EGZ. NR ..…

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **NAZWA ELEMENTU PROJEKTU BUDOWLANEGO** | **PROJEKT TECHNICZNY**  **branża konstrukcyjna** | | | | |
| **NAZWA ZAMIERZENIA**  **BUDOWLANEGO** | **Budowa gminnego żłobka w miejscowości Jedwabno**  **Adaptacja projektu** | | | | |
| **ADRES OBIEKTU**  **BUDOWLANEGO** | **Jedwabno, ul Warmińska** | | | | |
| **KATEGORIA OBIEKTU**  **BUDOWLANEGO** | **KATEGORIA IX – budynki szkolne i przedszkolne, żłobki** | | | | |
| **IDENTYFIKATOR DZIAŁEK EWIDENCYJNYCH** | **281703\_2.0005.49** | | | | |
| **INWESTOR** | **GMINA JEDWABNO**  **ul. Warmińska 2**  **12-122 Jedwabno** | | | | |
| **JEDNOSTKA PROJEKTOWA** | ARCHO | | pracownia | | |
| architektoniczna | | |
| mgr inż. arch. Agnieszka Oprzyńska | | | | |
| ul. Morenowa 3/64, 10-667 Bartąg  e-mail: archo-olsztyn@o2.pl  tel. 608 466 936, | | | | NIP 739 342 19 71  REGON 281137110 |
|  | | | | |
| **ZESPÓŁ PROJEKTOWY** | | | | | |
| **ZAKRES OPRACOWANIA** | **PEŁNIONA FUNKCJA** | **IMIĘ I NAZWISKO**  **SPECJALNOŚĆ I NUMER UPRAWNIEŃ** | | **DATA OPRACOWANIA**  **PODPIS** | |
| **CZĘŚĆ ELEKTRYCZNA** | **PROJEKTANT** | **mgr inż. Piotr Tomera**  *Uprawnienia w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń do projektowania i kierowania robotami budowlanymi*  **upr. bud. nr WAM/0002/PWOK/12** | | **X.2024r** | |

**SPIS ZAWARTOŚCI**

**PROJEKTU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI**

1. **Kopia decyzji o nadaniu uprawnień oraz zaświadczenia o przynależności do izby projektanta str. 3 do 4**
2. **Oświadczenie projektanta o sporządzeniu projektu zgodnie z obowiązującymi przepisami i wiedzą techniczną str. 5**
3. **Opis do projektu technicznego str. 6 do 12**
4. **Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe str. 13 do 31**
5. **Część rysunkowa – część elektryczna**

**Rys 1 - Rzut fundamentów str. 32**

**Rys 2 - Rzut montażowy stropu nad parterem str. 33**

**Rys 3 - Rzut więźby dachowej str. 34**

**Rys 4 - Przekroje fundamentów str. 35**

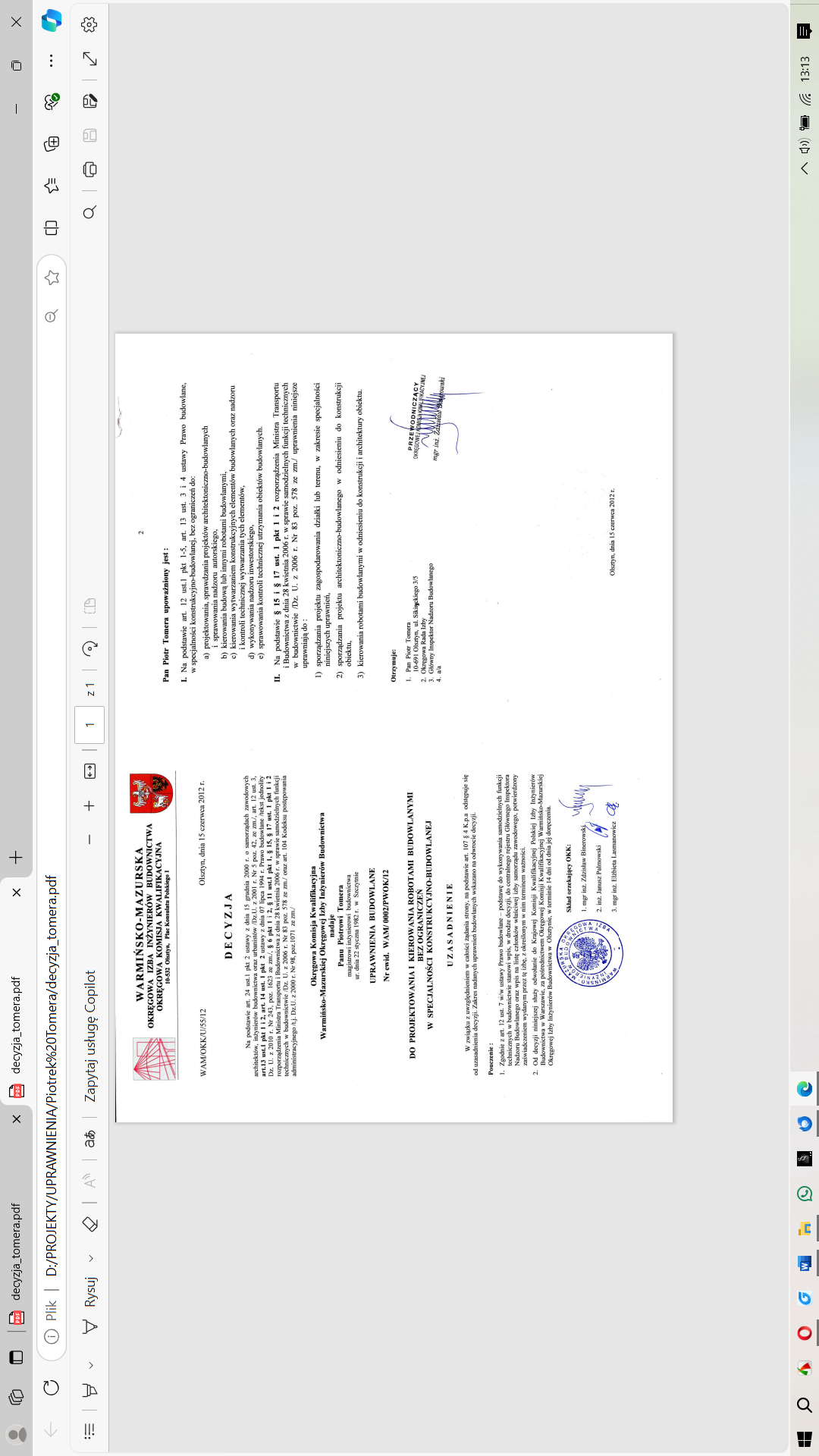
**Rys 5 - Przekroje fundamentów str. 36**

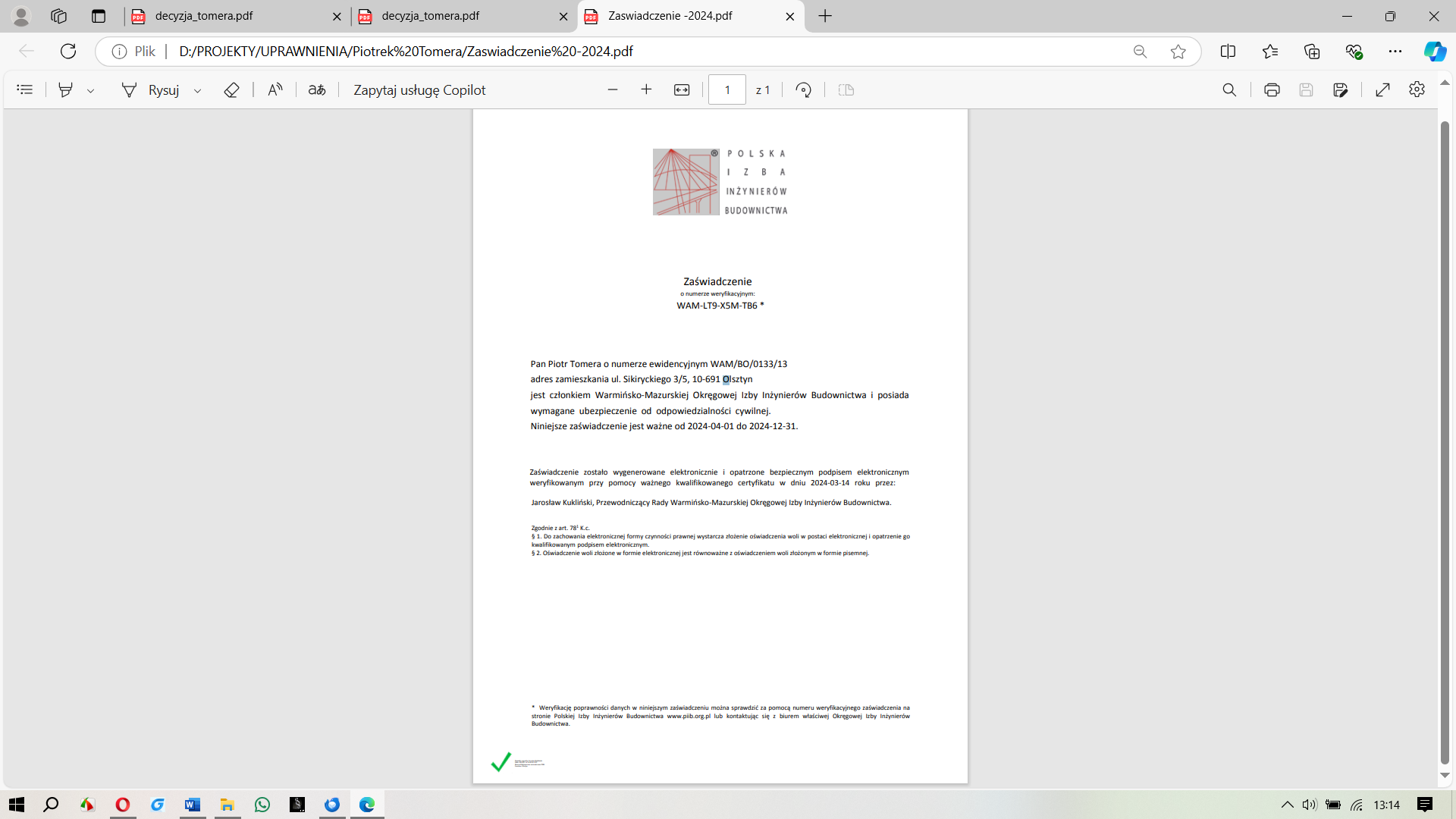
**Rys 6 - Zbrojenie stropu żelbetowego nad parterem str. 37**

**Rys 7 - Wieńce żelbetowe str. 38**

**Rys 8 - Nadproża i podciągi żelbetowe str. 39**

**Rys 9 - Rdzenie i słupy żelbetowe str. 40**

****



**II. OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA**

*PAŹDZIERNIK 2024r*

Na podstawie art. 20 Ustawy z dnia 7 lipca 1994r „Prawo budowlane” (Dz.U. z 2024 r., poz. 725 t.j., z późniejszymi zmianami) z późniejszymi zmianami, oświadczam, że niniejszy projekt został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej oraz został wzajemnie skoordynowany międzybranżowo oraz zapewnia zgodność projektu technicznego z projektem zagospodarowania terenu oraz projektem architektoniczno-budowlanym.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **ZESPÓŁ PROJEKTOWY** | | | |
| **ZAKRES OPRACOWANIA** | **PEŁNIONA FUNKCJA** | **IMIĘ I NAZWISKO**  **SPECJALNOŚĆ I NUMER UPRAWNIEŃ** | **DATA OPRACOWANIA**  **PODPIS** |
| **CZĘŚĆ ELEKTRYCZNA** | **PROJEKTANT** | **mgr inż. Piotr Tomera**  *Uprawnienia w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń do projektowania i kierowania robotami budowlanymi*  **upr. bud. nr WAM/0002/PWOK/12** | **X.2024r** |

**III. OPIS TECHNICZNY**

**1. Podstawa opracowania.**

1.1 Zlecenie Inwestora

1.2 Opinia geotechniczna dla potrzeb rozpoznania warunków gruntowo-wodnych na działce

nr 49, obr. 0005 Jedwabno opracowana przez Biuro Geologiczne Przemysław Szuba z

09.2024r.

1.3 Typowy projekt budowlany oraz techniczny branży konstrukcyjnej dla budynku

przedszkola LK-102 autorstwa KB-PROJEKT mgr inż. Janusz Rozmus

1.4 Eurokody

Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji (PN-EN 1990)  
 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje (PN-EN 1991)  
 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu (PN-EN 1992)  
 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych (PN-EN 1993)  
 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych (PN-EN 1995)  
 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych (PN-EN 1996)  
 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne (PN-EN 1997)

1.5 Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane (Dz.U. 2003 r. Nr 207

poz. 2016 wraz z późn.zm.)

1.6 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 w sprawie

warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich

usytuowanie (Dz.U. nr 75 z 2002 poz.690 wraz z późn.zm.)

**2. Przedmiot opracowania.**

Projekt techniczny branży konstrukcyjnej dotyczy konstrukcji projektowanego budynku gminnego żłobka w miejscowości Jedwabno przy ul. Warmińskiej na działce o identyfikatorze 281703\_2.0005.49 w województwie warmińsko-mazurskim.

**3. Konstrukcja obiektu budowlanego.**

Projektowana główna konstrukcja obiektu to rozwiązania tradycyjne z ścianami murowanymi, stropem nad parterem jako żelbetowym, monolitycznym, dachem czterospadowym o konstrukcji drewnianej oraz posadowieniem bezpośrednim na ławach i stopach fundamentowych.

**4. Zastosowane schematy statyczne, konstrukcyjne.**

Zastosowane schematy statyczne to układy statycznie wyznaczalne. Strop nad parterem, nadproża oraz podciągi stanowią wolnopodparte belki jedno lub wieloprzęsłowe. Ławy fundamentowe i wieńce żelbetowe jako ciągłe belki, z uciągleniem zbrojenia na skrzyżowaniach i załamaniach tych elementów. Fundamenty jako ławy i stopy na podłożu uwarstwionym.

**5. Założenia przyjęte do obliczeń konstrukcji.**

Do obliczeń statycznych przyjęto obciążenia zgodnie z eurokodami:

**\***PN – EN – 1990:2004/A1:2008 Eurokod-Podstawy projektowania konstrukcji

**\***PN – EN – 1991-1-1:2004/Ap1:2010 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję-część 1-1: Oddziaływania Ogólne- Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

**\***PN – EN – 1991-1-6:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję-część 1-6: Oddziaływania Ogólne- Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji.

**\***PN – EN – 1991-1-3:2005/AC:2009 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję- część 1-3: Oddziaływania Ogólne- Obciążenie śniegiem.

**\***PN – EN – 1991-1-4:2008/Ap2:2010 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję- część 1-4: Oddziaływania Ogólne- Oddziaływania wiatru.

**\***PN – EN – 1991-1-5:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję- część 1-5: Oddziaływania Ogólne- Oddziaływania termiczne.

**\***PN – EN – 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu- część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

**\***PN – EN – 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych- część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

**\***PN – EN – 1995-1-1:2010 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych- część 1-1: Postanowienia ogólne- Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.

**\***PN – EN – 1996-1-1:2010 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych- część 1-1: Reguły ogólne dla niezbrojonych i zbrojonych konstrukcji murowych.

**\***PN – EN – 1996-1-1:2010 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych- część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów.

**\***PN – EN – 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne- część1: Zasady ogólne.

**\***PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

**OBCIĄŻENIA ZMIENNE**

Jako obciążenia zmienne przyjęto następujące obciążenia :

-Obciążenie śniegiem: przyjęto jak dla III strefy śniegowej

-Obciążenie wiatrem: przyjęto jak dla II strefy wiatrowej

-Obciążenia zmienne:

\*obciążenie użytkowe dla stropu nad parterem

(strych bez dostępu z wyjątkiem zwykłych napraw i konserwacji) -0,50 kN/m2

**OBCIĄŻENIA STAŁE**

Obciążenia stałe wg. zestawień tabelarycznych w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych.

**6.0 Opis szczegółowy**

**6.1 Konstrukcja dachu.**

Zaprojektowano dach czterospadowy, o nachyleniu 15 stopni, o konstrukcji drewnianej, płatwiowo-kleszczowej. Elementy więźby dachowej z drewna sosnowego klasy C24. Na krokwiach deskowanie pełne gr. 22 mm, membrana dachowa , łaty 6/4 cm i kontrłaty 5/2,5 cm, pokrycie blachodachówką (rodzaj i typ wg. projektu architektonicznego). Wytyczne

wykonawcze połączeń oraz zamocowań elementów drewnianych więźby dachowej wg. uwag

zawartych na rysunku K3.

Pod oparciem drewna na betonie lub murze (murłaty, słupy, deskowanie ) wykonać przekładkę z 2 x folia budowlana 0,5 mm lub 2 x papa asfaltowa. Elementy drewniane zabezpieczyć przed wbudowaniem przeciwko korozji biologicznej i przeciwogniowo np. preparatem Fobos M – 4 lub innym o potwierdzonych atestem właściwościach.

**UWAGA!**

Odległość elementów drewnianych więźby dachowej od wewnętrznego lica przewodu dymowego lub spalinowego winna wynosić minimum 30cm, wartość ta może być zmniejszona do 15cm w przypadku zabezpieczenia elementów drewnianych tynkiem lub okładziną ognioodporną o gr 25mm ( w projekcie zastosowano okładziną z płyt GKF 2x12,5mm)

**6.2 Ściany konstrukcyjne kondygnacji nadziemnych.**

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne z bloczków betonu komórkowego odmiany 700 o grubości 24cm, wytrzymałości na ściskanie 6,0MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej z wyłączeniem ściany w osi B, którą zaprojektowano z uwagi na wymogi akustyczne z cegły wapienno piaskowej gr. 24cm, wytrzymałości na ściskanie 15MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej.

Ściany należy dodatkowo łączyć na strzępia z rdzeniami żelbetowymi. Pomiędzy ścianami fundamentowymi a bloczkami ścian nadziemnych zastosować izolację poziomą przeciwwilgociową.

**Uwaga ! Zakłada się klasę wykonania robót murowych w kat. A przy użyciu elementów murowych należących do I klasy oraz użyciu zapraw systemowych, przygotowanych w fabryce. Odstępstwo od tych założeń, wytycznych wymaga zgody autora projektu, w przypadku zmiany spowoduje przekroczenie nośności ścian.**

**6.3 Ściany konstrukcyjne fundamentowe.**

Ściany fundamentowe konstrukcyjne murowane z bloczków betonowych z betonu klasy C12/15, na zaprawie cementowej M10, grubości 24 cm. Pomiędzy ławą fundamentową a bloczkami betonowymi zastosować izolację poziomą przeciwwilgociową.

**6.4 Ściany wypełniające, działowe.**

Ściany działowe zaprojektowano z:

- gr. 11,5cm z bloczka z betonu komórkowego odmiany 600, wytrzymałości na ściskanie 4,0MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej,

- gr. 15cm z bloczka wapienno-piaskowego kl. 15MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej.

Ściany należy dodatkowo łączyć z konstrukcją nośną budynku tj. ścianami, słupami, rdzeniami za pomocą stalowych, ocynkowanych, prefabrykowanych łączników LS1 40x68x1,25mm, umieszczanych w każdej spoinie ścianki działowej, kotwić do konstrukcji na kotwy mechaniczne, rozporowe. Ściany działowe wykonać pozostawiając szczelinę 1cm do stropu żelbetowego, powstałą szczelinę wypełnić pianą poliuretanową (w razie potrzeby stosować pianę PPOŻ), na górze ścian działowych wieniec żelbetowy gr. ściany i wysokości 20cm, pręty podłużne kotwić w wieńcach obwodowych przez wklejenie.

Pod wszystkimi ściankami działowymi fundamenty betonowe o przekroju 30x30cm, z poziomem posadowienia spodu ławy minimum 50cm poniżej góry wykończonej posadzki.

**6.5 Wieńce żelbetowe.**

Wieńce żelbetowe zbrojone prętami podłużnymi #10/12 ze stali AIII-N (B500SP) i strzemionami #6 ze stali AIII-N (B500SP), klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia wg. przekroju na rysunku K7, beton C20/25.

Lokalizacja i przekroje wieńców:

- na ścianach fundamentowych- wieniec WF1-24x24cm, WF2-24x24cm

- na ścianach nadziemnych- wieniec W1-24x25cm, W2-24x20cm, W3-24x30cm

- wieńce stropowe wokół otworów i na krawędziach swobodnych WSx, WSy- 25x24cm

- jako zakończenie góry ścianki wózkowni W3-24x20cm

- na górze ścian działowych- wieniec Wdz1-12x20cm, Wdz2-15x20cm

Pręty zbrojenia podłużnego w wieńcach jako ciągłe o długości docelowej jak długość elementu –w przypadku potrzeby stosowania zakładów w jednym miejscu łączyć max. 50% zbrojenia podłużnego stosując zakład jak dla prętów rozciąganych tj. 100cm. Na załamaniach ścian stosować pręty kątowe o długości ramion 50fi każde, celem uciąglenia wieńca w narożnikach. Z wieńca W2 wypuścić nagwintowane kotwy #16 ( gwint M14) co max. 80cm ze stali A-IIIN (B500SP) dla zamocowania murłaty.

Pręty podłużne wieńca W1 stanowią jednocześnie zbrojenie nadproży N1-N6. Zabrania się uciągania prętów podłużnych wieńca W1 w świetle nadproży N1-N6. Rozstaw strzemion w świetle nadproży wg. przekrojów nadproży żelbetowych.

Ścianki działowe wykonać pozostawiając 10mm szczeliny, dylatacji do stropu żelbetowego, pozostałą szczelinę wypełnić pianą poliuretanową lub według potrzeby piana PPOŻ.

**6.6. Podciągi i nadproża żelbetowe.**

Podciągi i nadproża żelbetowe zbrojone prętami podłużnymi i poprzecznymi ze stali AIII-N

(B500SP), klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia 3cm, beton C20/25. Minimalne oparcie belek na murze 25cm, pierwsze strzemię zakładane 2cm od podpory.

**6.7 Słupy i rdzenie żelbetowe.**

Słupy i rdzenie żelbetowe zbrojone prętami podłużnymi i poprzecznymi ze stali AIII-N (B500SP), klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia 3,0cm, beton C20/25, W10.

Ściany murowane dochodzące do rdzenii, słupów łączyć z nimi przez zastosowanie strzępi w

wiązaniu murarskim.

**6.8 Strop żelbetowy.**

Zaprojektowano strop żelbetowy, monolityczny grubości 20cm z betonu C20/25, zbrojony

krzyżowo dołem i górą stalą AIII-N (B500SP),klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia 2,5cm.

Podczas wykonywania stropu osadzić wszystkie kotwy do rdzenii i słupów żelbetowych poddasza

**6.10 Konstrukcja wózkowni**

Zaprojektowano konstrukcję stalową ze stali S235J0 z profili kwadratowych z RK 140x4mm z dachem jednospadowym o konstrukcji drewnianej. Słupy stalowe wsparte na plycie fundamentowej gr. 30cm z betonu C20/25, W10 posadowionej na gł. -0,67m na podkładzie z betonu C8/10. Słupy wsparte na blachach podstawy kotwionych do płyty żelbetowej na kotwy M16 wklejane na żywicę epoksydową na gł. 20cm.

Połączenia stalowe między słupem a ryglem konstrukcji jako spawane z blachą usztywniająca węzeł w postaci żebra. Pod oparciem drewna na stali przekładka z papy. Warstwy kryjące dach wg. projektu architektury. Konstrukcja stalowa zabezpieczona przed korozja za pomocą powłok malarskich podkład+nawierzchnia.

**6.11 Posadowienie.**

**6.11.1 Kategoria geotechniczna obiektu.**

Według Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej w sprawie

ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012niniejszy obiekt budowlany zalicza się do I klasy geotechnicznej, która obejmuje posadawianie niewielkich obiektów budowlanych, o statycznie wyznaczalnym schemacie obliczeniowym w prostych warunkach gruntowych.

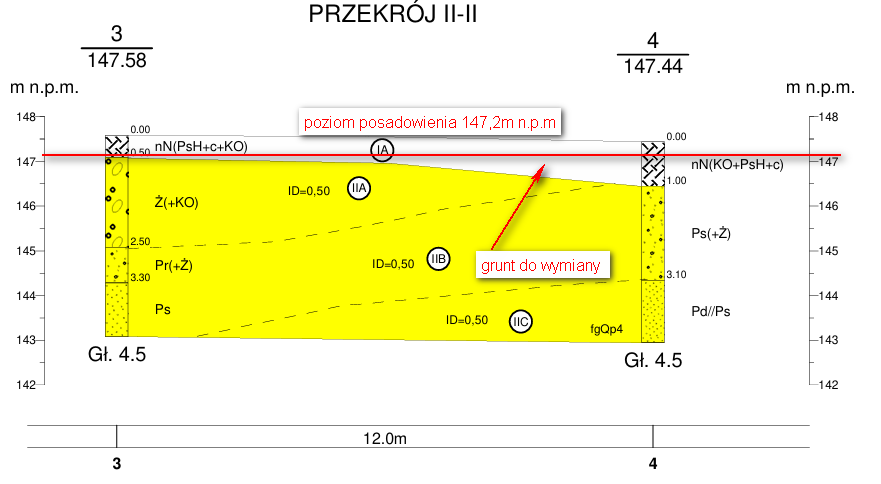
**6.11.2 Warunki gruntowo-wodne.**

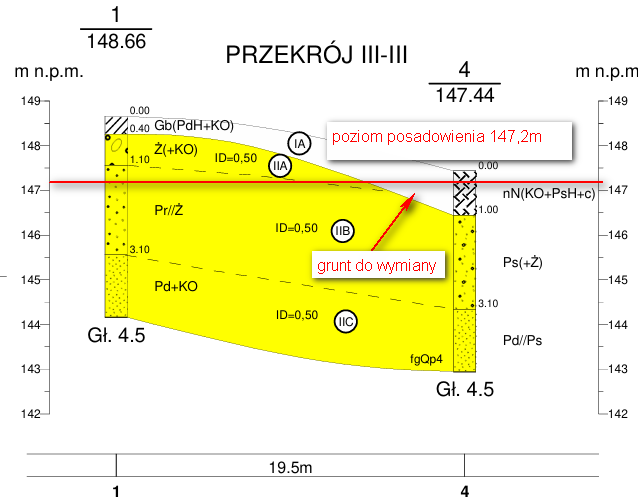
Obliczenia fundamentów przeprowadzono w oparciu o „Opinię geotechniczną dla potrzeb rozpoznania warunków gruntowo-wodnych na działce nr 49, obr. 0005 Jedwabno” opracowaną przez Biuro Geologiczne Przemysław Szuba z 09.2024r

Nawiercone na obszarze badań grunty w miejscu posadowienia przedstawiają poniższe przekroje geologiczne. W oparciu o poniższe przekroje geologiczne założono uwarstwione podłoże gruntowe do obliczeń fundamentów bezpośrednich.

**UWAGA!**

DOKONAĆ WYMIANY GRUNTU NIENOŚNEGO POD PROJEKTOWANYMI FUNDAMENTAMI ORAZ POSADZKĄ NA GRUNCI- GRUNT OZNACZONY WG. GEOLOGI JAKO WARSTWA 1A O GŁ. ZALEGANIA MAX 146,44m n.p.m. WYMIANA NA POSPÓŁKĘ ZAGĘSZCZANĄ MECHANICZNIE DO Is=0,98





**6.11.3 Zabezpieczenie przed wpływem eksploatacji górniczej.**

W obliczeniach statycznych na podstawie lokalizacji oraz dokumentacji geologicznej założono, że projektowany budynek nie znajduje się w rejonie wpływów górniczych i nie został zabezpieczony przed wpływem eksploatacji górniczej. UWAGA! Posadowienie w rejonie wpływów górniczych wymaga odrębnego opracowania projektowego.

**6.11.4 Projektowane fundamentowanie.**

Projektowany budynek posadowiono w sposób bezpośredni na ławach i stopach fundamentowych, na warstwie podbudowy z chudego betonu C8/10 gr.10cm. Fundamenty z betonu klasy C20/25, W10 zbrojenie główne, poprzeczne ze stali A – IIIN (B500SP), otulina zbrojenia 5 cm. Klasa ekspozycji XC2. Rzędna posadowienia fundamentów budynku to 147,2m n.p.m równa tj.-1,2m poniżej poziomu 0 projektowanej posadzki, -1,03m poniżej poziomu terenu. Rzędna posadowienia płyty fundamentowej wózkowni to 147,73m n.p.m tj. -0,5m poniżej poziomu terenu. Pod posadowieniem fundamentów i posadzki na gruncie wykonać wymianę gruntu nienośnego wg. pkt 6.11.2 opisu technicznego.

W miejscach zakładu prętów podłużnych stosować zagęszczenie podstawowego rozstawu strzemion do połowy, w jednym miejscu dopuszcza się łączyć wyłącznie 50% zbrojenia podłużnego, zbrojenie podłużne przepuszczać przez stopy fundamentowe a w przypadku braku kontynuacji kotwic na 60cm. Zbrojenie ław fundamentowych uciąglać w narożach i skrzyżowaniach przy pomocy prętów kątowych wg. schematu zamieszczonego na rysunkach wykonawczych zbrojenia fundamentów.

Przed zabetonowaniem fundamentów osadzić studnie kan., tuleje stalowe dla przejść poziomów instalacji wod.kan., a także przyspawać do prętów zbrojenia podłużnego płaskowniki FeZn do wykonania uziomów. Z fundamentów wypuścić kotwy do słupów i rdzeni żelbetowych.

Pod ścianami działowymi wykonać fundament betonowy 30x30cm posadowiony 50cm poniżej góry warstw posadzkowych.

**6.11.5 Wytyczne wykonawcze.**

**\***Nad wszystkimi robotami fundamentowymi, ziemnymi ustala się Nadzór Uprawnionego Geologa do zadań którego będzie należało: nadzór nad wymianą gruntu nienośnego oraz odbiór dna wykopu a w tym poświadczenia o rodzaju gruntu oraz stopniu zagęszczenia w stosunku do parametrów przyjętych z opinii geotechnicznej - wyniki należy załączyć w formie protokołu z badań do dziennika budowy oraz dokumentacji powykonawczej. W przypadku rozbieżności przerwać prace i powiadomić nadzór autorski

**\***Przy wykonywaniu posadowień bezpośrednich należy przewidzieć środki zabezpieczające przed:

- uplastycznieniem, rozmoczeniem, wysuszeniem lub przemarznięciem podłoża fundamentów w czasie wykonywania robót budowlanych,

- zalaniem wykopu fundamentowego przez wody gruntowe, powierzchniowe lub opadowe

- upłynnieniem gruntów niespoistych spowodowanych odprężeniem dna wykopu lub pracą ciężkiego sprzętu w wykopie

**\***Wykopy pod fundamenty powinny być wykonane w taki sposób, aby nie nastąpiło naruszenie naturalnej struktury gruntu poniżej spodu fundamentu, przy wykonywaniu wykopów fundamentowych za pomocą maszyn należy na dnie wykopu zostawić w gruntach niespoistych warstwę gruntu grubości od 0,20 do 0,30m, w gruntach spoistych około 0,50m powyżej przewidywanego poziomu posadowienia, ze względu na możliwość rozluźnienia gruntu przez maszyny, a pozostałą warstwę wybrać ręcznie

**\***Wyrównanie lub podnoszenie dna wykopu przez podsypywanie miejscowym gruntem jest niedopuszczalne bez uprzedniej konsultacji z geologiem i ostatecznym zatwierdzeniem proponowanego rozwiązania przez projektanta projektu budowlanego

**\***Przed wykonaniem robót fundamentowych przewidzieć odprowadzenie wód powierzchniowych oraz w przypadku istnienia zwierciadła wody gruntowej powyżej poziomu posadowienia przewidzieć sposób wykonania wykopów fundamentowych oraz fundamentów „na sucho”. Sposób odwodnienia należy dobrać mając na uwadze, poza względami ekonomicznymi, przede wszystkim niedopuszczenie do osłabienia lub zniszczenia naturalnej struktury gruntu podłoża. Niedopuszczalne jest na przykład usuwanie wody gruntowej przez pompowanie jej bezpośrednio z dołów fundamentowych przy istnieniu gruntów sypkich i mało spoistych, takich jak piaski drobne, piaski pylaste lub pyły

**\***Gdyby miało miejsce zalanie dna wykopu wodami powierzchniowymi lub gruntowymi, należy przede wszystkim usunąć wodę, a następnie zbadać, czy nie nastąpiło przy tym naruszenie naturalnej struktury gruntu w podłożu. Rozluźnioną górną warstwę gruntu należy usunąć, zastępując ją do poziomu posadowienia betonem podkładowym lub pospółką, żwirem zagęszczonymi mechanicznie do Is=0,98.

**\***Podczas wykonywania wykopów w warunkach zimowych należy ochronić podłoże gruntowe od przemarzania

**\***W przypadku głębokich wykopów należy uwzględnić odprężenie dna wykopu fundamentowego oraz naturalny kąt zsypu piasków.

**7.0 Uwagi końcowe.**

**1.** Dla prawidłowego i bezpiecznego prowadzenia robót zaleca się opracowanie projektu

organizacji placu budowy. W projekcie tym należy przewidzieć usytuowanie zaplecza

socjalnego dla pracowników , miejsca składowe dla poszczególnych rodzajów materiałów,

usytuowanie węzła betoniarskiego i składowiska kruszyw , ustawienie i organizację pracy przy robotach ziemnych. W projekcie tym powinna też zostać określona organizacja ruchu i wytyczone drogi tymczasowe. Przewidzieć też należy ogrodzenie placu budowy.

**2.** Roboty prowadzić zgodnie z zasadami sztuki budowlanej , wg kompletnego

wielobranżowego projektu technicznego

**3.** Dla prawidłowego wytyczenia i stałej kontroli położenia osi konstrukcyjnych budowli i

poziomów posadowienia, należy zapewnić stałą obsługę geodezyjną budowy.

**4.** Stosować materiały budowlane posiadające znak CE lub znak budowlany oraz deklarację

właściwości użytkowych producenta.

**5.** W przypadku wystąpienia wątpliwości co do sposobu prowadzenia robót lub zaistnienia

sytuacji nieprzewidzianych niniejszym projektem należy wezwać projektanta konstrukcji, który w ramach nadzoru autorskiego określi sposób postępowania.

**6.** Podczas wykonywania robót przestrzegać przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy.

**7.** Prowadzenie robót powierzyć osobie uprawnionej.

**8.** Zgodnie z D.U. nr 89 poz. 414 dla obiektu budowlanego prowadzić należy Książkę Obiektu

Budowlanego , w której odnotowywać należy wykonywane okresowo przeglądy stanu technicznego budowli.

**9.** Budowę można rozpocząć po uzyskaniu prawomocnego pozwolenia na budowę.

**10.** Wszystkie istotne odstępstwa od projektu wymagają uzyskania zmiany pozwolenia na budowę.

projektant

**mgr inż. Piotr Tomera**

WAM/0002/PWOK/12

spec. konstrukcyjno – budowlana do proj. i

kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń

**IV. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE**

**1.0 ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ**

**1.1 OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE POŁACI DACHOWEJ ŚNIEGIEM**

POŁAĆ DACHOWA O NACHYLENU- 15 STOPNI.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | f | WART. OBL. | JEDN. |
|
| obciążenie śniegiem wariant I | *1,6\*0,8=* | 1,28 | 1,5 | 1,92 | kN/m2 |
| obciążenie śniegiem wariant II | *1,6\*0,5\*0,8=* | 0,64 | 1,5 | 0,96 | kN/m2 |

**1.2 OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE POŁACI DACHOWEJ WIATREM**

POŁAĆ DACHOWA O NACHYLENU- 15 STOPNI((wartości charakterystyczne kN/m2)





**1.3 OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE ŚCIAN BUDYNKU WIATREM**

WIATR NA ŚCIANĘ SZCZYTOWĄ (wartości charakterystyczne kN/m2)



WIATR NA ŚCIANĘ PODŁUŻNĄ (wartości charakterystyczne kN/m2)



**1.4 OBCIĄŻENIA STAŁE**

PROJEKTOWANE WARSTWY DACHU CZTEROSPADOWEGO

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | współ. oblicz. | WART. OBL. | JEDN. |
| fotowoltaika |  | 0,250 | 1,35 | 0,340 | kN/m2 |
| blachodachówka o ciężarze do 8kg/m2 |  | 0,08 | 1,35 | 0,108 | kN/m2 |
| łaty 3,2/5cm co 20cm i kontrłaty 4/5cm co 90cm | *5,5\*(0,032\*0,05)/0,2=0,044*  *5,5\*(0,04\*0,05)/0,9=0,012* | 0,056 | 1,35 | 0,076 | kN/m2 |
| membrana dachowa | *0,025=* | 0,025 | 1,35 | 0,034 | kN/m2 |
| pełne łacenie deskami gr.22mm | *5,5\*0,022=* | 0,121 | 1,35 | 0,163 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA RAZEM | | 0,532 | 1,35 | 0,721 | kN/m2 |

PROJEKTOWANE WARSTWY STROPU ŻELBETOWEGO NAD PARTEREM

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | współ. oblicz. | WART. OBL. | JEDN. |
| folia paroprzepuszczlana |  | 0,020 | 1,35 | 0,027 | kN/m2 |
| wełna mineralna 30cm | *0,6\*0,3* | 0,18 | 1,35 | 0,243 | kN/m2 |
| folia paroizolacyjna |  | 0,020 | 1,35 | 0,027 | kN/m2 |
| strop żelbetowy gr.24cm | *0,024x25=* | 6,0 | 1,35 | 8,1 | kN/m2 |
| tynk cem. - wap. 1,5cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA RAZEM | | 6,505 | 1,35 | 8,78 | kN/m2 |

ŚCIANA NOŚNA FUNDAMENTOWA ZEWNĘTRZNA. Ciężar 1m2 ściany.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | f | WART. OBL. | JEDN. |
|
| folia kubełkowa | *0,01=* | 0,01 | 1,35 | 0,014 | kN/m2 |
| styropian XPS gr.15cm | *1,2\*0,15=* | 0,18 | 1,35 | 0,243 | kN/m2 |
| izolacja bitumiczna | *11\*0,005 =* | 0,055 | 1,35 | 0,074 | kN/m2 |
| bloczek betonowy gr. 24 cm | *24\*0,24 =* | 5,760 | 1,35 | 7,776 | kN/m2 |
| izolacja bitumiczna | *11\*0,005 =* | 0,055 | 1,35 | 0,074 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE | | 6,06 | 1,35 | 8,18 | kN/m2 |

ŚCIANA NOŚNA FUNDAMENTOWA WEWNĘTRZNA. Ciężar 1m2 ściany.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | f | WART. OBL. | JEDN. |
|
| izolacja bitumiczna | *11\*0,005 =* | 0,055 | 1,35 | 0,074 | kN/m2 |
| bloczek betonowy gr. 24 cm | *24\*0,24 =* | 5,760 | 1,35 | 7,776 | kN/m2 |
| izolacja bitumiczna | *11\*0,005 =* | 0,055 | 1,35 | 0,074 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE | | 5,870 | 1,35 | 7,925 | kN/m2 |

ŚCIANA NOŚNA NADZIEMNA ZEWNĘTRZNA. Ciężar 1m2 ściany.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | f | WART. OBL. | JEDN. |
|
| tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| bloczek gazobetonowy gr.24cm | *8\*0,24 =* | 1,900 | 1,35 | 2,600 | kN/m2 |
| izolacja termiczna gr.20 cm | *0,45\*0,20=* | 0,090 | 1,35 | 0,122 | kN/m2 |
| tynk na siatce z włókna szklanego | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE | | 2,560 | 1,35 | 3,456 | kN/m2 |

ŚCIANA NOŚNA NADZIEMNA WEWNĘTRZNA. Ciężar 1m2 ściany.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | f | WART. OBL. | JEDN. |
|
| tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| bloczek silikatowy gr.24cm | *18\*0,24 =* | 4,320 | 1,35 | 5,83 | kN/m2 |
| tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE | | 5,455 | 1,35 | 7,364 | kN/m2 |

ŚCIANA DZIAŁOWA WEWNĘTRZNA PARTERU gr. 11,5cm. Ciężar 1m2 ściany.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | f | WART. OBL. | JEDN. |
|
| tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| bloczek gazobetonowy gr.11,5cm | *6\*0,115m=* | 0,690 | 1,35 | 0,932 | kN/m2 |
| tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE | | 1,260 | 1,35 | 1,701 | kN/m2 |

ŚCIANA DZIAŁOWA WEWNĘTRZNA PARTERU gr. 15cm. Ciężar 1m2 ściany.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | f | WART. OBL. | JEDN. |
|
| tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| bloczek silikatowy gr.15cm | *18\*0,24 =* | 2,700 | 1,35 | 3,65 | kN/m2 |
| tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm | *19\*0,015 =* | 0,285 | 1,35 | 0,385 | kN/m2 |
| OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE | | 3,270 | 1,35 | 4,415 | kN/m2 |

**1.5 OBCIĄŻENIA ZMIENNE UŻYTKOWE**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | współ. oblicz. | WART. OBL. | JEDN. |
| strop nad parterem- bez dostępu z wyjątkiem utrzymania i napraw | *=0,5* | 0,500 | 1,5 | 0,750 | kN/m2 |

**2.0 WYMIAROWANIE DACHU -WIĄZAR PŁATWIOWO KLESZCZOWY**

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej a = 15,0°

Rozpiętość wiązara l = 14,28 m

Rozstaw podpór w świetle murłat ls = 11,84 m

Rozstaw osiowy płatwi lgx = 4,72 m

Rozstaw krokwi a = 0,90 m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatew pośrednia złożona z czterech odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości l = 3,06 m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem amL = 0,60 m

prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

- odcinek B - C o rozpiętości l = 3,06 m

lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem amP = 0,70 m

- odcinek C - D o rozpiętości l = 3,06 m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem amL = 0,70 m

prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

- odcinek D - E o rozpiętości l = 3,06 m

lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem amP = 0,70 m

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią hs = 1,10 m

Rozstaw podparć poziomych murłaty lmo = 1,00 m

Wysięg wspornika murłaty lmw = 1,00 m

**Dane materiałowe:**

- krokiew 8/16cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 16/18 cm z drewna C24

- słup 16/16 cm z drewna C24

- kleszcze 2x 8/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 118 cm z drewna C24

- murłata 16/16 cm z drewna C24

**Obciążenia** (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : gk = 0,550 kN/m2, go = 0,743 kN/m2

- uwzględniono ciężar własny wiązara

- obciążenie śniegiem :

- na połaci lewej skl = 1,280 kN/m2, sol = 1,920 kN/m2

- na połaci prawej skp = 1,280 kN/m2, sop = 1,920 kN/m2

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwałe

- obciążenie wiatrem :

- na połaci nawietrznej pkl = 0,130 kN/m2, pol = 0,195 kN/m2

- na stronie zawietrznej pkp = -0,150 kN/m2, pop = -0,225 kN/m2

- ocieplenie dolnego odcinka krokwi gkk = 0,000 kN/m2, gok = 0,000 kN/m2

**Założenia obliczeniowe:**

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:

w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie

w płaszczyźnie wiązara my = 1,00

**WYNIKI**

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

® fm,k = 24 MPa, ft,0,k = 14 MPa, fc,0,k = 21 MPa, fv,k = 2,5 MPa, E0,mean = 11 GPa, rk = 350 kg/m3

**Krokiew 8/16 cm** (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

ly = 81,6 < 150

lz = 0,0 < 150

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr (podatność)

My = 2,23 kNm, N = 9,54 kN

fm,y,d = 14,77 MPa, fc,0,d = 12,92 MPa

sm,y,d = 6,55 MPa, sc,0,d = 0,74 MPa

kc,y = 0,448

sc,0,d/(kc,y·fc,0,d) + sm,y,d/fm,y,d = 0,572 < 1

(sc,0,d/fc,0,d)2 + sm,y,d/fm,y,d = 0,314 < 1

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr

My = -2,87 kNm, N = 7,90 kN

fm,y,d = 14,77 MPa, fc,0,d = 12,92 MPa

sm,y,d = 12,72 MPa, sc,0,d = 0,76 MPa

(sc,0,d/fc,0,d)2 + sm,y,d/fm,y,d = 0,865 < 1

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a płatwią)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

ufin = 7,45 mm < unet,fin = l / 200 = 3768/ 200 = 18,84 mm (39,5%)

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K9** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

ufin = 4,63 mm < unet,fin = 2·l / 200 = 2·1180/ 200 = 11,80 mm (39,3%)

**Płatew 16/18 cm**

Smukłość

ly = 17,3 < 150

lz = 19,5 < 150

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

qz,max = 12,21 kN/m qy,max = 0,16 kN/m

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek B - C)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

N = 11,59 kN

My = -7,63 kNm, Mz = -0,17 kNm

fm,y,d = 14,77 MPa, fm,z,d = 14,77 MPa, fc,0,d = 12,92 MPa

sc,0,d = 0,40 MPa

sm,y,d = 8,83 MPa, sm,z,d = 0,22 MPa

(sc,0,d/fc,0,d)2 + sm,y,d/fm,y,d + km·sm,z,d/fm,z,d = 0,609 < 1

(sc,0,d/fc,0,d)2 + km·sm,y,d/fm,y,d + sm,z,d/fm,z,d = 0,434 < 1

Maksymalne ugięcie (odcinek A - B)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

ufin = 2,67 mm < unet,fin = l / 200 = 12,30 mm (21,7%)

**Słup 16/16 cm**

Smukłość (słup A)

ly = 30,7 < 150

lz = 47,6 < 150

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

My = -5,79 kNm, N = 20,36 kN

fm,y,d = 14,77 MPa, fc,0,d = 12,92 MPa

sm,y,d = 8,49 MPa, sc,0,d = 0,80 MPa

kc,y = 0,994, kc,z = 0,875

sc,0,d/(kc,y·fc,0,d) + sm,y,d/fm,y,d = 0,637 < 1

sc,0,d/(kc,z·fc,0,d) + sm,y,d/fm,y,d = 0,645 < 1

**Kleszcze 2x 8/16 cm** o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 118 cm

Smukłość

ly = 102,2 < 150

lz = 116,9 < 175

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+wiatr(rozciąganie)

My = 0,27 kNm N = -0,09 kN

fm,y,d = 11,08 MPa, ft,0,d = 6,46 MPa

sm,y,d = 0,39 MPa, st,0,d = 0,00 MPa

st,0,d/ft,0,d + sm,y,d/fm,y,d = 0,036 < 1

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max

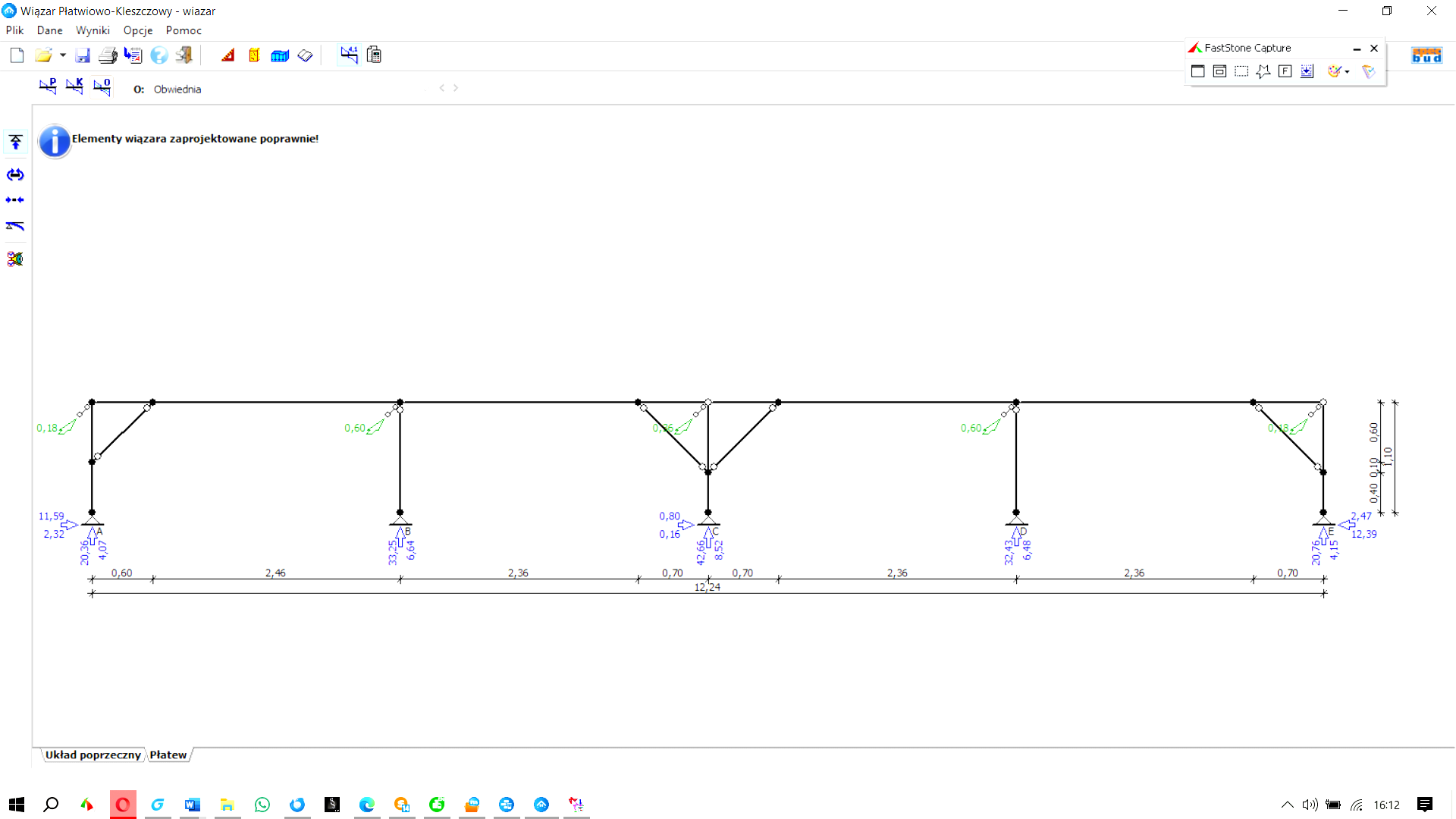
ufin = 1,70 mm < unet,fin = l / 200 = 4720/ 200 = 23,60 mm (7,2%)

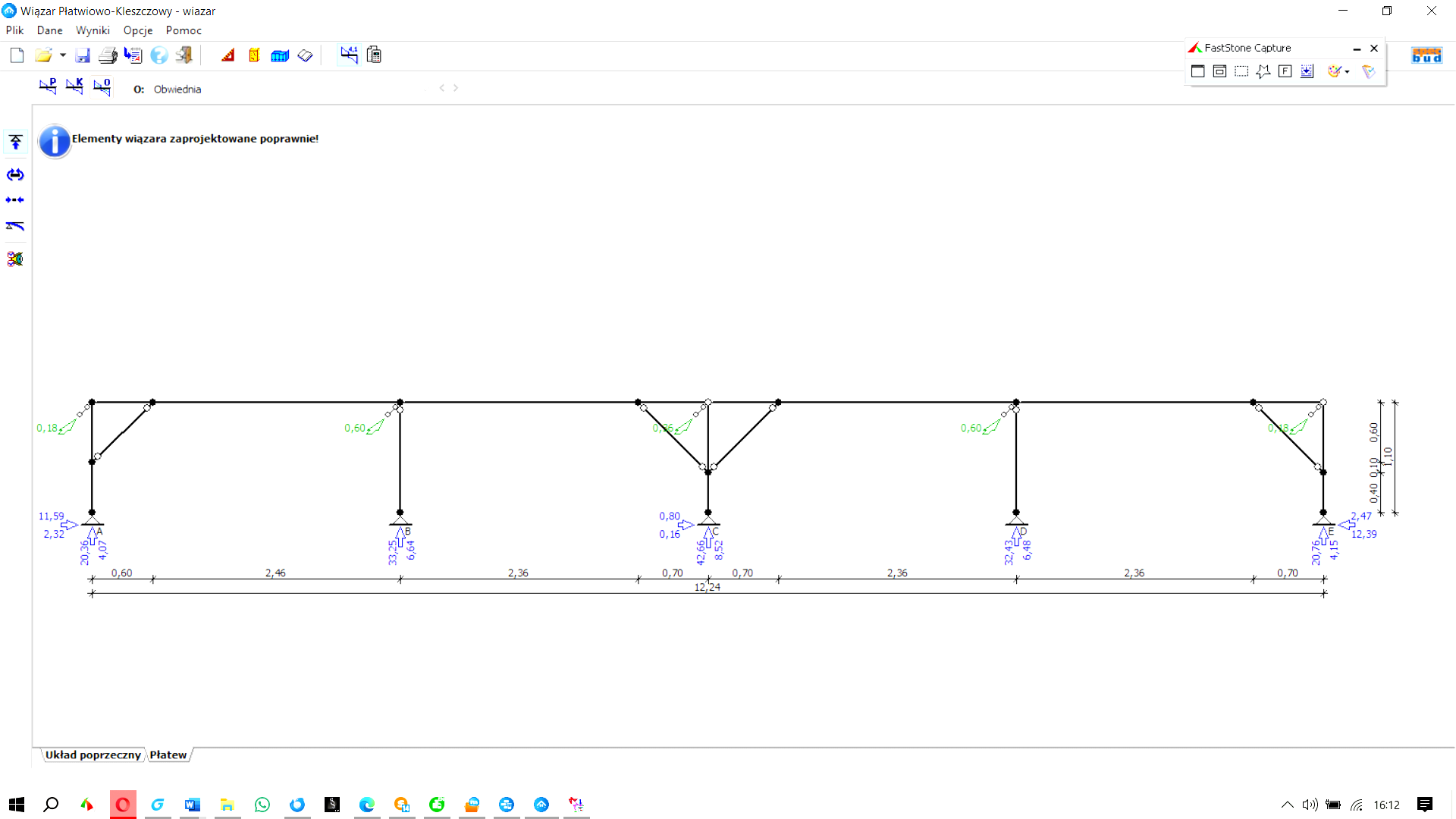
**3.0 WYMIAROWANIE STROPU NAD PARTEREM**

Obciążenia równomiernie rozłożone stropu:

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| NAZWA OBCIĄŻENIA | | WART. CHARAKT. | współ. oblicz. | WART. OBL. | JEDN. |
| warstwy stropowe |  | 0,505 | 1,35 | 0,682 | kN/m2 |
| obc. użytkowe |  | 0,5 | 1,5 | 0,75 | kN/m2 |

Obliczeniowe obciążenie skupione stropu od słupów więźby dachowej:





**ZAŁOŻENIE PROJEKTOWE:**

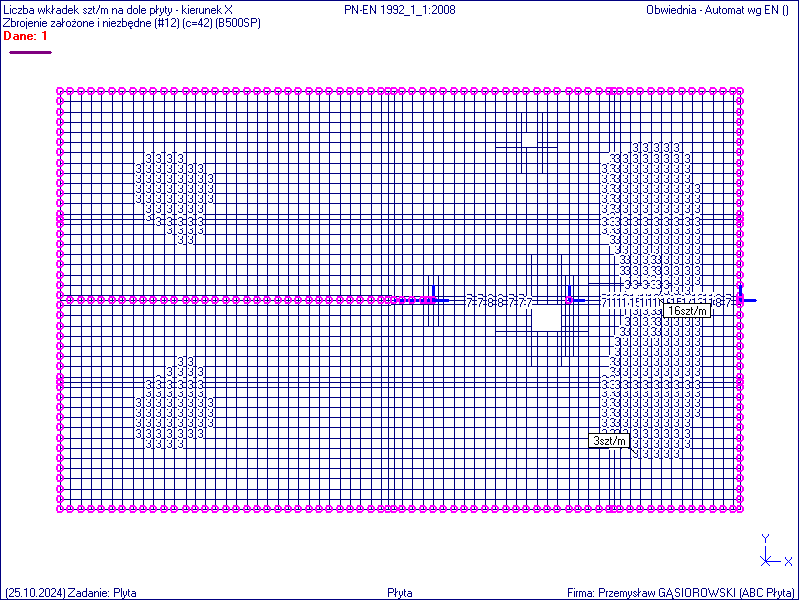
-beton C20/25

-zbrojenie krzyżowe dołem i górą ze stali AIII-N

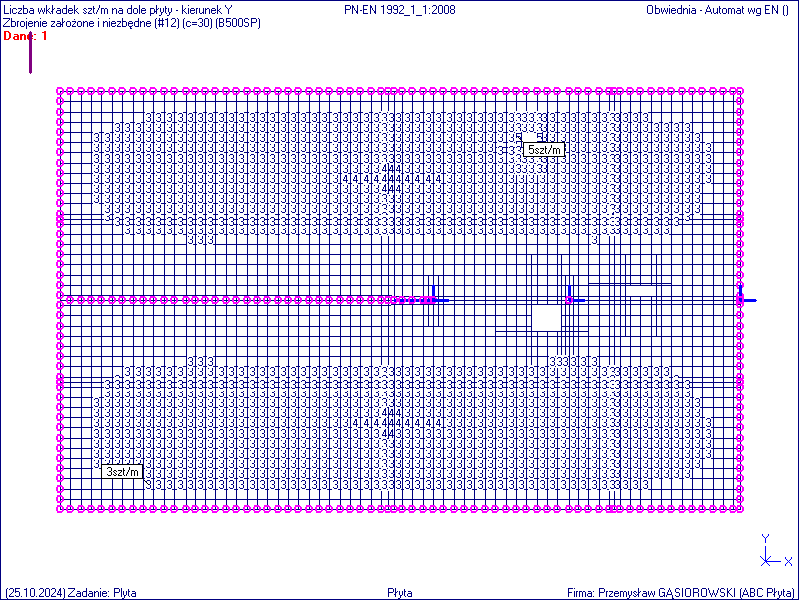
-dopuszczalna rysa szerokości 0,3mm

-dopuszczalne ugięcie l/200= 5,98/200=29,9mm

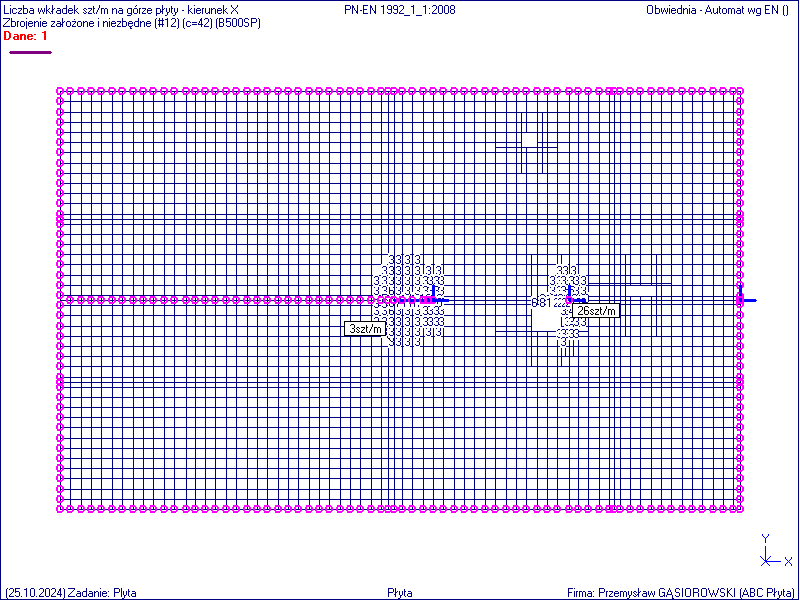
**Zbrojenie dolne po kierunku X**



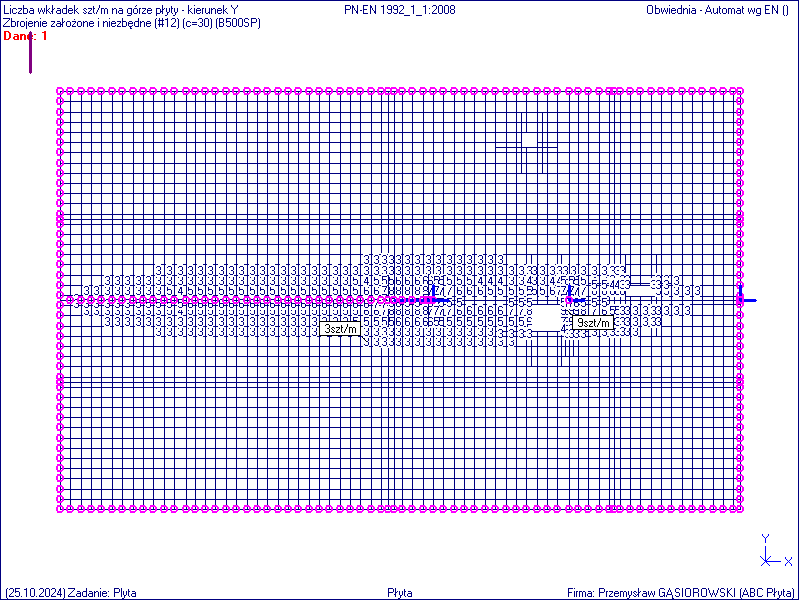
**Zbrojenie dolne po kierunku Y**



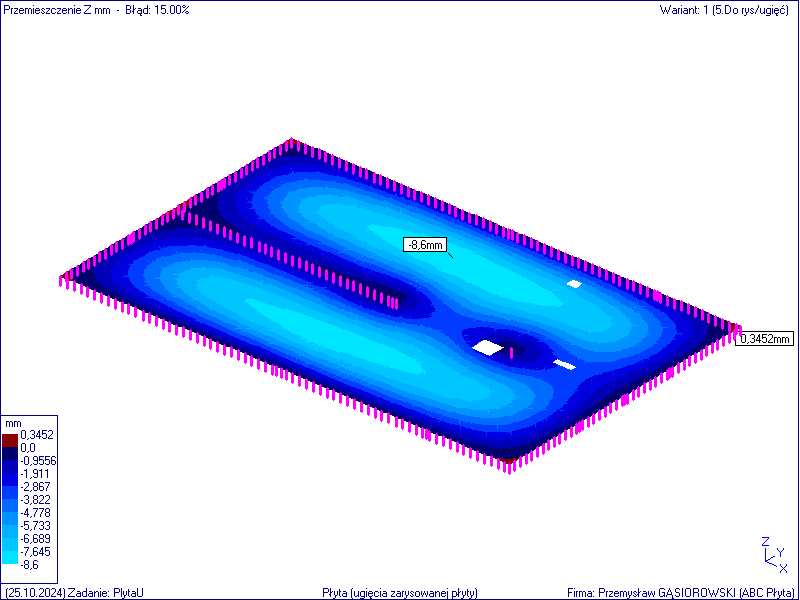
**Zbrojenie górne po kierunku X**



**Zbrojenie górne po kierunku Y**



**Ugięcie**



**4.0 PODCIĄGI, NADPROŻA ŻELBETOWE**

UWAGA! ZESTAWIONO WYNIKI DLA NADPROŻA NAJBARDZIEJ WYTĘŻONEGO, POZOSTŁE BELKI WYKONAC WEDŁUG RYSUNKÓ WYKONAWCZYCH PROJEKTU TECHNICZNEGO

**4.1 PODCIĄG ŻELBETOWY P1**

**Cechy przekroju:**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: xa=4,20 m, xb=0,00 m



Wymiary przekroju [cm]:

*h*=65,0, *b*=24,0,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: **C20/25**

*fck*= **20,0**MPa, *fcd*=*α·fck*/*γc*=1,00×20,0/1,40=**14,3**MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

*Ac*=**1560** cm2, *Jcy*=**549250** cm4, *Jcz*=**74880** cm4

STAL: **fyk=500**

*fyk*=500 MPa, *γs*=1,15, *fyd*=435 MPa

*ξlim*=0,0035/(0,0035+*fyd*/*Es*)=0,0035/(0,0035+435/200000)=0,617,

Zbrojenie główne:

*As1*+*As2*=**26,89** cm2, *ρ*=100 (*As*1+*As*2)/*Ac* =100×26,89/1560**=1,72** %,

*Jsy*=**16047** cm4, *Jsz*=**1345** cm4,

**Siły przekrojowe:**

zadanie: PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: xa=4,20 m, xb=0,00 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW SZ**

Momenty zginające: *My*= 237,379 kNm, *Mz*= 0,000 kNm,

Siły poprzeczne: *Vz*= -254,190 kN, *Vy*= 0,000 kN,

Siła osiowa: *N* = 0,000 kN = *NEd*, .

**Zbrojenie wymagane:**

(zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: xa=4,20 m, xb=0,00 m)



Wielkości obliczeniowe:

*NEd*=0,000 kN,

*MEd*=√(*MEdy*2+ *MEdz*2) = √(237,3792+0,0002) =237,379 kNm

*fcd*=14,3 MPa, *fyd*=435 MPa =*ftd*,

Zbrojenie rozciągane (*εs*1=10,00 ‰):

*As*1=**9,98** cm2 ⇒ (516 = 10,05 cm2),

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

*As*=*As*1+*As*2=9,98 cm2, *ρ*=100×*As*/*Ac*= 100×9,98/1560=0,64 %

Wielkości geometryczne [cm]:

*h*=65,0, *d*=61,2, *x*=15,7 (*ξ*=0,256),

*a*1=3,8, *ac*=6,5, *zc*=54,7, *Acc*=376 cm2,

*εc*=-3,44 ‰, *εs*1=10,00 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

*Fc*= -434,002, *Fs*1 = 434,004,

*Mc*= 112,819, *Ms*1 = 124,559,

Warunki równowagi wewnętrznej:

*Fc*+*Fs*1=-434,002+(434,004)=0,002 kN (*NEd*=0,000 kN)

*Mc*+*Ms*1=112,819+(124,559)=237,378 kNm (*MEd*=237,379 kNm)

**Nośność przekroju prostopadłego:**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: xa=4,20 m, xb=0,00 m



Wielkości obliczeniowe:

*NEd*=0,000 kN,

*MEd*=√(*MEdy*2+ *MEdz*2) = √(237,3792+0,0002) =237,379 kNm

*fcd*=14,3 MPa, *fyd*=435 MPa =*ftd*,

Zbrojenie rozciągane: *As*1=**17,47** cm2,

Zbrojenie ściskane: *As*2=**9,42** cm2,

*As*=*As*1+*As*2=26,89 cm2, *ρ*=100×*As*/*Ac*= 100×26,89/1560=1,72 %

Wielkości geometryczne [cm]:

*h*=65,0, *d*=56,9, *x*=19,5 (*ξ*=0,343),

*a*1=8,1, *a*2=4,0, *ac*=7,3, *zc*=49,6, *Acc*=503 cm2,

*εc*=-1,04 ‰, *εs*2=-0,84 ‰, *εs*1=1,99 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

*Fc*= -309,217, *Fs*1 = 468,001, *Fs*2 = -158,784,

*Mc*= 77,780, *Ms*1 = 114,345, *Ms*2 = 45,253,

Warunek stanu granicznego nośności:

*MRd* = **328,911 kNm >**  *MEd* =*Mc*+*Ms*1+*Ms*2=77,780+(114,345)+(45,253)=**237,379** kNm

**Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy *φ*=8 mm ze stali fyk=500, dla której *f ywd* = 435 MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

*ρw,min* = 0,08 / *fyk* = 0,08×  / 500 = 0,00072



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: x*a* = 0,0 x*b* = 170,6 cm

Maksymalny podłużny rozstawy strzemion dla belek:

*sl,max* = 0,75 *d* (1+cot*α*) = 0,75×553×(1+0,000) = 415

przyjęto *sl,max* = 415 mm.

Maksymalny poprzeczny rozstawy ramion strzemion dla belek:

*sb,max* = 0,75 *d* = 0,75×553 = 415 *sb,max* ≤ 600 mm

przyjęto *sb,max* = 415 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion dla słupów:

*scl,max* = 20 *φ* = 20×16,0 = 320,0 mm.

*scl,max* = min{*h*; *b*} = min{240,0; 650,0}=240,0

*scl,max* ≤ 400 mm

przyjęto *scl,max* = 240,0 mm.

*Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować zmniejszy rozstaw strzemion 0,6 scl,max = 144,0 mm.*

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

*ρw* = *Asw* /(*s bw* sin *α*) = 1,01 / (10,0×24,0×1,000) = 0,00419

*ρw* = **0,00419 > 0,00072** = *ρw min*

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: x*a* = 170,6 x*b* = 296,3 cm

Maksymalny podłużny rozstawy strzemion dla belek:

*sl,max* = 0,75 *d* (1+cot*α*) = 0,75×553×(1+0,000) = 415

przyjęto *sl,max* = 415 mm.

Maksymalny poprzeczny rozstawy ramion strzemion dla belek:

*sb,max* = 0,75 *d* = 0,75×553 = 415 *sb,max* ≤ 600 mm

przyjęto *sb,max* = 415 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion dla słupów:

*scl,max* = 20 *φ* = 20×16,0 = 320,0 mm.

*scl,max* = min{*h*; *b*} = min{240,0; 650,0}=240,0

*scl,max* ≤ 400 mm

przyjęto *scl,max* = 240,0 mm.

*Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować zmniejszy rozstaw strzemion 0,6 scl,max = 144,0 mm.*

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **20,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

*ρw* = *Asw* /(*s bw* sin *α*) = 1,01 / (20,0×24,0×1,000) = 0,00209

*ρw* = **0,00209 > 0,00072** = *ρw min*

Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: x*a* = 296,3 x*b* = 420,0 cm

Maksymalny podłużny rozstawy strzemion dla belek:

*sl,max* = 0,75 *d* (1+cot*α*) = 0,75×553×(1+0,000) = 415

przyjęto *sl,max* = 415 mm.

Maksymalny poprzeczny rozstawy ramion strzemion dla belek:

*sb,max* = 0,75 *d* = 0,75×553 = 415 *sb,max* ≤ 600 mm

przyjęto *sb,max* = 415 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion dla słupów:

*scl,max* = 20 *φ* = 20×16,0 = 320,0 mm.

*scl,max* = min{*h*; *b*} = min{240,0; 650,0}=240,0

*scl,max* ≤ 400 mm

przyjęto *scl,max* = 240,0 mm.

*Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować zmniejszy rozstaw strzemion 0,6 scl,max = 144,0 mm.*

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

*ρw* = *Asw* /(*s bw* sin *α*) = 1,01 / (10,0×24,0×1,000) = 0,00419

*ρw* = **0,00419 > 0,00072** = *ρw min*

**Ścinanie**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: xa=0,75 m, xb=3,45 m, obciążenia: CW SZ



Siły przekrojowe: *NEd* = 0,000;

*VEd* = 73,970 kN

**Nośność elementów niewymagających zbrojenia na ścinanie:**

*ρl* = ** =  = 0,01012; *ρl* ≤ 0,02

Przyjęto *ρl* = 0,01012.

*σcp = NEd / AC =* 0,000 / 1560,00 ×10 = 0,00 MPa *σcp* ≤ 0,2 *fcd* = 2,86 MPa

Przyjęto *σcp* = 0,00 MPa.

*k* = =  = 1,601 *k* ≤ 2,0

Przyjęto *k* = 1,601

*CRd,c* = 0,18 / *γc*  = 0,18/1,4 = 0,129

*νmin* = 0,035 *k* 3/2 *fck*1/2 = 0,035×1,601 3/2 ×20 1/2 = 0,317

*VRd,c* = [*CRd,c* *k* (100 *ρl fck*)1/3 + *k*1 *σcp*] *bw d* =

= [0,129×1,601×(100×0,01012×20)1/3 + 0,15×0,00]×24,0×55,3×10-1 = 74,521 kN

lecz nie mniej niż

*VRd,c* = (*νmin + k*1 *σcp*) *bw d* = (0,317+0,15×0,00)×24,0×55,3×10-1 = 42,119 kN

Przyjęto *VRd,c =* 74,521 kN

*VEd* = **73,970 < 74,521** = *VRdc*

**Nośność zbrojenia podłużnego**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, obciążenia: CW SZ

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla x = 3,864 m:

Δ*Ftd* = 0,5 |*VEd*| (cot*θ* - cot*α*) = 0,5×228,444×(1,997 - 0,000) = 228,096 kN

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganym:

*Ftd* = *Ftd,m* + Δ*Ftd* = 351,122 + 228,096 = 579,219 kN;

*Ftd* ≤ *Ftd,max* = 535,748 kN

Przyjęto Ftd = 535,748 kN

*Ftd* = **535,748 < 584,609** = 13,45×435 ×10-1 = *As fyd*

**Ograniczenie naprężeń (SGU)**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: xa=4,20 m, xb=0,00 m, obciążenia: CW SZ

Ograniczenie naprężeń w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń ze względu na możliwość wystąpienia rys podłużnych, mikrorys i wysokiego pełzania:

*σck* = **8,427 < 20,000** = 1,00×20,0 = *k*1 *fck*

Ograniczenie naprężeń w betonie od quasi-stałej kombinacji obciążeń ze względu na możliwość wystąpienia pełzania nieliniowego:

*σcqs* = **7,015 < 9,000** = 0,45×20,0 = *k*2 *fck*

Ograniczenie naprężeń rozciągających w zbrojeniu od charakterystycznej kombinacji obciążeń ze względu na możliwość wystąpienie niedopuszczalnego zarysowania lub deformacji:

*σsk* = **273,899 < 400,000** = 0,80×500 = *k*3 *fyk*

**Zarysowanie**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, obciążenia: CW SZ

Położenie przekroju: x = 4,200 m

Siły przekrojowe od obc. quasi-stałych: *MEd* = -139,096 kNm

*NEd* = 0,000 kN

*VEd* = -157,109 kN

Wymiary przekroju: *bw* = 24,0 cm

*d = h - a*1 = 65,0 - 9,7 = 55,3 cm

*Ac* = 2098 cm2

*Wc* = 26775 cm3

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi:

*σc* = *NEd* / *bh* = 0,000 / (24,0×65,0) ×10= 0,000 Mpa

*kc* =  = 0,4×[1 - 0,000/(0,800×65,0/65,0×2,20)] = 0,400; *kc* ≤ 1,0

*As,min* = *kc k fct,eff Act* / *σs* =

= 0,400×1,0×2,20×780 / 500 = 1,37 cm2

*As* = **13,45 > 1,37** = *As,min*

Zarysowanie:

*Mcr* = *fctm Wc* = 2,2×26775 ×10-3 = 58,905 kNm

*MEd* = 139,096 > 58,905 = *Mcr*

**Przekrój zarysowany.**

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto *k*2 = 0,500.

*ρp,eff* = *As* / *Ac,eff* = 9,42 / 345 = 0,02730

Dla rozstawu prętów zbrojenia wynoszącego 80 mm, który jest niewiększy niż 5(c+φ/2)

*sr,max* = *k*3 *c* + *k*1 *k*2 *k*4 *φ* / *ρp,eff* = 3,400×30,0 + 0,800×0,500×0,425×20/0,02730 = 226,53 mm

*εsm* - *εcm* = [*σs* - *kt* *fct,eff* / *ρp,eff* (1+ *αe* *ρp,eff*)] / *Es* =

= [234,0 - 0,400×2,20 /0,02730×(1+200000/30000×0,02730)] / 200000 = 0,00098

*εsm* - *εcm*≤ 0,6 *σs* / *Es* = 0,6×234,0/200000 = 0,00070

Przejęto *εsm* - *εcm* = 0,00098.

*wk* = *sr,max* (*εsm* - *εcm*) = 226,53×0,00098 = 0,22 mm

wk = **0,22 < 0,4** = wlim

**Ugięcia**

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, obciążenia: CW SZ

Ugięcia wyznaczono dla obciążeń quasi-stałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy φ(∞,to) = 2,00.

*Ec,eff* =  =  = 10000 MPa

Moment rysujący:

*Mcr* = *fctm* *Wc* = 20,0×26775 ×10-3 = 58,905 kNm

Całkowity moment zginający *MEd* = -139,096 kN powoduje zarysowanie przekroju.

Sztywność elementu z uwzględnieniem pełzania betonu:

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu *M* = -139,096 kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: *x*I = 32,5 cm *I*I = 870182 cm4

*x*II = 21,8 cm *I*II = 465389 cm4

Sztywność elementu niezarysowanego:

*B*I = Ec,eff II = 10000×870182 ×10-5 = 87018 kNm2

Sztywność elementu w pełni zarysowanego:

*B*II = Ec,eff III = 10000×465389 ×10-5 = 46539 kNm2

Sztywność elementu:

*ζ* = 1 - *β* (*σsr* / *σs*)2­­ = 1 - *β* (*Mcr* / *M*)2­­ = 1 - 0,50×(58,905/139,096)2 = 0,910

1/*B* = *ζ* 1/*B*II + (1-*ζ)* 1/*B*I

*B* = =  = 48565 kNm2



Wykres sztywności i momentów dla obciążeń qusi-stałych.



Ugięcia.

Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 1,808 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta (1/ρ) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

a = a∞,d = 1,6 mm

a = **1,6 < 16,8** = alim

**5.0 FUNDAMENTY**

**ŁAWA POD ŚCIANĄ ZEWNĘTRZNĄ W OSI A,C**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| l.p. | NAZWA OBCIĄŻENIA | OBC.OBL. | JEDN. |
| 1 | ciężar stropu z warstwami | 26,3 | kN/m |
| 2 | użytkowe ze stropu | 2,24 | kN/m |
| 3 | ciężar wieńca żelbetowego W1, W2 | 4,37 | kN/m |
| 4 | reakcja z dachu | 8,9 | kN/m |
| 5 | ciężar ściany parteru  3,46kN/m2x2,85m= | 9,86 | kN/m |
| 6 | ciężar ściany fundamentowej  8,18kN/m2x0,8m= | 6,54 | kN/m |
|  | SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH | 58,2 | kN/m |

**ŁAWA POD ŚCIANĄ WEWNĘTRZNĄ W OSI B**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| l.p. | NAZWA OBCIĄŻENIA | OBC.OBL. | JEDN. |
| 1 | ściana poddasza gr.24cm  3,34kN/m2x2,9mx1,35= | 52,5 | kN/m |
| 2 | użytkowe ze stropu | 4,5 | kN/m |
| 3 | ciężar wieńca żelbetowego W1, W2 | 4,37 | kN/m |
| 4 | reakcja z dachu | 24,7 | kN/m |
| 5 | ciężar ściany parteru  7,36kN/m2x2,85m= | 20,98 | kN/m |
| 6 | ciężar ściany fundamentowej  8,18kN/m2x0,8m= | 6,54 | kN/m |
|  | SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH | 113,6 | kN/m |

**STOPA FUNDAMENTOWA POD SŁUPEM S1**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| l.p. | NAZWA OBCIĄŻENIA | OBC.OBL. | JEDN. |
| 1 | reakcja z podciągu P1 | 539,5 | kN |
| 2 | ciężar słupa żelbetowego | 10,6 | kN |
|  | SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH | 550,1 | kN |

**STOPA FUNDAMENTOWA POD SŁUPEM S2**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| l.p. | NAZWA OBCIĄŻENIA | OBC.OBL. | JEDN. |
| 1 | reakcja z podciągu P1 | 68 | kN |
| 2 | ciężar słupa żelbetowego | 11,5 | kN |
| 3 | reakcja z nadproża | 40,7 |  |
|  | SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH | 120,2 | kN |

projektant

**mgr inż. Piotr Tomera**

WAM/0002/PWOK/12

spec. konstrukcyjno – budowlana do proj. i

kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń