


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C powierzchni zewnętrznej budynków i przegród równy jest $C = C_z - C_w = 0,70$, gdzie:

$C_z = 0,70$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot (0,70 - 0,00) \cdot 1,8 = 0,39 \text{ kN/m}^2.$$

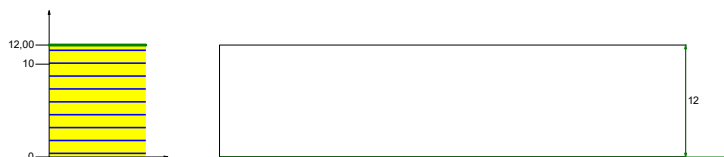
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = 0,59 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2.1.1. Wiatr_zawietrzna

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

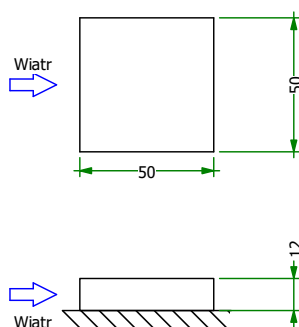


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20$ s).

Współczynnik aerodynamiczny C powierzchni zawietrznej budynków i przegród równy jest $C = C_z - C_w = -0,35$, gdzie:

$C_z = -0,35$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot (-0,35 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,16 \text{ kN/m}^2.$$

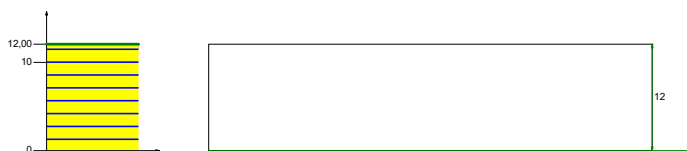
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,24 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2.1.2. Wiatr_boczna

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00$ m. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

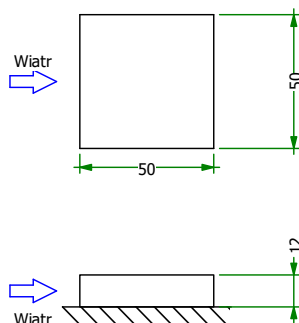


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20$ s).

Współczynnik aerodynamiczny C powierzchni bocznej budynków i przegród równy jest $C = C_z - C_w = -0,60$, gdzie:

$C_z = -0,60$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot (-0,60 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,34 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,50 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2.1.3. Wiatr_dach_wariant I_ ssanie

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

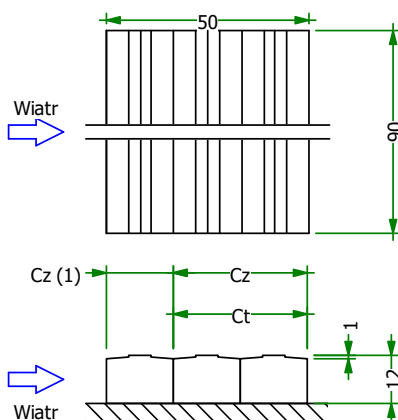


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C dla parcia wiatru na dach hali przemysłowej wg wariantu I (ze świetlikiem, $f/h = 0,091$) równy jest $C = C_z - C_w = -0,50$, gdzie:

$C_z = -0,50$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Strefa $C_z(1)$ - jak dla dachu ze świetlikiem

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot (-0,50 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,28 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,42 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2.1.4. Wiatr_dach_wariant I_styczne

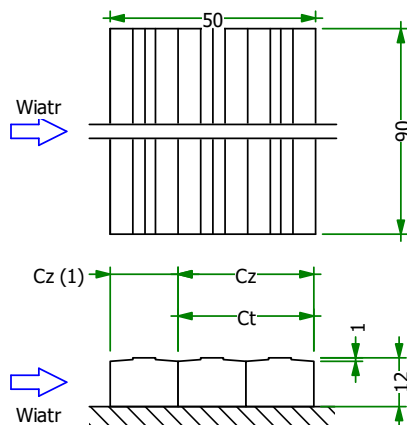
Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.



Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C dla obciążenia stycznego dachu hali przemysłowej wg wariantu I (ze świetlikiem, $f/h = 0,091$) równy jest $C = C_t = 0,04$, gdzie C_t jest współczynnikiem obciążenia stycznego.



Strefa Cz (1) - jak dla dachu ze świetlikiem

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot 0,04 \cdot 1,8 = 0,02 \text{ kN/m}^2.$$

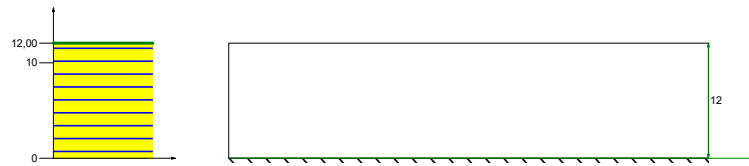
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = 0,03 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2.1.5. Wiatr_dach_wariant II_ssanie

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

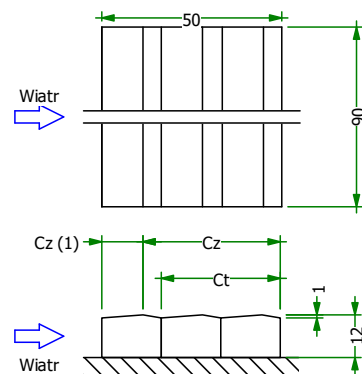


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20$ s).

Współczynnik aerodynamiczny C dla parcia wiatru na dach hali przemysłowej wg wariantu II ($\alpha = 5^\circ$) równy jest $C = C_z - C_w = -0,50$, gdzie:

$C_z = -0,50$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Strefa Cz (1) - jak dla dachu jednospadowego

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot (-0,50 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,28 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,42 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2.1.6. Wiatr_dach_wariant II_styczne

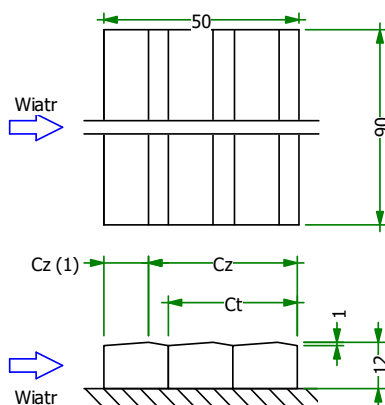
Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00$ m. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.



Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20$ s).

Współczynnik aerodynamiczny C dla obciążenia stycznego dachu hali przemysłowej wg wariantu II ($\alpha = 5^\circ$) równy jest $C = C_t = 0,02$, gdzie C_t jest współczynnikiem obciążenia stycznego.



Strefa Cz (1) - jak dla dachu jednospadowego

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot 0,02 \cdot 1,8 = 0,01 \text{ kN/m}^2.$$

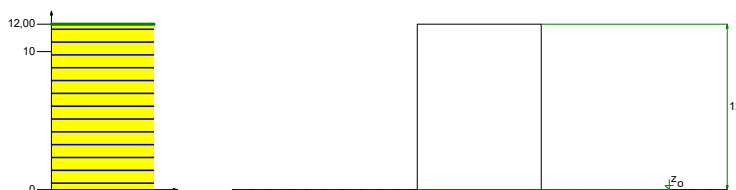
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = 0,02 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,5.$$

3.3.2.1.7. Wiatr_dach_strefa Cz1_odcinek a

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $= 12,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

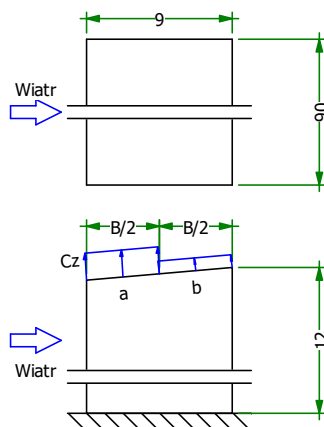


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C odcinka a połaci dachu jednospadowego ($\alpha = 5^\circ$) wg wariantu I i kierunku wiatru 1 równy jest $C = C_z - C_w = -0,90$, gdzie:

$C_z = -0,90$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot (-0,90 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,51 \text{ kN/m}^2.$$

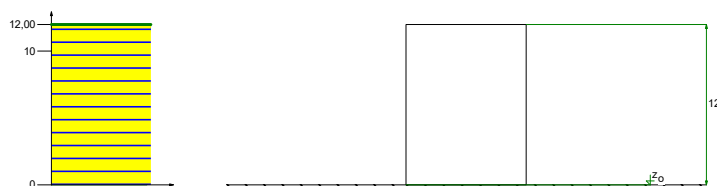
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,77 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.2.1.8. Wiatr_dach_strefa Cz1_odcinek b

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy I.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,04$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 12,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

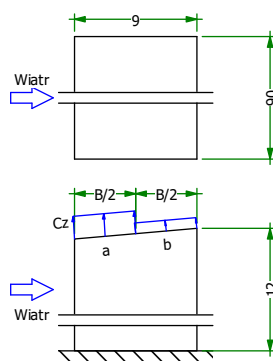


Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C odcinka b połaci dachu jednospadowego ($\alpha = 5^\circ$) wg wariantu I i kierunku wiatru 1 równy jest $C = C_z - C_w = -0,45$, gdzie:

$C_z = -0,45$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,04 \cdot (-0,45 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,25 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,38 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.3.1.4 Obciążenie użytkowe wg PN-82/B-02003

Dla wyliczenia posadzek:

Pomieszczenia magazynowe (płyta):

$$q_k = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_k = 1,20$$

Pomieszczenia biurowe:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_k = 1,30$$

Przestrzenie komunikacyjne- korytarze:

$$q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_k = 1,30$$

Obciążenia zastępcze od ścianek działowych:

$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_k = 1,30$$

Uwaga: Przed wykonaniem posadzek przyjęte obciążenia uzgodnić z Inwestorem.

3.3.2. Obciążenia stałe:

3.3.2.1 Dach pokrycie – HALA:

wg SWISSPOR – DACH - HALA:

Układ 2 przeszłowy TR 153x0.75

$$q_k = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_k = 1,10$$

Przyjęto blachy dachowe typ BALEXMETAL, Przyjęto układ bezpłatwiowy.

– Paroizolacja – folia PE lub papy asfaltowe firmy SWISSPOR	$q_k = 0,011 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
– Termoizolacja – skalna wełna mineralna o gęstości 140 kg/m ³ gr. ≥ 6 cm			
– REI15, gr. ≥ 8 cm przyjęto 15cm (150kg/m ³)	$q_k = 0,22 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
– Hydroizolacja – papa asfaltowa do pokryć jedno- lub dwuwarstwowych firmy SWISSPOR, przyjęto 2 warstwy	$q_k = 0,11 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
- Obciążenie dodatkowe (technologiczne)	$q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
Razem	$q_k = 0,71 \text{ kN/m}^2$		$q_p = 0,92 \text{ kN/m}^2$

Zestawienie obciążeń na dźwigar w rozstawie co 6,00m:

Na dźwigar obciążenie stałe:	$q_k = 4,26 \text{ kN/mb}$	$\gamma_k = 1,30$	$= 5,53 \text{ kN/mb}$
Na dźwigar obciążenie zmienne:	$q_k = 3,36 \text{ kN/mb}$	$\gamma_k = 1,50$	$= 5,04 \text{ kN/mb}$
Razem:	$q_k = 7,62 \text{ kN/mb}$	$\gamma_k = 1,30$	$= 10,57 \text{ kN/mb}$

Zestawienie obciążeń dla schematu blachy dwuprzęsłowej

$q_k = 9,52 \text{ kN/mb}$	$\gamma_k = 1,30$	$= 14,28 \text{ kN/mb}$
--	-------------------------------------	---

3.3.2.1.1. Dach pokrycie – Budyki: biurowy, magazynowe:

wg SWISSPOR

– Paroizolacja – folia PE lub papy asfaltowe firmy SWISSPOR	$q_k = 0,011 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
– Termoizolacja – skalna wełna mineralna o gęstości 140 kg/m ³ gr. ≥ 6 cm			
– REI15, gr. ≥ 8 cm przyjęto 15cm (150kg/m ³)	$q_k = 0,22 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
– Hydroizolacja – papa asfaltowa do pokryć jedno- lub dwuwarstwowych firmy SWISSPOR, przyjęto 2 warstwy	$q_k = 0,11 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
- Obciążenie dodatkowe (technologiczne)	$q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	
Razem	$q_k = 0,87 \text{ kN/m}^2$		$q_p = 1,13 \text{ kN/m}^2$

UWAGA: Firma opracowująca konstrukcję dachu powinna zweryfikować podane obciążenia w zależności od faktycznych – wydanych w projekcie architektury warstw i przedstawić do akceptacji w projekcie wykonawczym.

3.3.2.2 Płyty strunobetonowe - ciężar:

Płyta KS 150-V4/R60 $L_s=6,80\text{m}$:	$q_k = 2,29 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,10$
Płyta KS 200-V7/R60 $L_s=9,45\text{m}$:	$q_k = 2,63 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,10$
Płyta KS 200-V7/R60 $L_s=10,80\text{m}$:	$q_k = 2,63 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,10$
Płyta KS 265-V3/R60 $L_s=13,875\text{m}$:	$q_k = 3,49 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,10$
Płyta KS 320-V6/R60 $L_s=14,00\text{m}$:	$q_k = 4,39 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,10$

Dla eksploatacji płyt – stropu – klasy ekspozycji XC0, XC1

Wg katalogu producenta stropów typu KS – Konińska Wytwórnia Prefabrykatów „KON-BET Sp. z o. o. 62-510 Konin ul. Zakładowa 7b (lub równoważny produkt).

3.3.2.3 Dźwigary strunobetonowe - ciężar:

Dźwigar typ IV 1100/400 $L_s=17,650\text{m}$ ($4,32 \text{ kN/mb}$) $q_k = 76,25 \text{ kN}$ $\gamma_k = 1,10$ $q_k = 83,88 \text{ kN}$

Dźwigar typ IV 1100/400 $L_s=18,000\text{m}$ ($4,32 \text{ kN/mb}$) $q_k = 77,76 \text{ kN}$ $\gamma_k = 1,10$ $q_k = 85,54 \text{ kN}$

Wg katalogu belek producenta dźwigarów strunobetonowych PEKABEX Sp. z o. o. 60-462 Poznań, ul. Szarych szeregów 27.

3.3.2.4 Posadzki - wykończenie:

Posadzki w pomieszczeniach biurowych:	$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,30$	$p_k = 2,60 \text{ kN/m}^2$
Posadzka w części produkcyjno – magazynowej	$q_k = 50,00 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_k = 1,20$	$p_k = 60,00 \text{ kN/m}^2$

(obciążenia posadzek uzgodniono z inwestorem na etapie opracowania projektu budowlanego)
Szczegółowe obciążenie zostanie określone w projekcie wykonawczym – patrz projekt architektury.

3.4. Warunki gruntowo-wodne

W trakcie opracowania niniejszego projektu budowlanego posadowienia obiektu posiłkowano się opracowaniem:

„Opinia Geotechniczna w celu ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia projektowanej hali produkcyjno – magazynowej z częścią socjalno – biurowa” na działce nr 13/2 AM-31 w Chelstówku Gm. Twardogóra..

Na podstawie tego opracowania stwierdza się, że:

Występują korzystne warunki dla posadowienia projektowanego obiektu.

W podłożu, od głębokości 6,7 do 8,2m zalegają neogeńskie iły serii poznańskiej których miąższość w rejonie badań przekracza 50m. W części północno – zachodniej do głębokości 3,8 – 4,2m występują pyły i gliny pylaste. Na stropie pyłów i iłów, do głębokości 0,3 – 0,4m zalegają plejstoceny wodnolodowcowe różnoziarniste piaski: piaski drobne, piaski średnie i piaski pylaste. Miąższość tych osadów lokalnie przekracza 7m.

Strefę przypowierzchniową stanowi gleba o miąższości 0,3 – 0,4 m.

Wodę podziemną o zwierciadle swobodnym nawiercono w piaskach, zwierciadło ustabilizowane na głębokości 1,4 – 3,5m na rzędnej 195,95 – 108,55m n.p.m. (możliwe wahania $\pm 0,3 - 0,5$ m).

Wydzielono trzy warstwy geotechniczne:

Warstwa I: plejstoceny wodnolodowcowe piaski średnie, drobne i pylaste.

Warstwa II(C): czwartorzędowe plejstoceny zastoiskowe pyły zaliczone do grupy konsolidacji „C” – grunty spoiste nieskonsolidowane.

Warstwa III(D): neogeńskie jeziorno – morskie iły zaliczane do grupy konsolidacji „D”.

Charakterystyka wydzielonych warstw geotechnicznych:

Warstwa Ia: piaski drobne i piaski średnie w stanie średnio zagęszczonym o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,60$

Warstwa Ib: piaski pylaste i piaski średnie zapyłone w stanie średnio zagęszczonym o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,55$

Warstwa II(B): pyły i gliny pylaste. Grunty te na pograniczu stanu twardoplastycznego i plastycznego o stopniu plastyczności $I_L = 0,25$ o symbolu „C”

Warstwa III(D): iły występujące poniżej głębokości 6,7 – 8,2m. Grunt ten w stanie twardoplastycznym, stopień plastyczności $I_L = 0,05$ o symbolu „D”

Ze względu na deniwelacje terenu w obrębie projektowanych budynków (przekraczające 1,50m) teren przed przystąpieniem do prac powinien zostać wyrównany.

W poziomie posadowienia istniejącej hali dominują piaski drobne i piaski średnie w stanie średniozagęszczonym o dobrych parametrach geotechnicznych. Posadowienie przedmiotowej hali zostało wykonane, jako bezpośrednie za pomocą stóp i ław fundamentowych.

Przyjęte poziomy posadowienia $-1,45$ m (od poziomu $\pm 0,00 = 201,05$ m n.p.m.) dla słupów wewnętrznych i skrajnych sprawiają, że konstrukcja jest posadowiona w warstwie piasków drobnych i piasków średnich w stanie średniozagęszczonym o dobrych parametrach geotechnicznych. Warunki gruntowe są korzystne do bezpośredniego posadowienia budowli. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, budownictwa i gospodarki Morskiej (MTBiGM) z 25 kwietnia 2012r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U.2012, nr 126, poz. 463) - obiekt zaliczono do

drugiej kategorii geotechnicznej, przy panujących w podłożu prostych warunkach gruntowych (posadowienie powyżej poziomu wody gruntowej).

Obiekt zaliczono **do drugiej kategorii geotechnicznej, proste warunki gruntowo - wodne** - według cytowanego rozporządzenia.

Stwierdzono:

- warunki gruntowe: **proste warunki gruntowo-wodne**
- kategoria geotechniczna: **druga kategoria geotechniczna**

Przed przystąpieniem do wykonania prac ziemnych (wykopów) należy opracować:

1. Projekt wykonawczy wszystkich elementów konstrukcyjnych budynku;
3. Projekt odwodnienia i zabezpieczenia wykopów na czas budowy.
4. Docelowy projekt odwodnienia terenu pod budowę z uwzględnieniem odwodnienia za pomocą systemu drenarskiego uwzględniającego poziomy posadowienia;
5. Projekt branżowy instalacji kanalizacji sanitarnej, deszczowej z dachu i odwodnienia terenu przyległego uwzględniający specyfikę posadowienia budynku.

W trakcie wykonania wykopów - do ich odbioru wezwać w ramach nadzoru autorskiego autora opracowania i uprawnionego geologa. Zapewnić możliwość wykonania dodatkowych odwiertów, (jeżeli będą konieczne) w celu jednoznacznego stwierdzenia w terenie przyjętych założeń do projektowania ze stanem faktycznym.

UWAGA: Wykonawca na każdym etapie prac tj. wytyczenia obiektu w terenie, poziomu jego posadowienia, w trakcie wykonania robót ziemnych i fundamentowych winien bezwzględnie koordynować niniejszy projekt posadowienia z projektem branży architektury opracowanym przez arch.

B. Purszke. Dodatkowo winien posiłkować się opracowaniami branżowymi instalacji sanitarnych, elektrycznych, drogowych i opracowaniem odwodnienia terenu budowy i budynku.

Ewentualne naruszenie (w trakcie prac ziemnych) jednorodności gruntu rodzimego poniżej posadowienia uzupełnić betonem B10.

3.5. Posadowienie

Zaprojektowano posadowienie bezpośrednie za pomocą ław i stóp fundamentowych.

Poziom posadowienia podano w odniesieniu do poziomu $\pm 0,00$ architektonicznego.

Fundamenty wykonać zgodnie z opisem i rysunkami.

Ze względu na deniwelacje terenu w obrębie projektowanych budynków (przekraczające 1,50m) teren przed przystąpieniem do prac powinien zostać wyrównany. Wyrównanie terenu (nadsypanie w części rzutu fundamentów) wykonać przy użyciu gruntu zagęszczanego (piaski grube, pospółki) zagęszczonego warstwami co 0,30m do wskaźnika zagęszczenia $I_s > 0,97$ co odpowiada stopniowi zagęszczenia $I_D > 0,60$.

3.5.1. Ławy fundamentowe:

Ławy fundamentowe wykonać z betonu C25/30 (B30) W6, zbroić prętami Ø12mm ze stali RB500W (AIIIIN). Strzemiona dwu i czterocięte Ø6mm w rozstawie co 25cm.

Ławy dla szerokości 40 – 60cm zbroić strzemionami dwuciętymi, zbrojenie główne (podłużne) 2x2 Ø12mm.

Ławy dla szerokości 70 – 90cm zbroić strzemionami czterociętymi Ø6mm, zbrojenie główne (podłużne) 2x4 Ø12mm i Ø16mm.

Ławy dla szerokości 130cm zbroić strzemionami dwuciętymi Ø6mm/250mm, zbrojenie poprzeczne Ø12mm/250mm. Zbrojenie podłożne 3x Ø12mm (górze), 7xØ12mm (dół).

Otulina prętów dla ław fundamentowych: dół = 5,0cm; góra = 3,0cm.

W trakcie wykonania ław fundamentowych osadzić wytyki Ø16mm dla trzpieni żelbetowych.

Ściany fundamentowe z bloczków SILKA M24 ($f_b=20\text{MPa}$, $F_m=10\text{MPa}$). Zamiennie wykonać ściany betonowe z betonu C25/30 (B30) W6. Ściany fundamentowe zbroić siatkami Ø6mm/125mm.

3.5.2. Stopy fundamentowe:

Stopy prostokątne wykonać jako krzyżowo – zbrojoną z betonu C25/30 (B30) W6, zbrojone - stal RB500W (AIIIIN).

Otulina prętów dla fundamentów: dół = 5,0cm; góra = 3,0cm. Beton C25/30 (B30) W6.

Stopy fundamentowe zbroić siatką (dół) Ø16mm. W trakcie betonowania osadzić wytyki pod prefabrykowane słupy konstrukcji hali. Wytyki – dobór średnicy oraz gatunku stali zgodnie z wytycznymi projektu wykonawczego lub producenta (dostawcy) słupów prefabrykowanych.

3.5.3. W projekcie wykonawczym uwzględnić należy:

- sposób wykonania fundamentów (monolityczne czy prefabrykowane, technologię betonowania i inne niezbędne prace konieczne do ich prawidłowego wykonania).
- sposób montażu słupów prefabrykowanych i elementy wytyków dla poszczególnych słupów i stóp fundamentowych.

Wszystkie ławy i stopy posadzić na warstwie wyrównawczej z betonu B7,5 grubości 5 – 10cm. Ewentualne naruszenie jednorodności gruntu pod fundamentem uzupełnić betonem B7,5

Izolacja ław i stóp fundamentowych zgodnie z opisem branży architektury.

3.6. Betonowe elementy konstrukcyjne:

Budynek biurowo socjalny osiach „1 – 2 / 1A – D1”. Budynek hali produkcyjno – magazynowej w osiach 1 – 17 / A – D. Budynki zaplecza technicznego i magazynowe w osiach 6a – 13a/ D – E, 14a – 17a / D – F i 17a – 18 / 2A – B2.

Stopy (stropodach) nad parterem dla części biurowo – socjalnej z prefabrykowanych strunobetonowych płyt stropowych typu „KS” 200-V5/R60 $L_t = 9450\text{mm}$

Stopy (stropodach) nad parterem dla części techniczno – magazynowej z prefabrykowanych strunobetonowych płyt stropowych typu:

- „KS” 150-V4/R60 $L_t = 6800\text{mm}$ wg wytycznych obliczania i konstruowania stropów z płyt KS – STEELCO Wrocław

- „KS” 200-V7/R60 $L_t = 10800\text{mm}$ wg wytycznych obliczania i konstruowania stropów z płyt KS – STEELCO Wrocław
 - „KS” 265-V3/R60 $L_t = 12875\text{mm}$ wg wytycznych obliczania i konstruowania stropów z płyt KS – STEELCO Wrocław
 - „KS” 320-V6/R60 $L_t = 14000\text{mm}$ wg wytycznych obliczania i konstruowania stropów z płyt KS – STEELCO Wrocław
- Producent stropów typu KS – Konińska Wytwórnia Prefabrykatów „KON-BET Sp. z o. o. 62-510 Konin ul. Zakładowa 7b (lub równoważny produkt).

Uwaga: w trakcie opracowania projektu wykonawczego lub gdy Inwestor go nie zleci w trakcie prowadzenia budowy Kierownik budowy jest zobowiązany stosować się do wytycznych:

- a. Wytyczne obliczania i konstruowania stropów z płyt KS – Poradnik Projektanta (KON-BET Sp. z o. o. – stan na 2015r.);
 - b. Wytyczne montażu stropów z płyt KS – wytyczne producenta (KONBET Sp. z o. o.);
 - c. Wytyczne obliczania i konstruowania dźwigarów dachowych strunobetonowych – wytyczne producenta (PEKABEX Sp. z o. o.).
 - d. Wytyczne montażu dźwigarów dachowych strunobetonowych – wytyczne producenta (PEKABEX Sp. z o. o.).
 - e. Wytyczne obliczania i konstruowania słupów żelbetowych prefabrykowanych – wytyczne producenta (Zakład Prefabrykacji np. PEKABEX, KONBET).
 - f. Wytyczne montażu słupów żelbetowych prefabrykowanych – wytyczne producenta (Zakład Prefabrykacji np. PEKABEX, KONBET).
- Słupy żelbetowe monolityczne lub prefabrykowane z beton C30/37 (B37), zbrojone - stal RB500W (AIIIN). Zaleca się wykonanie słupów głównej konstrukcji hali jako słupy prefabrykowane (bez trzpieni) z betonu min. C35/45 zbrojone stalą RB500W.
 - Trzpień żelbetowy z beton C30/37 (B37), zbrojony - stal RB500W (AIIIN).
 - Pozostałe elementy żelbetowe monolityczne lub prefabrykowane takie jak belki i wieńce z betonu C30/37 (B37), zbrojone - stal RB500W (AIIIN). Zaleca się wykonanie belek ścian ryglowych jako belki prefabrykowane z betonu min. C35/45 zbrojone stalą RB500W.
 - Dźwigary dachowe strunobetonowe dwóch rodzajów w zależności od rozpiętości typu IV 1100x400 $L_t = 17650\text{mm}$ i IV 1100x400 $L_t = 18000\text{mm}$. Producent dźwigarów strunobetonowych PEKABEX Sp. z o. o. 60-462 Poznań, ul. Szarych szeregów 27 (lub równoważny produkt).
 - Miejsca łączenia ścian murowanych ze słupami żelbetowymi łączyć za pomocą szyn np. CEBOX lub połączone sięgaczami fi 6 co spoinę. Głębokość łącznika w murze 50cm. Ściany ocieplone zgodnie z wytycznymi branży architektury.

Uwaga: Wszystkie elementy żelbetowe wykonać po uprzednim wykonaniu projektu wykonawczego.

3.7. Stalowe elementy konstrukcyjne:

Stalowe elementy konstrukcyjne takie jak podkonstrukcja pod pasmo dachowych świetlików, stężenia w płaszczyźnie dachu oraz stężenia w płaszczyźnie słupów hali wykonać ze stali profilowej S235JR (St3SX). Do spawania konstrukcji użyć elektrod np. ER 146. Śruby w połączeniach M12 – M16 kl. 4.8.

Konstrukcję pod pasmo świetlików dachowych zaprojektowano jako belkę 2-przęsłową wykonaną z C180 (rozpiętość świetlików $L_t = 3500\text{mm}$ pod obciążenie:

- obciążenie śniegiem strefa I
- obciążenie na belkę od ciężaru świetlika $0,30\text{kN/m}$

3.8. Ścienne elementy z bloczków SILKA:

Elementy ścienne wstępnie zaprojektowano z bloczków SILKA:

- Ściany fundamentowe z bloków SILKA M24 ($f_b=20\text{MPa}$, $F_m=10\text{MPa}$)
- Ściany przyziemia z bloków SILKA 3NFD ($f_b=15\text{MPa}$, $F_m=10\text{MPa}$).

Dodatkowo ściany wzmocniono trzpieniami żelbetowymi w rozstawie jak na rysunku. Dla ścian wyższych niż $4,20\text{m}$ zaprojektowano dodatkowy wieniec obwodowy W-T-3.

W trakcie wykonania trzpieni żelbetowych wbetonować szyny np. CEBOX celem prawidłowego łączenia ścian murowanych ze słupami żelbetowymi.

3.9. Wytyczne dotyczące montażu i wbudowania prefabrykowanych strunobetonowych płyt stropowych KS

Płyty jednoprzęsłowe przegubowo oparte na belkach podłużnych (wieńce i podciągi). Aby zapewnić przegubowe oparcie płyt należy zastosować rozwiązanie ograniczenie utwierdzenia płyt KS w ścianach. Utwierdzenie płyt KS na podporach należy całkowicie wyeliminować, stosując w węźle podporowym rozwiązania konstrukcyjne, które zredukują nacisk ściany wyższej kondygnacji na końce płyt KS. Nacisk ściany na końce płyt KS można wyeliminować umieszczając na górnych powierzchniach prefabrykatów przekładki z materiału elastycznego, oddzielające płyty stropowe od ściany górnej kondygnacji. W takich warunkach, nacisk ze ściany górnej kondygnacji jest przekazywany na ścianę dolną tylko za pośrednictwem żelbetowego wieńca, a końce płyt są niemal całkowicie uwolnione od większości niekorzystnych wpływów.

Przekładki zrywające kontakt płyt ze ścianą górną mogą być wykonane z pianki poliuretanowej, z polistyrenu lub z innego materiału o dużej podatności. Ich grubość nie powinna być mniejsza niż 10 mm , lecz nie większą niż 20 mm . Przekładki muszą pokrywać górne powierzchnie płyt KS na całej głębokości, na jaką płyty są wpuszczone w ściany. Stosując przekładki izolujące płyty od ściany górnej, należy także zapewnić elastyczne oparcie płyt na ścianie dolnej kondygnacji. Płyty powinny być opierane na ścianie nośnej za pośrednictwem taśm neoprenowych bitrapezowych.

Ponadto, beton wypełniający wieniec nie powinien penetrować kanałów płyt.

Pręty zespalaające strop z konstrukcją budynku powinny być umieszczone poniżej środka wysokości płyt. Nie należy jednak ograniczać ich nośności. Dlatego średnica prętów oraz gatunek stali zbrojeniowej, muszą być bezwzględnie zachowane.

W stykach podłużnych należy przewidzieć odpowiednie zbrojenie zespalaające oraz zadbać o dokładne wypełnienie przestrzeni między płytami betonem na budowie. Jeżeli nie przewiduje się wykańczania dolnych powierzchni płyt (sufitu), styk należy od dołu zamaskować listwą (metalową, drewnianą lub z tworzywa sztucznego), albo uszczelnić materiałem trwale plastycznym (kit, masa silikonowa itp.).

Płyty KS wymagają połączenia także wzdłuż bocznych, niepodporowych krawędzi z przylegającym do nich elementem konstrukcji nośnej budynku. Przykład rozwiązania

konstrukcyjnego takiego połączenia (zamka), które należy preferować w stropach z płyt KS, przedstawiono w załączniku Z2 – instrukcji stropu.

Połączenie na bocznej krawędzi płyty jest niezbędne wówczas, gdy rozpiętość stropu przekracza 6,0m. Przy większych rozpiętościach, zamki należy stosować w rozstawie nie większym niż 4,8 m.

Transport bliski

Strunobetonowe płyty kanałowe KS mogą być podnoszone w każdym etapie transportu bliskiego, tj. podczas załadunku i rozładunku na środki transportu, a także podczas przenoszenia na miejsce wbudowania, za pomocą dwóch, zakleszczających się o boki płyty, uchwytów zaciskowych, stanowiących element standardowego wyposażenia transportowego strunobetonowych płyt kanałowych.

Do podnoszenia zwężonych pasm płyt, tj. płyt o szerokości mniejszej niż 120 cm należy używać zawiesi pętlowych z lin lub taśm. Uchwyty zaciskowe lub pętle muszą być zaczepione (podwieszone) do poziomej belki (trawersy) tak, by wyeliminować poziome oddziaływanie zawiesia na uchwyty. Niedopuszczalne jest podnoszenie płyt KS na uchwytach lub pętlach zamocowanych bezpośrednio do lin podczepionych ukośnie w stosunku do powierzchni prefabrykatu.

Uchwyty (pętle) powinny być rozstawione symetrycznie względem środka podnoszonej płyty, aby podczas podnoszenia płyta znajdowała się w pozycji poziomej. W płytach o długości mniejszej niż 13,0 m, w których nie wykonano żadnych wycięć przypodporowych, maksymalna odległość punktu zaczepienia zacisku lub pętli do trawersy, mierzona od końca prefabrykatu (wzdłuż płyty), nie może być większa niż 50 cm. W płytach, w których wykonano wycięcie przypodporowe (boczne lub środkowe) uchwyt należy zamocować do płyty tuż za końcem wycięcia (nigdy na długości przypodporowego wycięcia środkowego), tak by długość wspornika płyty, przewieszonego poza uchwyt nie była większa niż długość tego wycięcia. Jeżeli długość płyty przekracza 13,0 m, od podanych wyżej zasad należy odstąpić, co ma związek z ograniczeniami sprzętowymi. Ze względu na ograniczoną długość trawersy, maksymalny rozstaw uchwytów zaciskowych w standardowym sprzęcie transportowym nie może być większy niż 12,0 m. W związku z tym, podczas podnoszenia płyt dłuższych niż 13,0 m uchwyty zaciskowe trzeba umieścić w maksymalnym możliwym rozstawie, symetrycznie względem środka płyty, pozwalając by wsporniki podnoszonej płyty, przewieszone poza punkty zaczepienia, były dłuższe niż 50 cm; w skrajnym przypadku mogą mieć 150 cm. Ich zabezpieczenie przed złamaniem pod wpływem ciężaru własnego zapewnia górne zbrojenie sprężające, zaprojektowane specjalnie w tym celu płytach KS320 o długościach powyżej 13,0 m. W każdym przypadku, wszystkie elementy zespołu transportowego, tj. Żuraw, liny, trawersa, uchwyty zaciskowe lub pętle, muszą posiadać nośność odpowiednia do ciężaru podnoszonego prefabrykatu.

Transport daleki

Na długich dystansach, płyty KS mogą być przewożone transportem drogowym lub kolejowym. Do transportu może być używany tabor, którego skrzynia ładunkowa lub platforma ma długość nie krótsza niż długość przewożonych elementów. Na czas transportu płyty KS należy układać w pozycji poziomej w stosach, przy czym wysokość stosów nie powinna być większa niż pięć płyt - w przypadku płyt KS150 i KS200, cztery płyty - w przypadku płyt KS265, oraz trzy płyty - dla płyt KS320. W przypadku

przewożenia dwóch stosów płyt obok siebie na jednej skrzyni (platformie), wskazane jest zwieńczenie obydwu stosów jedna lub dwiema płytami wiążącymi obydwa stosy (ułożonymi na środku). Prefabrykaty należy zabezpieczyć przed zsunieniem się na bok ze środka transportu podczas jazdy. W tym celu, skrzynie ładunkowe powinny posiadać odpowiednio wytrzymałe burty, a platformy - kłonicę.

Montaż płyt KS

W czasie montażu należy przestrzegać wszystkich wytycznych dotyczących transportu bliskiego. Dodatkowo, podczas przenoszenia płyt na miejsce wbudowania za pomocą uchwytów zaciskowych, stosować należy liny asekurujące prefabrykat przed nagłym wypadnięciem z uchwytu. Podczas układania płyt na podporach, szczególną uwagę należy zwrócić na równomierne oparcie prefabrykatów. Płyty muszą być podparte wzdłuż całej długości krawędzi podporowych (z pominięciem szerokości wycięć rzypodporowych) na odpowiednich podkładkach elastycznych lub warstwie zaprawy, w zależności od rozwiązania przyjętego w projekcie budynku. Pomiędzy powierzchniami wspornymi płyty i podpory nie powinny pozostać szczeliny. Jeżeli w styku ma być zastosowana zaprawa, to powinna mieć ona konsystencję plastyczną, a w celu uniknięcia raków należy ją rozłożyć równomiernie pacą grzebieniową. Zaprawą należy pokryć pasmo podpory na całej głębokości oparcia płyt, jaka przewidziano w projekcie budynku. Pod naciskiem prefabrykatu, nadmiar zaprawy powinien zostać wyciśnięty ze spoiny. Po ułożeniu płyt w miejscu przeznaczenia, lecz przed rozpoczęciem prac końcowych, dolne powierzchnie sąsiadujących płyt należy wyrównać w środku rozpiętości. Konieczność wyrównania powierzchni stropu wynika z niejednakowego wstępnego wypiętrzenia płyt pod działaniem siły sprężającej, zauważalnego także w przypadku jednakowego sprężenia sąsiadujących płyt (ten sam wariant zbrojenia). Jest to spowodowane dużą zmiennością cech odkształcalnościowych betonu, zwłaszcza cech reologicznych, na które wpływ wywierają czynniki pozostające poza kontrolą producenta płyt KS (temperatura i wilgotność powietrza, opady atmosferyczne). Wyrównanie powierzchni stropu można przeprowadzić za pomocą drewnianej belki (rygi), umieszczonej pod stropem, poprzecznie do rozpiętości płyt i podpartej na stalowych rozporach, wyposażonych w śruby rzymskie. Odpowiednio dokręcając śruby rozpór należy unieść płyty, które doznały mniejszego wygięcia wstępnego.

Prace końcowe związane z wykonaniem stropów

Po ułożeniu płyt na podporach i wyrównaniu powierzchni stropu można wykonać prace końcowe, w celu otrzymania pełnowartościowej konstrukcji stropu. Do prac końcowych zalicza się ułożenie zbrojenia wieńców wraz z prętami zespalałymi płyty z podporami, zabetonowanie styków między płytami i wieńców oraz wykonanie warstwy wyrównawczej na górnej powierzchni stropu. Zbrojenie wieńców oraz zbrojenie zespalające musi być wykonane zgodnie wyżej podanymi wytycznymi. Po ułożeniu zbrojenia należy skontrolować jego zgodność z przyjętym w dokumentacji projektowej budynku. Sprawdzić należy klasę i gatunek stali, średnicę prętów i ich rozmieszczenie. Przed rozpoczęciem betonowania, wszystkie powierzchnie płyt (także boczne i czołowe) oraz odsłonięte powierzchnie podpór należy obficie zwilżyć wodą, tak by podczas układania mieszanki betonowej powierzchnie te były mokre i nie chłonięły wody zarobowej z mieszanki betonowej. Styki podłużne między płytami (w tym również szczeliny kompensacyjne, por.

należy starannie wypełnić betonem zwykłym, klasy nie niższej niż B20 (C15/20). Beton powinien być wykonany z kruszyw mineralnych o uziarnieniu nie większym niż 8 mm, by mieszanina betonowa mogła swobodnie wypełnić całą przestrzeń styku. Szczelne wypełnienie styku betonem ma decydujące znaczenie dla zapewnienia właściwej współpracy płyt w stropie, zwłaszcza przy wyrównywaniu obciążeń nierównomiernych. Dlatego, prace te nabierają szczególnego znaczenia wówczas, gdy w obliczeniach statycznych stropu brano pod uwagę rozdział obciążeń lokalnych pomiędzy sąsiadującymi płytami. Aby dokładnie wypełnić szczeliny między płytami, beton układany w stykach należy zagęszczać mechanicznie, poprzez wibrowanie. Używać należy wibratora głębinowego, z odpowiednio wąską buławą wibrującą. Ponadto, aby nie osłabiać skuteczności połączenia, każdy styk musi zostać zabetonowany od razu na pełną grubość stropu, bez poziomych przerw roboczych. Podczas betonowania, szczególną uwagę należy zwracać na miejsca (odcinki styków), w których umieszczono pręty zbrojeniowe, do połączenia stropu z konstrukcją nośną budynku. Pręty zbrojeniowe muszą zostać dokładnie otulone betonem, także od strony dolnej. Niewłaściwe obetonowanie wpływa negatywnie na przyczepność tych prętów do betonu, co obniża ich skuteczność jako zbrojenia zespalającego, a ponadto wpływa negatywnie na ich ochronę przed korozją. Aby umożliwić właściwe obetonowanie, zalecane jest uniesienie pręta bezpośrednio przed zalaniem styku, częściowe wypełnienie styku betonem, wciśnięcie do niego pręta, a następnie uzupełnienie betonu w szczelinie i zawibrowanie całości. W sposób podobny do opisanego wyżej należy zabetonować wieńce oraz boczne zamki stropu, zwracając szczególną uwagę na właściwe obetonowanie zbrojenia, zwłaszcza w miejscach dużego zagęszczenia prętów zbrojeniowych. Klasa betonu wypełniającego wieńce nie powinna być niższa niż B20 (C15/20). Do wykonania warstwy wyrównującej strop należy stosować ten sam beton, którym wypełniane są styki między płytami. Średnia grubość warstwy betonu musi być zgodna z przyjętą w projekcie budynku. Beton powinien być rozścielony na płytach stropowych, zagęszczony poprzez wibrowanie i wyrównany tak, by warstwa wyrównująca tworzyła poziomą równą powierzchnię, przygotowaną do wykonania warstw wykończeniowych stropu lub stropodachu. Należy wziąć pod uwagę wstępne wygięcie płyt, spowodowane sprężeniem, i odpowiednio zróżnicować grubość tej warstwy na długości każdego przęsła stropu. Uzasadnione jest wykonywanie wszystkich opisanych wyżej robót betonowych łącznie, w jednym ciągu, aby styki, wieńce i warstwa wyrównująca strop tworzyły monolit. W miarę możliwości, wszystkie prace betonowe w obrębie całego stropu danej kondygnacji należy wykonać w jednym cyklu, unikając przerw roboczych. Jeżeli nie przewiduje się tynkowania, ani innego wykończenia stropu od dołu (np. sufitem podwieszonym), styk między płytami należy obrobić od dołu, na jeden ze sposobów wyżej przedstawionych.

Otworki w płytach KS

Wszelkie otworki w płytach KS należy lokalizować w takich miejscach, by ich os pionowa przechodziła przez os jednego z podłużnych kanałów płyty. Średnica otworów okrągłych oraz szerokość otworów podłużnych (mierzona w kierunku szerokości płyty) nie może być większa od maksymalnej dla płyt KS 320 – 140 mm, przy czym w zwężonych pasmach płyt należy je ograniczyć do połowy dopuszczalnej wartości. Otwory podłużne powinny mieć wyokrąglone zakończenia, których średnica powinna być równa szerokości otworu.

Długość otworów podłużnych, mierzona między środkami wyokrągłeń, nie powinna być większa niż pięć dopuszczalnych średnic.

Zezwala się na wykonywanie wielu otworów w jednym prefabrykacie podstawowym, przy czym żaden przekrój poprzeczny płyty nie powinien być osłabiony więcej niż jednym otworem. Ponadto, otworów nie należy wykonywać na tych odcinkach płyt, które zostały już osłabione wycięciem przypodporowym lub przęsłowym.

W ramach ustaleń z projektantem instalacji sanitarnych określić położenie oszczędnych otworów potrzebnych do przeprowadzenia instalacji. Otwory te wykonać w zakładzie prefabrykacji wraz ze stalowymi rurami osłonowymi.

Generalna uwaga dotycząca stropu nad parterem jaka powinna być uwzględniona w trakcie wykonania projektu wykonawczego i realizacji na budowie:

- „KS” 150-V4/R60 $L_t = 6800\text{mm}$
- „KS” 200-V5/R60 $L_t = 9450\text{mm}$
- „KS” 200-V7/R60 $L_t = 10800\text{mm}$
- „KS” 265-V3/R60 $L_t = 12875\text{mm}$
- „KS” 320-V6/R60 $L_t = 14000\text{mm}$

1. W trakcie projektowania – wykonanie projektu wykonawczego lub realizacji inwestycji) – należy bezwzględnie przestrzegać wytycznych określonych w instrukcji „Wytyczne obliczania i konstruowania stropów z płyt KS – STEELCO Wrocław;
2. Rozkład płyt stropowych, sposób montażu na wieńcach, podłużne styki między płytami, węzły boczne itp. uzgodnić z producentem płyt w trakcie opracowania projektu wykonawczego lub realizacji inwestycji.
3. W trakcie montażu, wykonania wieńców na ścianach i podciągach, wieńcy równoległych oraz w całym okresie użytkowania należy przestrzegać instrukcji technicznej oraz świadectwa dopuszczenia stropu KS320, KS265, KS200 i KS150.

3.10. Uwagi do całości dokumentacji branży konstrukcji

Opracowano na podstawie dokumentacji architektonicznej przekazanej przez arch. Bolesławę Purszke (wersja elektroniczna na dzień 08.2015r.).

Układ osi głównych i pomocniczych budynku, układ ścian konstrukcyjnych, gabaryt płyt stropowych, otwory technologiczne – wentylacja nawiewno – wywiewna, układ ścian działowych (określony w niniejszym projekcie) bezwzględnie wytyczać i odmierzać na budowie z projektu branży architektury opracowanego przez arch. Bolesławę Purszke. Projekt budowlany branży konstrukcji nie określa układu przestrzennego budynków, ich lokalizacji na działce oraz układu funkcjonalnego wewnątrz. Wszystkie te dane znajdują się w projekcie architektury i winny być podstawą do realizacji obiektu.

3.10.1. Wszystkie materiały konstrukcyjne (i wykończeniowe) winny posiadać świadectwa dopuszczenia do stosowania w budownictwie mieszkaniowym - właściwy atest i znak „CE”.

3.10.2. Wszystkie prace na obiekcie winny być wykonane przez grupy fachowe pod nadzorem osoby uprawnionej.

3.10.3. Niniejszy projekt rozpatrywać łącznie z opracowaniami branżowymi:

- PT architektury;
- PT instalacji sanitarnych;
- PT instalacji elektrycznych
- PT projektu dróg i placów,
- PT odwodnienia placu budowy

3.10.4. Wykonawca - Inwestor przed przystąpieniem do wykonania budynku winien bezwzględnie opracować projekt wykonawczy i projekt technologii wykonania (wznoszenia) poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Zaleca się wykonanie projektów wykonawczych wszystkich branż.

3.10.5. Projekt budowlany w branży konstrukcji służy celom opiniodawczym i uzyskaniu pozwolenia na budowę. Jest podstawą do opracowania projektu wykonawczego i nie może być podstawą do wykonania obiektu. W przypadku stwierdzenia niezgodności wykonania obiektu z założeniami bądź wytycznymi niniejszego projektu, całą odpowiedzialność ponosi wykonawca lub autor projektu wykonawczego.

3.10.6. W projekcie architektonicznym winny być określone wszystkie aspekty mające wpływ na konstrukcję tj. zagadnienia fizyki budowli m.in. mostki termiczne, mostki akustyczne, izolacyjność akustyczna i.t.p.

Opracował:
mgr inż. Krzysztof Sierakowski

4. Informacja dotycząca BLOZ

Nazwa: Budowa hali produkcyjno – magazynowej z częścią biurowo – socjalną oraz zbiornikami i urządzeniami budowlanymi w Chełstówku

Adres: Chełstówek 2a, 56-146 Twardogóra
Dz. Nr 13/2 AM-1, obręb Chełstówek, Gm. Twardogóra.

Inwestor: ILPEA Sp. z o. o.
53-015 Wrocław ul. Wiosenna 14/2

a. Zakres robót dla całego przedsięwzięcia oraz kolejność realizacji:

- organizacja placu budowy z uwzględnieniem organizacji stref bezpiecznego poruszania się użytkowników obiektu
- roboty budowlane
- prace porządkujące po zakończeniu robót budowlanych

b. Wykaz istniejących obiektów

Na terenie występuje element zagospodarowania mogący wywołać zagrożenie w trakcie realizacji inwestycji – istniejący budynek spichlerza (patrz wytyczne określone w p. 4.1). Działka powinna być ogrodzona, zabezpieczona przed dostępem osób z zewnątrz.

c. Instruktaż pracowników

Instruktaż pracowników winien być przeprowadzony według programów opracowanych dla poszczególnych grup stanowisk (zawodów) wg Rozporządzenia Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 28 maja 1996 roku „w sprawie szczegółowych zasad szkolenia w dziedzinie bezpieczeństwa i higieny pracy” (Dz.U. nr 62 , poz. 285) i obejmujący:

- szkolenie wstępne ogólne - „instruktażem ogólny”;
- szkolenie wstępne na stanowisku pracy - „instr. stanowiskowy”;
- szkolenie wstępne podstawowe - „szkoleniem podstawowe”;

Na robotniczych stanowiskach pracy, na których występują szczególnie duże zagrożenia dla zdrowia oraz zagrożenie wypadkowe, szkolenie podstawowe powinno być przeprowadzone przed rozpoczęciem pracy na tych stanowiskach. Wykaz takich stanowisk pracy określa pracodawca.

d. Zapobieganie niebezpieczeństwom

Roboty budowlane wykonywane w strefach szczególnego zagrożenia zdrowia lub w sąsiedztwie, należy prowadzić zgodnie z zasadami określonymi w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003r „w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych”.

Wykonawca przed przystąpieniem do wykonywania robót budowlanych jest zobowiązany opracować instrukcję bezpiecznego ich wykonywania i zaznajomić z nią pracowników w zakresie wykonywanych przez nich robót.

e. Środki techniczne i organizacyjne zapobiegające niebezpieczeństwom

Proponowane środki techniczne zapobiegające niebezpieczeństwom:

- strefy niebezpieczne odgradzać i oznakować;
- przejścia w strefie niebezpiecznej zabezpieczyć daszkami;
- składowanie materiałów wydzielić poza strefami niebezpiecznymi
- stosować środki ochrony indywidualnej pracowników.

f. Wnioski:

Sporządzenie planu BIOZ przez Kierownika budowy jest konieczne.

Opracował:
mgr inż. Krzysztof Sierakowski