

Wykonawca:



**Ekowater Zbigniew Ruszkowski,
ul. Kownackiej 37, 05-092 Łomianki
tel/fax (22) 751 57 25, tel. 602 35 70 92**

EGZ. Nr 1

Inwestor:

**Gmina Jeżów
ul. Kwiatowa 1
95-047 Jeżów**

Projekt Techniczny

Inwestycja: **PRZEBUDOWA I ROZBUDOWA OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W JEŻOWIE**

Gmina: Jeżów, Powiat: Brzeziny, Woj. łódzkie

Kategoria obiektu: XXX

Nr działek przeznaczonych pod inwestycje: 829/1

Rodzaj opracowania: **PROJEKT BUDOWLANY PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY
OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW**

Branża: **KONSTRUKCYJNA**

OŚWIADCZENIE

My niżej podpisani oświadczmy, że w oparciu o art. 20 ust. 4 ustaw Prawo Budowlane (Dz. U. z dnia 2013 r. poz. 1409 z późniejszymi zmianami ww. Projekt Techniczny jest wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami i zasadami wiedzy technicznej.

Projektował: **mgr inż. Czesław Hryniewicz**

upr. bud. 20/90/OL, izba bud. WAM/BO/0821/01

Sprawdził: **mgr inż. Zbigniew Wojciechowski**

upr. bud. 202/89/OL, izba bud. WAM/BO/2962/01

Łomianki
(miejscowość)

lipiec 2021 r.
(data)

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I. Część opisowa

1. Podstawa opracowania
2. Zakres opracowania
3. Warunki gruntowo-wodne
4. Budynek techniczny Ob. Nr1 i Nr 9
5. Wiata stalowa na osad Ob. Nr 7
6. Reaktor biologiczny Ob. Nr 2

II. Część graficzna

BUDYNEK TECHNICZNY

- K-1 Rzut i przekroje fundamentów.
- K-2 Rzut konstrukcyjny parteru.
- K-3 Rzut konstrukcyjny poddasza.
- K-4 Strop nad parterem.
- K-5 Rzut więźby dachowej.
- K-6 Przekrój A-A.
- K-7 Przekrój w osi G-G.
- K-8 Przekrój w osi D-D.
- K-9 Przekrój w osi 4-4.
- K-10 Przekrój w osi 5-5.
- K-11 Nadproże N-1.
- K-12 Nadproże N-2, N-3 i N-4.
- K-12' Schody żelbetowe
- K-1/6 Fundament silosu wapna

WIATA STAŁOWA NA OSAD

- K-13 Rzut fundamentów ścian oporowych.
- K-14 Przekroje ścian oporowych.
- K-15 Aksonometria konstrukcji stalowej wiaty.
- K-16 Rysunek zestawczy wiaty stalowej.

REAKTOR BIOLOGICZNY

- R-1 Rzut z góry
- R-2 Przekroje pionowe
- R-3 Zbrojenie zbiornika zewnętrznego
- R-4 Zbrojenie zbiornika wewnętrznego
- R-5 Pomost techniczny + zestawienie stali

O P I S TECHNICZNY
do projektu technicznego branży konstrukcyjnej **PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY**
OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W JEŻEWIE
działka nr 829/1 Gmina: Jeżów, Powiat: Brzeziny, Woj. łódzkie

1. Podstawa opracowania.

- 1.1 Zlecenie Zamawiającego.
- 1.2 Archiwalna dokumentacja techniczna istniejących obiektów oczyszczalni ścieków
- 1.3 Mapa do celów projektowych
- 1.4 Dokumentacja geotechniczna opracowana przez Pracownię Badań Geotechnicznych GEObud" opracowana na potrzeby niniejszego opracowania
- 1.5 Projekt branżowe opracowywane równolegle
- 1.6 przeprowadzone wizje lokalne

2. Zakres opracowania.

Opracowanie obejmuje projekt techniczny konstrukcji:

- rozbudowy budynku technicznego Ob. Nr 1 i Nr 9
- budowy wiaty na osad Ob. Nr 7
- budowy reaktora biologicznego Ob. Nr 2

3.0 Warunki gruntowo-wodne

Warunki gruntowo-wodne określono na podstawie Opinii geotechnicznej oraz badań podłoża gruntowego dla potrzeb niniejszego opracowania wykonanych przez Pracownię Badań Geotechnicznych „GEOBUD” s. c. 05-825 Grodzisk Mazowiecki, ul. Nadarzyńska 4 02-886 Warszawa, ul. Jagielska 374

Charakterystyka podłoża budowlanego

Na podstawie przeprowadzonej analizy genezy oraz różnic litologii i stanu gruntów w podłożu projektowanych obiektów oczyszczalni ścieków wyodrębniono sześć zasadniczych serii geotechnicznych, charakteryzujących się odmiennymi wartościami parametrów odkształceniowo-wytrzymałościowych. Przy określaniu wartości parametrów geotechnicznych gruntów budujących podłoże budowlane projektowanego obiektu, jako parametr wiodący przyjęto dla gruntów sypkich stopień zagęszczenia I_D określony na podstawie oporu świdra rejestrowanego podczas wykonywania otworów badawczych oraz archiwalnych wyników sondowań dynamicznych, natomiast dla gruntów spoistych — stopień plastyczności I_L oznaczony na podstawie wskazań penetrometru wciskowego.

Wartości parametrów geotechnicznych rodzimych gruntów mineralnych podłoża ustalono zgodnie z normą EN 1997-1 na podstawie doświadczeń porównywalnych odnoszących się do analogicznych litologicznie i genetycznie gruntów.

CHARAKTERYSTYKA WARSTW GEOTECHNICZNYCH:

I warstwę geotechniczna stanowią holocenijskie grunty nasypowe, reprezentowane przez mieszaninę piasków różnoziarnistych, ilów oraz humusowej substancji organicznej. Nasypy zalegają w strefie przypowierzchniowej w formie ciągłej warstwy o grubości zmieniającej się od 0,2 do 1,1 m. Niekontrolowany sposób formowania skutkujący słabym zagęszczeniem nasypów a także lokalnie duża zawartość substancji organicznej pochodzenia roślinnego (humusu) powodują, że utwory nasypowe są kwalifikowane do grupy gruntów słabonośnych, które należy w całości usunąć z podłoża projektowanych obiektów oczyszczalni ścieków. W razie konieczności w miejsce usuniętych nasypów niekontrolowanych zaleca się wbudowanie

budowlanego nasypu żwirowo-piaszczystego lub piaszczystego, formowanego warstwami o grubości uzależnionej od stosowanego sprzętu zagęszczającego (zwykle nie więcej niż 0,2 — 0,3 m) i zagęszczonego do uzyskania wskaźnika zagęszczenia I_s równego co najmniej 0,97.

II warstwa geotechniczna budują holocenyjskie **grunty organiczne** rozwinięte w warunkach dużej wilgotności. Pod względem litologicznym jest to torf. Utwory organiczne rozpoznano jedynie w otw. 3, w strefie głębokości 1,1 — 1,7 m p.p.t. Osady organiczne są zaliczane do grupy gruntów nienośnych, które należy w całości usunąć z podłoża projektowanych instalacji.

III warstwa geotechniczna obejmuje plejstocenyjskie, **sypkie grunty wodnolodowcowe górne** występujące w stanie średnio zagęszczonym. Uśredniona wartość stopnia zagęszczenia I_D jest równa 0,50. Obecność górnych utworów fluwioglacjalnych, wykształconych w postaci piasków drobnych, stwierdzono wyłącznie w otw. 2, na głębokości 0,2 — 0,4 m p.p.t. Średnio zagęszczone piaski o genezie wodnolodowcowej cechują się wysokimi wartościami parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych a ponadto są kwalifikowane do grupy gruntów nie wysadzinowych.

IV warstwę geotechniczną tworzą plejstocenyjskie, **sypkie grunty morenowe** zlodowacenia Warty, znajdujące się w stanie średnio zagęszczonym. Sypkie utwory lodowcowe są reprezentowane przez zailone piaski różnoziarniste. Uogólniona wartość stopnia zagęszczenia I_D wynosi 0,55. Sypkie osady lodowcowe charakteryzują się stosunkowo wysokimi wartościami parametrów wytrzymałościowych oraz małą ściśliwością. Jednocześnie są to grunty o wątpliwej wysadzinowości. Z uwagi na naturalne zróżnicowanie składu granulometrycznego w obrębie serii sypkich utworów morenowych wyodrębniono dwie warstwy geotechniczne:

- **IVa warstwa geotechniczna** obejmuje średnio zagęszczone **piaski drobne** o genezie lodowcowej.
- **IVb warstwa geotechniczna** obejmuje glacialne **piaski średnie**.

V warstwa geotechniczna jest zbudowana ze **spoistych, nieskonsolidowanych gruntów morenowych** zlodowacenia Warty, wykształconych w postaci piasków ilastych i ilów piaszczystych z domieszką żwirów. Spoiste osady morenowe zlodowacenia Warty, których strop rozpoznano na głębokości 0,4 — 1,7 m p.p.t., cechują się przeciętnymi wartościami parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych a jednocześnie są kwalifikowane do grupy gruntów bardzo wysadzinowych. Naturalna zmienność konsystencji stanowiła podstawę wyodrębnienia dwóch warstw geotechnicznych:

- **Va warstwa geotechniczna** obejmuje spoiste, nieskonsolidowane grunty morenowe występujące w stanie **plastycznym**. Uśredniona wartość stopnia plastyczności I_L osiąga 0,40.
- **Vb warstwa geotechniczna** obejmuje spoiste, nieskonsolidowane grunty morenowe w stanie **twardoplastycznym**, dla których uogólniona wartość stopnia plastyczności I_L wynosi 0,20. Strop twardoplastycznych, spoistych utworów lodowcowych rozpoznano na głębokości 3,2 m p.p.t. (otw. 3).

VI serię geotechniczną stanowią **sypkie grunty wodnolodowcowe dolne**, wykształcone w postaci piasków różnoziarnistych znajdujących się w stanie średnio zagęszczonym. Uśredniona wartość stopnia zagęszczenia I_D jest równa 0,60. Obecność dolnych piasków fluwioglacjalnych stwierdzono jedynie w podłożu południowej części analizowanego terenu, na głębokości przekraczającej 1,7 — 2,0 m p.p.t. Z uwag na obserwowane zróżnicowanie uziarnienia w obrębie serii sypkich osadów wodnolodowcowych dolnych wyodrębniono dwie warstwy geotechniczne:

- **VIa warstwa geotechniczna** obejmuje średnio zagęszczone **piaski drobne**, które dominują w obrębie serii dolnych utworów fluwioglacjalnych.

- **VIb warstwa geotechniczna** obejmuje **piaski średnie** o genezie wodnolodowcowej w stanie średnio zagęszczonym.

Geotechniczne warunki posadowienia

Warunki geotechniczne występujące na terenie działki nr ew. 829/1, położonej przy ul. Wojska Polskiego w miejscowości Jeżów, powiat brzeziński umożliwiają bezpośrednie posadowienie fundamentów projektowanych obiektów oczyszczalni ścieków. W strefie przypowierzchniowej analizowanego terenu stwierdzono obecność holocenów, słabonośnych gruntów nasypowych (I warstwa geotech.) oraz nienośnych osadów organicznych (II warstwa geotech.) o łącznej grubości zmieniającej się od 0,2 do 1,7 m, podścielonych przez rodzime grunty mineralne, reprezentowanych przez: średnio zagęszczone, sypane grunty wodnolodowcowe górne (III warstwa geotech.), sypane grunty morenowe w stanie średnio zagęszczonym (IV seria geotech.), spoiste, nieskonsolidowane grunty morenowe w stanie plastycznym i twardoplastycznym (V seria geotech.) oraz średnio zagęszczone piaski wodnolodowcowe dolne (VI seria geotech.).

Warstwę wodonośnego pierwszego poziomu wód podziemnych budują słabo wodoprzepuszczalne, sypane grunty morenowe (IV seria geotech.) a także średnio i dobrze wodoprzepuszczalne piaski wodnolodowcowe dolne (VI seria geotech.). Zwierciadło wód podziemnych lokalnie ma charakter naporowy. Warstwę napinającą tworzą półprzepuszczalne, spoiste grunty morenowe zlodowacenia Warty (V seria geotech.). Ustalone zwierciadło wód gruntowych stabilizuje się na głębokości 1,37 — 1,90 m p.p.t., występując na rzędnej zmieniającej się od ok. 165,3 do 166,2 m n.p.m. Przepływ wód podziemnych odbywa się w kierunku północnym, w stronę cieku Jeżówka, który stanowi lokalną bazę drenażową. Poziom zwierciadła wód gruntowych rozpoznany w wykonanych odwiertach badawczych jest zbliżony do stanu wysokiego. Uogólniona wartość współczynnika filtracji k_{10} osadów sypkich budujących warstwę wodonośną waha się od 1 — 2 m/d w przypadku zasilonych piasków drobnych o genezie morenowej do 15 — 20 m/d w przypadku średnich piasków wodnolodowcowych.

Do obliczeń konstrukcyjnych fundamentów wykorzystano wartości obliczeniowe parametrów geotechnicznych określone na podstawie wartości charakterystycznych. W przypadku braku obliczeń, przy wymiarowaniu fundamentów posadowionych w obrębie rodzimych gruntów mineralnych, zagłębionych co najmniej 1,0 m p.p.t., obciążonych statycznie i osiowo, można założyć, że nośność podłoża jest dostateczna dla przyjęcia obliczeniowych, jednostkowych nacisków pod fundamentem q_{rs} wynoszących maksymalnie 160 kPa.

Wnioski

1. W podłożu projektowanych obiektów przeznaczonej do rozbudowy oczyszczalni ścieków, zlokalizowanej na terenie działki budowlanej nr 829/1, położonej przy ul. Wojska Polskiego w miejscowości Jeżów, powiat brzeziński stwierdzono występowanie przy powierzchni terenu holocenów, słabonośnych gruntów nasypowych (I warstwa geotech.) oraz nienośnych osadów organicznych (II warstwa geotech.) o łącznej miąższości dochodzącej do 0,2 - 1,7 m, podścielonych przez nośne, rodzime grunty mineralne reprezentowane przez: średnio zagęszczone, sypane grunty wodnolodowcowe górne (III warstwa geotech.), sypane grunty morenowe w stanie średnio zagęszczonym (IV seria geotech.), spoiste, nieskonsolidowane grunty morenowe w stanie plastycznym i twardoplastycznym (V seria geotech.) oraz średnio zagęszczone piaski wodnolodowcowe dolne (VI seria geotech.). Przestrzenny układ warstw geotechnicznych budujących podłoże gruntowe analizowanego terenu przedstawiono na przekroju zamieszczonym
2. Warstwę wodonośnego pierwszego poziomu wód podziemnych budują słabo wodoprzepuszczalne, sypane grunty morenowe (IV seria geotech.) a także średnio i dobrze wodoprzepuszczalne piaski wodnolodowcowe dolne (VI seria geotech.). Zwierciadło wód podziemnych lokalnie ma charakter naporowy. Warstwę napinającą tworzą półprzepuszczalne, spoiste grunty morenowe zlodowacenia Warty (V seria geotech.). Ustalone zwierciadło wód

gruntowych stabilizuje się na głębokości 1,37 — 1,90 m p.p.t., występując na rzędnej zmieniającej się od ok. 165,3 do 166,2 m n.p.m. Przepływ wód podziemnych odbywa się w kierunku północnym, w stronę cieku Jeżówka, który stanowi lokalną bazę drenażową. Poziom zwierciadła wód gruntowych rozpoznany w wykonanych odwiertach badawczych jest zbliżony do stanu wysokiego. Uogólniona wartość współczynnika filtracji k_{10} osadów sypkich budujących warstwę wodonośną waha się od 1 — 2 m/d w przypadku zasilonych piasków drobnych □ genezie morenowej do 15 — 20 m/d w przypadku średnich piasków wodnolodowcowych.

3. W czasie intensywnych opadów atmosferycznych a także szybkiego topnienia pokrywy śniegowej wody infiltrujące od powierzchni terenu mogą okresowo gromadzić się w obniżeniach powierzchni stropowej półprzepuszczalnych, spoistych utworów glacialnych (V seria geotechn.), tworząc poziom wód zawieszonych. Analogicznie wody opadowe i roztopowe mogą zbierać się w obrębie zasypki wykopów fundamentowych wykonanych poniżej stropu glin zwałowych zlodowacenia Warty.
4. Zarówno holocénskie osady nasypowe (I warstwa geotech.) jak i utwory organiczne (II warstwa geotech.), występujące przy powierzchni analizowanego terenu w formie ciągłej warstwy o grubości zmieniającej się od 0,2 do 1,7 m, należy w całości usunąć z podłoża projektowanych obiektów oczyszczalni ścieków. W miejsce usuniętych nasypów niekontrolowanych i osadów humusowych zaleca się wbudowanie żwirowo-piaszczystego lub piaszczystego nasypu budowlanego. Formowany nasyp należy dogęścić do osiągnięcia wskaźnika zagęszczenia 15 równego co najmniej 0,97.
5. Do obliczeń konstrukcyjnych fundamentów należy wykorzystać wartości obliczeniowe parametrów geotechnicznych określone na podstawie wartości charakterystycznych prezentowanych w tabeli 1. Przy wymiarowaniu ław fundamentowych posadowionych w obrębie rodzimych gruntów mineralnych, obciążonych statycznie, osiowo i zagłębionych co najmniej 1,0 m p.p.t. można przyjąć, bez wykonywania szczegółowych obliczeń sprawdzających, że nośność podłoża jest dostateczna dla przyjęcia obliczeniowych, jednostkowych nacisków pod fundamentem qrs wynoszących maksymalnie 160 kPa.
6. Spoiste grunty o genezie morenowej, wydzielone jako V seria geotechniczna, są kwalifikowane do grupy gruntów bardzo wysadzinowych, co powoduje, że fundamenty projektowanych obiektów oczyszczalni ścieków muszą być posadowione poniżej maksymalnej głębokości przemarzania, tj. na głębokości przekraczającej 1,0 m p.p.t. a roboty ziemne i fundamentowe nie mogą być prowadzone w okresach możliwych spadków temperatury powietrza poniżej 0 °C.
7. Dla zabezpieczenia naturalnej struktury rodzimych gruntów mineralnych zalegających w poziomie posadowienia fundamentów należy, bezzwłocznie po dogłębieniu wykopów fundamentowych do docelowej głębokości, wykonać w dnie warstwę ochronną z betonu podkładowego.
8. Zgodnie z klasyfikacją przedstawioną w Rozporządzeniu Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w podłożu działki budowlanej nr 829/1, zlokalizowanej przy ul. Wojska Polskiego w miejscowości Jeżów, powiat brzeziński występują proste warunki gruntowe, dzięki czemu projektowana rozbudowa oczyszczalni ścieków może być zakwalifikowana do drugiej kategorii geotechnicznej.

4.0 Budynek techniczny Ob. Nr 1 i Nr 9

Zaprojektowano budynek parterowy z poddaszem użytkowym z dachem dwuspadowym pokrytym blachodachówką na pełnym deskowaniu bezpośrednio przy istniejącym budynku technicznym. Obiekt zaprojektowano w systemie tradycyjnym, częściowo uprzemysłowionym.

4.1 Opis przyjętych rozwiązań technicznych

Obowiązujące normy i przepisy:

- | | |
|--------------------------|---|
| - PN-B-03264:2002 | Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
Projektowanie i obliczenia. |
| - PN-82/B-02000 | Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości. |
| - PN-82/B-02001 | Obciążenia stałe. |
| - PN-82/B-02003 | Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe. |
| - PN-82/B-02004 | Obciążenia pojazdami. |
| - PN-80/B-02010/Az1 | Obciążenia śniegiem. |
| - PN-82/B-02011:1977/Az1 | Obciążenia wiatrem. |
| - PN-88/B-02014 | Obciążenia gruntem. |
| - PN-81/B-03020 | Posadowienie bezpośrednio budowli. |
| | |
| - PN-EN 1990 | ECO, Podstawy projektowania konstrukcji |
| - PN-EN 1991-1-1 | EC1: Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe. |
| - PN-EN 1991-1-2 | Oddziaływanie na konstrukcje w momencie pożaru. |
| - PN-EN 1991-1-3 | Obciążenie śniegiem |
| - PN-EN 1991-1-4 | Oddziaływania wiatru. |
| - PN-EN 1991-1-5 | Oddziaływania termiczne. |
| - PN-EN 1991-1-6 | Oddziaływanie w czasie wykonywania konstrukcji. |
| - PN-EN 1991-1-7 | Oddziaływania wyjątkowe. |

Założenia statyczne konstrukcji: schemat obliczeniowy, metodyka obliczeń.

Do obliczeń statycznych przyjęto następujące założenia:

- maksymalne obciążenie śniegiem dla II strefy śniegowej
- maksymalne obciążenie wiatrem dla I strefy wiatrowej
- przy projektowaniu więźby dachowej uwzględniono dodatkowe obciążenia związane z ewentualnym montażem paneli fotowoltaicznych

Metodyka obliczeń.

Przyjęto następującą metodykę obliczeń:

- Więźba dachowa – przyjęto dwa schematy obliczeniowe w zależności od usytuowania konstrukcji obciążane: ciężarem własnym, pokryciem dachu, śniegiem i wiatrem (różne warianty), od ciężaru instalacji fotowoltaicznych
- Strop nad parterem – przyjęto schematy płyty obciążanej dwukierunkowo; obciążone ciężarem poszczególnych warstw stropu, obciążeniem użytkowym i od ścianek działowych, oraz konstrukcji dachu
- Ściany konstrukcyjne – obciążone stropem, wiatrem i więźbą dachową

Przyjęte schematy konstrukcyjne analizowano kombinacją następujących obciążeń:

- Ciężarem własnym
- Obciążeniami technologicznymi
- Obciążeniem wiatrem
- Obciążenie śniegiem

4.2. OPIS KONSTRUKCJI

4.2.1 Fundamenty

Projektuje się betonowe ławy fundamentowe wysokości 40 cm, monolityczna wylewane na mokro zbrojone konstrukcyjnie ze względu na nierównomierne osiadanie budynku.

Ławy fundamentowe wykonać z betonu C20/25 (W80) zbrojone prętami ze stali A-IIIIN $\phi 12$.

Pod ławami fundamentowymi wykonać warstwę podkładu gr. 10 cm z chudego betonu B10.

W ławach fundamentowych należy zabetonować bednarkę odgromową i uziemiającą zgodnie z wytycznymi projektu branży elektrycznej.

Zgodnie z opinią geologiczną w miejscu projektowanego posadowienia budynku pod warstwą nasypów nasypowych (słabonośnych – niebudowlanych) zalegają spoiste nieskosolidowane grunty morenowe w stanie plastycznym $I_L = 0,40$, są to grunty nośne bardzo wysadzinowe.

W obszarze projektowanych fundamentów należy usunąć grunty nasypowe (około 1,6 m) do poziomu gruntów nośnych. W celu posadowienia projektowanego budynku na poziomie sąsiedniego, istniejącego budynku technicznego, w przypadku głębszego zalegania nasypów niebudowlanych od poziomu projektowanego posadowienia należy usunąć grunt niebudowlany i zastąpić go pospółką stabilizowaną cementem.

Uwaga:

- Po usunięciu gruntów niebudowlanych i słabonośnych należy dokonać odbioru wykopu przez uprawnionego geologa.
- Po wykonaniu nasypów należy sprawdzić wskaźnik zagęszczenia nasypu przez uprawnionego geologa.

Podczas prac fundamentowych należy przestrzegać n/w zasad:

- wykopy fundamentowe powinny być wykonane w suchej porze roku i nie mogą być wykonywane wyprzedzająco i stać otwarte,
 - w wykopie należy pozostawić warstwę ochronną gruntu gr. 30cm, która należy odspoić bezpośrednio przed przystąpieniem do prac fundamentowych ręcznie,
 - odsłonięte podłoże gruntowe należy przykryć warstwą chudego betonu gr. 10cm, co stanowi jednocześnie podbeton pod fundamenty,
 - w celu nie dopuszczenia do uplastycznienia gruntu pod ławami i stopami podbeton należy wylewać na szerokość min. 10cm większą od wszystkich krawędzi fundamentu
 - naruszony grunt wokół rur instalacyjnych przechodzących pod fundamentami należy usunąć i uzupełnić chudym betonem,
 - należy chronić wykop przed zalaniem (opady atmosferyczne itp.),
 - w przypadku wystąpienia w wykopie fundamentowym w poziomie posadowienia wody gruntowej, należy wykonać odwodnienie a „naruszone” warstwy gruntu zastąpić chudym betonem,
 - nie należy dopuścić do przemarznięcia wykopu,
 - w przypadku wystąpienia zalegania warstwy nośnej (gruntów rodzimych) nieznacznie poniżej zakładanej nie należy obniżać poziomu posadowienia, a różnice wypełnić chudym betonem,
 - roboty ziemne i fundamentowe wykonywać pod ścisłym nadzorem geotechnicznym
- Budynek posadowiony będzie na warstwie glin morenowych warstwa III w stanie twardeplastycznym $I_L = 0,20$ w przypadku stwierdzenia występowania gruntu w stanie miękkoplastycznym należy wykonać ławę piaskową z pospółki.

UWAGA:

Dno wykopów powinno zostać odebrane i skonfrontowane z dokumentacją geotechniczną przez geotechnika wykonującego badania gruntowe.

Izolacja fundamentu:

Izolacja pozioma fundamentu z warstwy papy asfaltowej termozgrzewalnej, ułożonej na chudym betonie C8/10 o grub. 10 cm. Izolacja pionowa oraz odsadzek fundamentu dwa razy emulsją asfaltową na rozpuszczalnikach wodnych np. Desterbbitem

4.2. 2 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe zaprojektowano jako ścianki betonowe z betonu C20/25 (W8) zbrojone konstrukcyjnie dwoma siatkami z prętów $\varnothing 10$ ze stali A-IIIIN $\varnothing 12$. Dopuszcza się wykonanie ścian fundamentowych z bloczków betonowych zakończonych wieńcem żelbetowym (4 pręty $\varnothing 12$, strzemiona z prętów $\varnothing 6$ w rozstawie co 25 cm).

4.2.3 Ściany nadziemia

Ściany konstrukcyjne zaprojektowano jako murowane gr 24 cm murowane z cegły silikatowej kl. 20 na zaprawie cementowo-wapiennej marki M8. W ścianach zaprojektowano rdzenie żelbetowe z betonu C20/25 zbrojone stalą A-IIIIN (4 pręty $\varnothing 12$, strzemiona z prętów $\varnothing 6$ w rozstawie co 20 cm)

4.2.4. Ściany działowe

Ściany działowe z cegły silikatowej gr. 12 cm na zaprawie cementowo-wapiennej marki M8.

4.2.5 Strop nad parterem

Nad parterem zaprojektowano żelbetowy strop monolityczny, grubości 20 cm z betonu C20/25 i stali A-IIIIN, zbrojone krzyżowo. Nadproża żelbetowe z betonu klasy B 20/25 zbrojone prętami ze stali A-IIIIN zgodnie z rysunkami konstrukcji.

4.2.6. Schody

Schody wewnętrzne, płytowe monolityczne oparte na; fundamencie, spoczniku oraz na stropie z betonu C20/25, zbrojone stalą A-IIIIN. Schody zbrojone dwoma siatkami z prętów $\varnothing 12$ w rozstawie co 15 cm w obu kierunkach. Grubość płyty 16 cm.

4.2.7. Dach .

Dach konstrukcji drewnianej o spadku $32,8^\circ$ zaprojektowano o konstrukcji krokwiowej jętykowej z drewna klasy C 24 . Krokwie o przekroju 8/20 cm obite są deskami grubości 20 mm lub płytą OSB którą wliczono do współpracy krokwi aby nie zwiększać ich grubości. Rozstaw krokwi przyjęto maksymalnie co ~90 cm. Krokwie oparte na murlacie o wymiarach 14/14cm mocowanej do wieńca kotwami M 12 w rozstawie maksymalnym co 1,50m. Elementy drewniane chronić przed ogniem, grzybami i owadami poprzez impregnację preparatami posiadającymi aprobatę UB zgodnie z instrukcją producenta np. Fobosem M-4.

4.2.8. Kominy wentylacyjne.

Kominy wentylacyjne zaprojektowano pustaków samonośnych np. firmy SCHIEDEL, typ Rondo Plus.

5. Wiata stalowa na osad Ob. Nr 7

Zaprojektowano wiatę o konstrukcji stalowej posadowionej na żelbetowych ścianach oporowych stanowiących jednocześnie zasieki składowanego osadu.

5.1 Opis przyjętych rozwiązań technicznych

Obowiązujące normy i przepisy:

- PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
Projektowanie i obliczenia.
- PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- PN-82/B-02001 Obciążenia stałe.
- PN-82/B-02003 Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- PN-82/B-02004 Obciążenia pojazdami.
- PN-80/B-02010/Az1 Obciążenia śniegiem.
- PN-82/B-02011:1977/Az1 Obciążenia wiatrem.
- PN-88/B-02014 Obciążenia gruntem.
- PN-81/B-03020 Posadowienie bezpośrednie budowli.

- PN-EN 1990 ECO, Podstawy projektowania konstrukcji
- PN-EN 1991-1-1 EC1: Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe.
- PN-EN 1991-1-2 Oddziaływanie na konstrukcje w momencie pożaru.
- PN-EN 1991-1-3 Obciążenie śniegiem
- PN-EN 1991-1-4 Oddziaływania wiatru.
- PN-EN 1991-1-5 Oddziaływania termiczne.
- PN-EN 1991-1-6 Oddziaływanie w czasie wykonywania konstrukcji.
- PN-EN 1991-1-7 Oddziaływania wyjątkowe.

Założenia statyczne konstrukcji: schemat obliczeniowy, metodyka obliczeń.

Do obliczeń statycznych przyjęto następujące założenia:

- maksymalne obciążenie śniegiem dla II strefy śniegowej
- maksymalne obciążenie wiatrem dla I strefy wiatrowej
- przy projektowaniu więzby dachowej uwzględniono dodatkowe obciążenia związane z ewentualnym montażem paneli fotowoltaicznych

Metodyka obliczeń.

Przyjęto następującą metodykę obliczeń:

- Konstrukcja dachu – przyjęto schematy obliczeniowe konstrukcji obciążane: ciężarem własnym, pokryciem dachu, śniegiem i wiatrem (różne warianty), od ciężaru instalacji fotowoltaicznych
- Ściany oporowe – obciążone gruntem, oraz oddziaływaniem wiatu stalowej posadowionej na ścianie

Przyjęte schematy konstrukcyjne analizowano kombinacją następujących obciążeń:

- Ciężarem własnym
- Obciążeniami technologicznymi
- Obciążeniem wiatrem
- Obciążenie śniegiem

5.2 OPIS KONSTRUKCJI

5.2.1 Fundamenty

Zaprojektowano żelbetowe ściany oporowe z betonu C30/37 (W8) oraz stali A-IIIN, otulina prętów- 5 cm.

Ściany oporowe posadzić na warstwie betonu podkładowego gr. 10 cm (B10). W miejscach oparcia słupów stalowych wiaty dodatkowo zaprojektowani rdzenie żelbetowe R-1 o przekroju 40x40 cm.

Elementy betonowe stykające się z gruntem izolować emulsją asfaltową na rozpuszczalnikach wodnych. W murach oporowych należy zabetonować bednarkę odgromową i uziemiającą zgodnie z wytycznymi projektu elektrycznego. Ściany oporowe obsypywać obustronnie pospółką zagęszczaną mechanicznie warstwami co 30 cm.

Warunki gruntowo-wodne oraz wytyczne realizacji przedstawiono w poz. **4.2.1**

5.2.2 Wiatła stalowa

Konstrukcję wiatły stanowią cztery ramy stalowe z profili walcowanych HEB 180.

Na ramach stalowych należy montować płatwie z dwuteownika IN120.

Skrajne pola wiatły stężono (ściany oraz połąć dachową) ściągami stalowymi z prętów $\varnothing 18$.

Słupy stalowa ram konstrukcyjnych montować do rdzeni stalowych za pomocą kotew stalowych M18 montowanych na ładunki chemiczne.

Konstrukcję rusztu zaprojektowano w oparciu o normy europejskie w klasie wykonania konstrukcji EXC2 ze stali S235JR. Poziom wymagań jakości wg PN-EN ISO 3834 – standardowe. Poziom jakości złączy wg Pn-En ISO 5817 „C”.

Spoiny szczepne wg PN - EN 1090-2 $L \geq 50 \text{ mm}$ $L \geq 4 t_{\max}$.

Spoiny czołowe i pachwinowe wg PN-EN 1993-1-8 i PN-EN 1708-2.

Dla wszystkich spoin przeprowadzić badania wizualne. $U < 0,5$

Zakres badań spoin wg PN-EN 1090-2:

wszystkie spoiny na całej długości powinny być poddane po wykonaniu kontroli wizualnej (VT).

Realizacja powinna być poprzedzona przygotowaniem geodezyjnym w miejscu montażu.

Maksymalna liczba spawów powinna być wykonana warsztatowo. Wszystkie spawy montażowe elementów głównych należy uznać za połączenia główne i powinny być poddane badaniom.

Zaprojektowano zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej wiatły w kategorii C4 (na podstawie normy PN-EN ISO 12944-2) np. emalią epoksydową) Minimalna grubość powłoki malarskiej 180 μm (warstwa podkładowa 80 μm + warstwa wierzchnia 100 μm).

Wszystkie prace powinny być wykonane przez doświadczony zespół z zachowaniem odnośnych norm oraz zasad BHP i pod stałym nadzorem osoby upoważnionej.

6.0. Reaktor.

6.1 Charakterystyka obiektu.

Projektowany reaktor jest podwójnym zbiornikiem radialnym. Składa się ze zbiornika wewnętrznego stanowiącego osadnik wtórny o średnicy wewnętrznej $D_W = 6,60$ m i średnicy zewnętrznej $D_Z = 7,20$ m, oraz zbiornika zewnętrznego stanowiącego komorę napowietrzania o średnicy wewnętrznej $D_W = 14,40$ m i średnicy zewnętrznej $D_Z = 15,10$ m. Głębokość projektowanego osadnika i komory napowietrzania wynosi $h_s = 5,60$ m. Osadnik wtórny posiada z centralnym lejem osadowym głębokości $h_l = 1,10$ m.

Powierzchnia zabudowy reaktora wynosi $F_Z = 180,00$ m².

Pojemność osadnika wynosi $V_{Po} = 185,90$ m³.

Pojemność komory napowietrzania wynosi $V_{Pkn} = 683,70$ m³.

Kubatura $V_K = 1020,00$ m³.

6.2. Warunki gruntowo-wodne w miejscu posadowienia bloku.

Projektowany reaktor zostanie posadowiony na rzędnej 164,10 w warstwie gruntów spoistych, nieskonsolidowanych gruntach morenowych w stanie plastycznym o stopniu plastyczności $I_L = 0,40$. Na rzędnej 163,50 m npm zalegają grunty spoiste, nieskonsolidowane gruntach morenowych w stanie twardoplastycznym o stopniu plastyczności $I_L = 0,20$. Zwierciadło wody gruntowej stabilizuje się na poziomie 165,30 (164,80) m npm..

6.3. Opis projektowanych konstrukcji.

Przed przystąpieniem do zasadniczych prac montażowych związanych z konstrukcją komór napowietrzania należy :

- z uwagi na ustabilizowany poziom wód gruntowych na rzędnej 165,30 m npm wykop pod projektowany reaktor należy wykonać jako szerokoprzestrzenny z systemem odwodnienia powierzchniowego poprzez ciągłe pompowanie wody z wykopu lub alternatywnie wykop wykonać w obudowie z pionowo zabitej ścianki szczelnej z grodzic stalowych G62 o długości $H = 9,00$ m.
- wykonać wykop do poziomu min 163,50 m npm to jest do warstwy grunty spoiste, nieskonsolidowane gruntach morenowych w stanie twardoplastycznym o stopniu plastyczności $I_L = 0,20$,
- w wykopie wykonać ławę z kruszywa zagęszczanego mechanicznie do stopnia zagęszczenia 0,98 w skali Proctors do poziomu posadowienia podbudowy betonowej to jest do rzędnej 164,10 m npm.

W tak przygotowanych wykopach należy :

- wykonać podbudowę o grubości 15 cm z betonu C 12/15,
- pierścień podporowy w miejscu dylatacji gr. 15 cm i szerokości 100 cm z betonu C 30/37 zbrojonego stalą A-IIIIN,
- na przygotowanym podłożu ułożyć izolację z papy termozgrzewalnej,
- na wykonanej izolacji wykonać płytę denną projektowanego osadnika wtórnego grubości 40 cm z betonu C 30/37 zbrojonego stalą A-IIIIN, przed zabetonowaniem płyty dennej w miejscu dylatacji osadzić taśmy dylatacyjną zewnętrzną typu DA32/3 oraz taśmę dylatacyjną wewnętrzną typu D32, styk płyty dennej ze ścianą uszczelnić taśmą dylatacyjną wewnętrzną typu A15,
- na płycie dennej wykonać ściany zewnętrzne o grubości 30 cm i wysokości $h = 560$ cm z betonu C 30/37 zbrojonego stalą A-IIIIN, trakcie betonowania ścian osadzić projektowane przejścia szczelne dla rur PE,
- przed wykonaniem płyty dennej komory napowietrzania dylatację uzupełnić wkładkami z twardego styropianu gr. 2cm,
- na wykonanej izolacji wykonać płytę denną projektowanej komory napowietrzania grubości 40 cm z betonu C 30/37 zbrojonego stalą A-IIIIN, płytę denną podzielić na cztery części robocze, przerwy robocze oraz styk płyty dennej ze ścianą uszczelnić taśmą dylatacyjną wewnętrzną typu A15,
- na płycie dennej wykonać ściany zewnętrzne o grubości 35 cm i wysokości $h = 560$ cm z betonu C 30/37 zbrojonego stalą A-IIIIN, trakcie betonowania ścian osadzić projektowane przejścia szczelne dla rur PE,
- komorze osadnika wtórnego wykonać skosy technologiczne z betonu C 30/37 zbrojonego stalą A-IIIIN,
- nad osadnikiem wtórnym i komorą napowietrzania wykonać żelbetowy pomost technologiczny z betonu C 30/37 zbrojonego stalą A-IIIIN,
- dylatacją od wewnątrz uszczelnić kitem poliuretanowym,
- izolację ścian zewnętrznych komór napowietrzania do poziomu gruntu zasypowego pokryć emulsją asfaltową,
- zasypką przestrzeni pomiędzy ścianami bloku a wykopem mieszaną piaskowo – żwirową zagęszczaną mechanicznie do stopnia zagęszczenia $I_s = 0,98$,

- w koło osadnika wykonać nawierzchnię z kostki betonowej grubości 8 cm układanej na podsypce cementowo – piaskowej 1 : 4 grubości 3 cm i podbudowie z kruszywa naturalnego zagęszczanego mechanicznie grubości 15 cm.
- na pomoście zamontować oporęczowanie wykonane z rur stalowych.

6.4. Materiały :

- beton konstrukcyjny C – 30/37 , W – 8 , F – 150
- beton niekonstrukcyjny C 12/15
- stal zbrojeniowa A-IIIN
- uszczelnienie przerw technologicznych i dylatacji taśmą PCV wewnętrznymi typu D32 i A15 oraz zewnętrznymi typu A15 .

6.5.1 Wymiarowanie REAKTORA – ściana zewnętrzna.

Zbiornik walcowy typu 3

- dane wyjściowe do obliczeń statycznych

$$D_w = 14,40 \text{ m} , D_z = 15,10 \text{ m} , r_0 = 7,375 \text{ m} , L_w = 5,60 \text{ m} , h_w = 0,35 \text{ m}$$

- obciążenie ścian ściekami .

$$g = 10,00 \times 1,1 = 11,00 \text{ kN/m}^3$$

$$p_w = 11,00 \times 5,60 = 61,60 \text{ kN/m}^2$$

miarodajne obciążenie od parcia ścieków .

- wielkości stałe do wzorów na siły wewnętrzne w powłoce .

$$\lambda_w = \sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{r_0 h_0}} = \frac{1,3068}{\sqrt{7,375 \times 0,35}} = 0,81 \text{ 1/m}$$

$$V_w = \lambda_w l_w = 0,81 \times 5,60 = 4,53 \cong 4,50$$

$$\frac{p_w}{2\lambda_w} = \frac{61,60}{2 \times 0,81} = 38,02 \text{ kN/m}$$

$$\frac{p_w}{2\lambda_w^2} = \frac{61,60}{2 \times 0,81^2} = 46,94 \text{ kN/m}$$

- wielkości sił wewnętrznych od parcia ścieków

$$H_A = \frac{P_w}{2\lambda_w} H_0^{3a} = 38,02 \times 1,77745 = 67,58 \text{ kN/m}$$

$$n_\varphi^w = p_w r_0 N_0^{3a} = 61,60 \times 7,375 \times N_0^{3a} = 454,30 N_0^{3a}$$

ζ_w	c	N_0^{3a}	n_φ^w
0,4	454,30	0,51306	233,08

$$m_x^w = \frac{P_w}{2\lambda_w^2} M_0^{3a} = 46,94 \times M_0^{3a}$$

ζ_w	c	M_0^{3a}	m_x^w
0,0	46,94	0,77782	36,51
0,3	46,94	-0,20838	-9,78

Wartości ekstremalne sił wewnętrznych w powłoce .

- od parcia ścieków

$$H_A = 67,58 \text{ kN/m}$$

$$n_\varphi^w = 233,08 \text{ kN/m} ,$$

$$m_x^w = 36,51 \text{ kNm/m} ,$$

Wymiarowanie przekroju .

- wymiarowanie ścian zbiornika

Beton B – 35 , stal A – IIIN

$$b = 1,00 \text{ m} , h = 0,35 \text{ m} , h_0 = 0,25 \text{ m} ,$$

- na siłę rozciągającą w powłoce $n_\varphi^w = 233,08 \text{ kN/m}$ przy $a = 0,4$

$$h_{\min} = \frac{233,08}{1550 \times 1,0} = 0,15 \text{ m}$$

$$F_a = \frac{233,08}{350000} = 0,000666 \text{ m}^2 = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$F_{a \min} = 0,004 \times 35 \times 100 = 14,0 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 2 \times \phi 14 \text{ co } 20 \text{ cm}$$

- zbrojenie na moment $m_w = 36,51 \text{ kNm/m}$

$$M_{\text{tabl}} = 40,80 \text{ kNm} \rightarrow F_{a \min} = 4,20 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie pionowe konstrukcyjnie $\phi 14$ co 20 cm

6.5.2 Wymiarowanie REAKTORA – ściana wewnętrzna.

Zbiornik walcowy typu 3

- dane wyjściowe do obliczeń statycznych

$$D_w = 6,60 \text{ m} , D_z = 7,20 \text{ m} , r_0 = 3,45 \text{ m} , L_w = 5,60 \text{ m} , h_w = 0,30 \text{ m}$$

- obciążenie ścian ściekami .

$$g = 10,00 \times 1,1 = 11,00 \text{ kN/m}^3$$

$$p_w = 11,00 \times 5,60 = 61,60 \text{ kN/m}^2$$

miarodajne obciążenie od parcia ścieków .

- wielkości stałe do wzorów na siły wewnętrzne w powłoce .

$$\lambda_w = \sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{r_0 h_0}} = \frac{1,3068}{\sqrt{3,45 \times 0,30}} = 1,26 \text{ 1/m}$$

$$V_w = \lambda_w l_w = 1,26 \times 5,60 = 7,06 \cong 7,00$$

$$\frac{p_w}{2\lambda_w} = \frac{61,60}{2 \times 1,26} = 24,44 \text{ kN/m}$$

$$\frac{p_w}{2\lambda_w^2} = \frac{61,60}{2 \times 1,26^2} = 19,40 \text{ kN/m}$$

- wielkości sił wewnętrznych od parcia ścieków

$$H_A = \frac{p_w}{2\lambda_w} H_0^{3a} = 24,44 \times 1,85714 = 45,39 \text{ kN/m}$$

$$n_{\phi}^w = p_w r_0 N_0^{3a} = 61,60 \times 3,45 \times N_0^{3a} = 212,52 N_0^{3a}$$

ζ_w	c	N_0^{3a}	n_{ϕ}^w
0,3	212,52	0,67122	142,65

$$m_x^w = \frac{p_w}{2\lambda_w^2} M_0^{3a} = 19,40 \times M_0^{3a}$$

ζ_w	c	M_0^{3a}	m_x^w
0,0	19,40	0,85714	16,63
0,2	19,40	-0,20708	-4,01

Wartości ekstremalne sił wewnętrznych w powłoce .

- od parcia ścieków

$$H_A = 43,39 \text{ kN/m}$$

$$n_{\phi}^w = 142,65 \text{ kN/m} ,$$

$$m_x^w = 16,63 \text{ kNm/m} ,$$

Wymiarowanie przekroju .

- wymiarowanie ścian zbiornika

Beton B – 35 , stal A – IIIIN

$$b = 1,00 \text{ m} , h = 0,30 \text{ m} , h_0 = 0,20 \text{ m} ,$$

- na siłę rozciągającą w powłoce $n_{\phi}^w = 142,65 \text{ kN/m}$ przy $a = 0,4$

$$h_{\min} = \frac{142,65}{1550 \times 1,0} = 0,092 \text{ m}$$

$$F_a = \frac{142,65}{350000} = 0,0004 \text{ m}^2 = 4,00 \text{ cm}^2$$

$$F_{a \min} = 0,004 \times 30 \times 100 = 12,0 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 2 \times \phi 14 \text{ co } 20 \text{ cm}$$

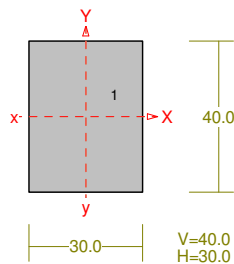
- zbrojenie na moment $m_w = 16,63 \text{ kNm/m}$

$$M_{\text{tabl}} = 40,80 \text{ kNm} \rightarrow F_{a \text{ min}} = 4,20 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie pionowe konstrukcyjnie ϕ 14 co 20 cm

6.5.3 Wymiarowanie REAKTORA – pomost technologiczny.

PRZEKRÓJ B 40x30"



Skala 1:20

CHARAKTERYSTYKA PRZEKROJU:

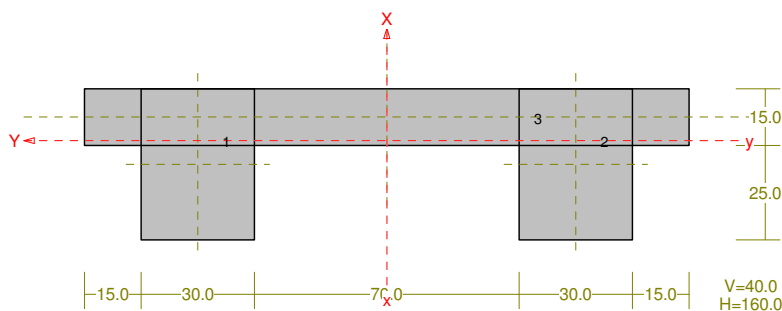
Materiał: 44 C12/15

Gł.centrosie bezwładn. [cm]:	Xc= 15.0	Yc= 20.0
		alfa= 0.0
Momenty bezwładności [cm4]:	Jx= 160000.0	Jy= 90000.0
Moment dewiacji [cm4]:		Dxy= 0.0
Gł.momenty bezwładn. [cm4]:	Ix= 160000.0	Iy= 90000.0
Promienie bezwładności [cm]:	ix= 11.5	iy= 8.7
Wskaźniki wytrzymał. [cm3]:	Wx= 8000.0	Wy= 6000.0
	Wx= -8000.0	Wy= -6000.0
Powierzchnia przek. [cm2]:		F= 1200.0
Masa [kg/m]:		m= 288.0
Moment bezwładn.dla zginania w płaszcz.ukł. [cm4]:		Jzg= 160000.0

Nr.	Oznaczenie	Fi: [deg]	Xs: [cm]	Ys: [cm]	Sx: [cm3]	Sy: [cm3]	F: [cm2]
1	B 40x30	0	0.00	0.00	0.0	0.0	1200.0

PRZEKRÓJ Nr: 2

Nazwa: "B 40x30"



Skala 1:20

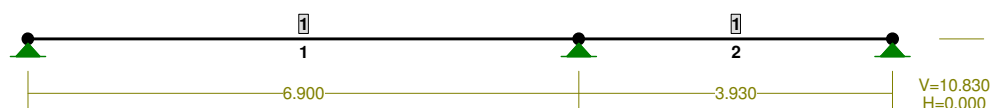
CHARAKTERYSTYKA PRZEKROJU:

Materiał: 48 C30/37

Gł.centrosie bezwładn.[cm]:	Xc= 80.0	Yc= 26.3
		alfa= 90.0
Momenty bezwładności [cm4]:	Jx= 552500.0	Jy=1.1300E+7
Moment dewiacji [cm4]:		Dxy= 0.0
Gł.momenty bezwładn. [cm4]:	Ix=1.1300E+7	Iy= 552500.0
Promienie bezwładności [cm]:	ix= 48.5	iy= 10.7
Wskaźniki wytrzymał. [cm3]:	Wx= 141250.0	Wy= 40181.8
	Wx=-141250.0	Wy= -21047.6
Powierzchnia przek. [cm2]:		F= 4800.0
Masa [kg/m]:		m= 1152.0
Moment bezwładn.dla zginania w płaszczyzn. [cm4]:		Jzg= 552500.0

Nr.	Oznaczenie	Fi: [deg]	Xs: [cm]	Ys: [cm]	Sx: [cm3]	Sy: [cm3]	F: [cm2]
1	B 40x30	0	-6.25	50.00	60000.0	-7500.0	1200.0
2	B 40x30	0	-6.25	-50.00	-60000.0	-7500.0	1200.0
3	B 15x160	0	6.25	0.00	0.0	15000.0	2400.0

Skala 1:20



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
 10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
 22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	6.900	0.000	6.900	1.000	1 B 40x30
2	00	1	2	3.930	0.000	3.930	1.000	1 B 40x30

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW "Ciężar własny"			Stałe	$\gamma_f = 1.10$	
Grupa:	A ""			Zmienne	$\gamma_f = 1.35$	
1	Skupione	0.0	5.000		3.45	
Grupa:	B ""			Zmienne	$\gamma_f = 1.35$	
1	Liniowe	0.0	1.200	1.200	0.00	6.90
2	Liniowe	0.0	1.200	1.200	0.00	3.93
Grupa:	C ""			Zmienne	$\gamma_f = 1.35$	
1	Liniowe	0.0	1.900	1.900	0.00	6.90
2	Liniowe	0.0	1.900	1.900	0.00	3.93

W Y N I K I wg PN 82/B-02000

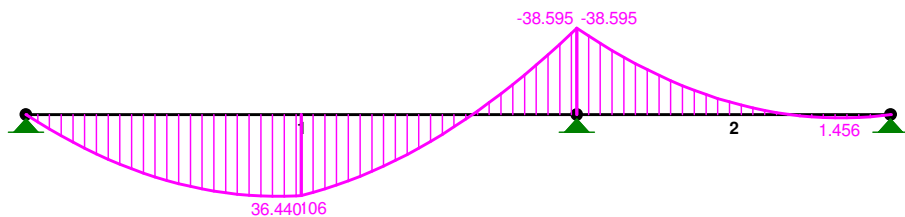
Teoria I-go rzędu

RM_Win v. 11.98 licencja nr 1872

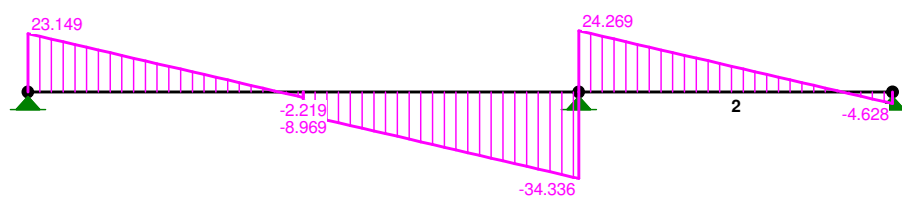
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	γ_f :	ψ_d :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1.10	
A -""	Zmienne	1 1.35	1.00
B -""	Zmienne	1 1.35	1.00
C -""	Zmienne	1 1.35	1.00

MOMENTY:



TNĄCE:



NORMALNE:



SIŁY PRZEKROJOWE:

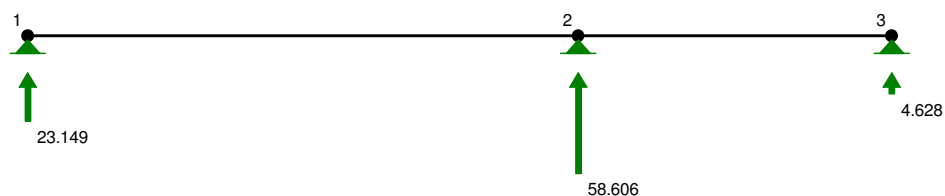
T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW ABC

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0.00	0.000	0.000	23.149	0.000
	0.45	3.127	36.439*	0.160	0.000
	1.00	6.900	-38.595	-34.336	0.000
2	0.00	0.000	-38.595	24.269	0.000
	0.84	3.301	1.456*	0.000	0.000
	1.00	3.930	0.000	-4.628	0.000

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW ABC

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0.000	23.149	23.149	
2	0.000	58.606	58.606	
3	0.000	4.628	4.628	

REAKCJE PODPOROWE:

T.I rzędu

Obciążenia char.: CW ABC

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0.000	18.640	18.640	
2	0.000	47.256	47.256	
3	0.000	3.866	3.866	

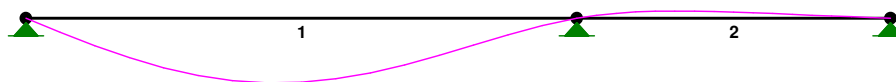
PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW:

T.I rzędu

Obciążenia char.: CW ABC

Węzeł:	Ux [m]:	Uy [m]:	Wypadkowe [m]:	Fi [rad] ([deg]):
1	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00141 (-0.081)
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00059 (0.034)
3	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00012 (-0.007)

PRZEMIESZCZENIA:

**DEFORMACJE:**

T.I rzędu

Obciążenia char.: CW ABC

Pręt:	Wa [m]:	Wb [m]:	FIa [deg]:	FIb [deg]:	f [m]:	L/f:
1	0.0000	0.0000	-0.081	0.034	0.0028	2490.9
2	0.0000	0.0000	0.034	-0.007	0.0003	12666.5

DŁUGOŚCI WYBOCZENIOWE wg mech.:

T.I rzędu

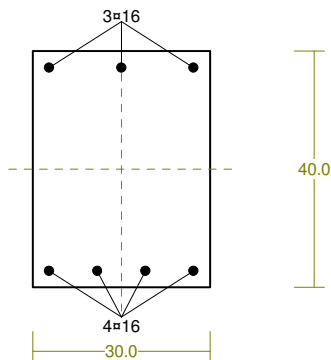
Obciążenia obl.: CW ABC

Pręt:	EJ/L:	Ca:	Cb:	Cv:	lo [m]:	μ:	lw [m]:
1	6260.870	1.000	0.432	0.000	6.900	0.799	5.513
2	10992.366	0.701	1.000	0.000	3.930	0.886	3.482

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-EN-1992

RM_Zb1992 v. 1.19 licencja nr 1872

Cechy przekroju:zadanie Pomost, pręt nr 1, przekrój: $x_a=3.45$ m, $x_b=3.45$ m



Wymiary przekroju [cm]:

$$h=40.0, \quad b=30.0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: C30/37

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}, \quad f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 30.0 / 1.40 = 21.4 \text{ MPa}$$

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c = 1200 \text{ cm}^2, \quad J_{cy} = 160000 \text{ cm}^4, \quad J_{cz} = 90000 \text{ cm}^4$$

STAL: f_{yk}=500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\xi_{lim} = 0.0035 / (0.0035 + f_{yd} / E_s) = 0.0035 / (0.0035 + 435 / 200000) = 0.617,$$

Zbrojenie główne:

$$A_{s1} + A_{s2} = 14.07 \text{ cm}^2, \quad \rho = 100 (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 100 \times 14.07 / 1200 = 1.17 \%,$$

$$J_{sy} = 4164 \text{ cm}^4, \quad J_{sz} = 1264 \text{ cm}^4,$$

Siły przekrojowe:

zadanie: Pomost, pręt nr 1, przekrój: $x_a = 3.45 \text{ m}$, $x_b = 3.45 \text{ m}$

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

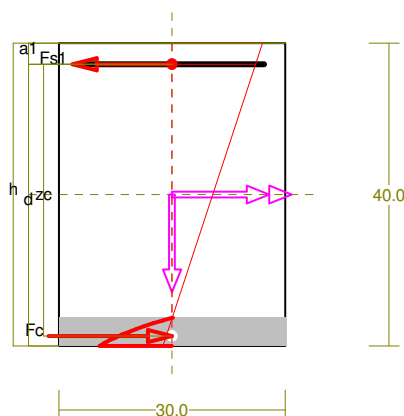
$$\text{Momenty zginające:} \quad M_y = -36.106 \text{ kNm}, \quad M_z = 0.000 \text{ kNm},$$

$$\text{Siły poprzeczne:} \quad V_z = -2.219 \text{ kN}, \quad V_y = 0.000 \text{ kN},$$

$$\text{Siła osiowa:} \quad N = 0.000 \text{ kN} = N_{Ed},$$

Zbrojenie wymagane:

(zadanie Pomost, pręt nr 1, przekrój: $x_a = 6.90 \text{ m}$, $x_b = 0.00 \text{ m}$)



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{Ed} = 0.000 \text{ kN},$$

$$M_{Ed} = \sqrt{(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2)} = \sqrt{(38.595^2 + 0.000^2)} = 38.595 \text{ kNm}$$

$$f_{cd} = 21.4 \text{ MPa}, \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa} = f_{td},$$

Zbrojenie rozciągane ($\epsilon_{s1} = 10.00 \text{ ‰}$):

$$A_{s1} = 2.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \phi 16 = 4.02 \text{ cm}^2),$$

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2.47 \text{ cm}^2, \quad \rho = 100 \times A_s / A_c =$$

$$100 \times 2.47 / 1200 = 0.21 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h = 40.0, \quad d = 37.2, \quad x = 3.7 \quad (\xi = 0.100),$$

$$a_1 = 2.8, \quad a_c = 1.3, \quad z_c = 35.9, \quad A_{cc} = 111 \text{ cm}^2,$$

$$\epsilon_c = -1.11 \text{ ‰}, \quad \epsilon_{s1} = 10.00 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c = -107.527, \quad F_{s1} = 107.527,$$

$$M_c = 20.101, \quad M_{s1} = 18.495,$$

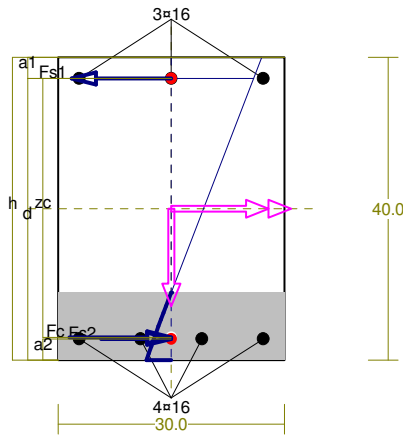
Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c + F_{s1} = -107.527 + (107.527) = 0.000 \text{ kN} \quad (N_{Ed} = 0.000 \text{ kN})$$

$$M_c + M_{s1} = 20.101 + (18.495) = 38.595 \text{ kNm} \quad (M_{Ed} = 38.595 \text{ kNm})$$

Nośność przekroju prostokątnego:

zadanie Pomost, pręt nr 1, przekrój: $x_a = 6.90 \text{ m}$, $x_b = 0.00 \text{ m}$



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{Ed}=0.000 \text{ kN},$$

$$M_{Ed}=\sqrt{(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2)} = \sqrt{(38.595^2 + 0.000^2)} = 38.595 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=21.4 \text{ MPa}, f_{yd}=435 \text{ MPa} = f_{td},$$

$$\text{Zbrojenie rozciągane: } A_{s1}=6.03 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Zbrojenie ściskane: } A_{s2}=8.04 \text{ cm}^2,$$

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=14.07 \text{ cm}^2, \rho=100 \times A_s/A_c=$$

$$100 \times 14.07/1200=1.17 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=40.0, d=37.2, x=8.9 (\xi=0.240),$$

$$a_1=2.8, a_2=2.8, a_c=3.0, z_c=34.2, A_{cc}=268 \text{ cm}^2,$$

$$\varepsilon_c=-0.29 \text{ ‰}, \varepsilon_{s2}=-0.20 \text{ ‰}, \varepsilon_{s1}=0.93 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-80.184, F_{s1}=112.688, F_{s2}=-32.504,$$

$$M_c=13.622, M_{s1}=19.382, M_{s2}=5.591,$$

Warunek stanu granicznego nośności:

$$M_{Rd}=92.664 \text{ kNm} > M_{Ed}=M_c+M_{s1}+M_{s2}=13.622+(19.382)+(5.591)=38.595 \text{ kNm}$$

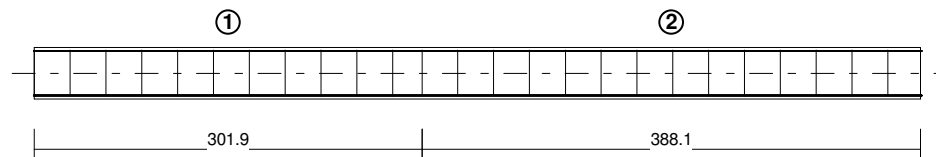
Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie Pomost, pręt nr 1

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi=6$ mm ze stali $f_{yk}=220$, dla której $f_{ywd}=191$ MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min}=0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}=0,08 \times \sqrt{30} / 500 = 0.00088$$



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a=0.0$ $x_b=301.9$ cm

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion dla belek:

$$s_{l,max}=0.75 d (1+\cot \alpha) = 0.75 \times 372 \times (1+0.000) = 279$$

przyjęto $s_{l,max}=279$ mm.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion dla belek:

$$s_{b,max}=0.75 d = 0.75 \times 372 = 279 \quad s_{b,max} \leq 600 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{b,max}=279$ mm.

Maksymalny rozstaw strzemion dla słupów:

$$s_{cl,max}=20 \phi = 20 \times 16.0 = 320.0 \text{ mm.}$$

$$s_{cl,max}=\min\{h; b\}=\min\{300.0; 400.0\}=300.0$$

$$s_{cl,max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{cl,max}=300.0$ mm.

Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować zmniejszony rozstaw strzemion $0,6 s_{cl,max}=180.0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **27.9** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w=A_{sw}/(s b_w \sin \alpha)=0.57/(27.9 \times 30.0 \times 1.000)=0.00068$$

$$\rho_w=0.00068 < 0.00088 = \rho_{w,min}$$

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: $x_a = 301.9$ $x_b = 690.0$ cm

Maksymalny podłużny rozstaw strzemion dla belek:

$$s_{l,max} = 0.75 d (1 + \cot \alpha) = 0.75 \times 372 \times (1 + 0.000) = 279$$

przyjęto $s_{l,max} = 279$ mm.

Maksymalny poprzeczny rozstaw ramion strzemion dla belek:

$$s_{b,max} = 0.75 d = 0.75 \times 372 = 279 \quad s_{b,max} \leq 600 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{b,max} = 279$ mm.

Maksymalny rozstaw strzemion dla słupów:

$$s_{cl,max} = 20 \phi = 20 \times 16.0 = 320.0 \text{ mm.}$$

$$s_{cl,max} = \min\{h; b\} = \min\{300.0; 400.0\} = 300.0$$

$$s_{cl,max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{cl,max} = 300.0$ mm.

Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować zmniejszony rozstaw strzemion 0,6 $s_{cl,max} = 180.0$ mm.

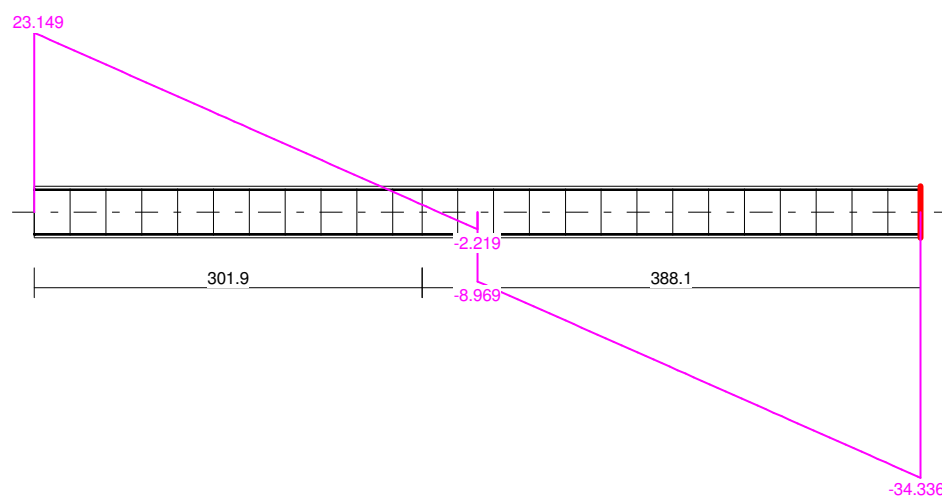
Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **27.9** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 0.57 / (27.9 \times 30.0 \times 1.000) = 0.00068$$

$$\rho_w = \mathbf{0.00068} < \mathbf{0.00088} = \rho_{w \min}$$

Ścinanie

zadanie Pomost, pręt nr 1, przekrój: $x_a = 6.90$ m, $x_b = 0.00$ m, obciążenia: CW ABC



Siły przekrojowe:

$$N_{Ed} = 0.000;$$

$$V_{Ed} = -34.336 \text{ kN}$$

Nośność elementów niewymagających zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6.03}{30.0 \times 37.2} = 0.00540; \quad \rho_l \leq 0.02$$

Przyjęto $\rho_l = 0.00540$.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.000 / 1200.00 \times 10 = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 f_{cd} = 4.28 \text{ MPa}$$

Przyjęto $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa.

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/372.0} = 1.733 \quad k \leq 2.0$$

Przyjęto $k = 1.733$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18/1.4 = 0.129$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 1.733^{3/2} \times 30^{1/2} = 0.437$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d =$$

$$= [0.129 \times 1.733 \times (100 \times 0.00540 \times 30)^{1/3} + 0.15 \times 0.00] \times 30.0 \times 37.2 \times 10^{-1} = 62.946 \text{ kN}$$

lecz nie mniej niż

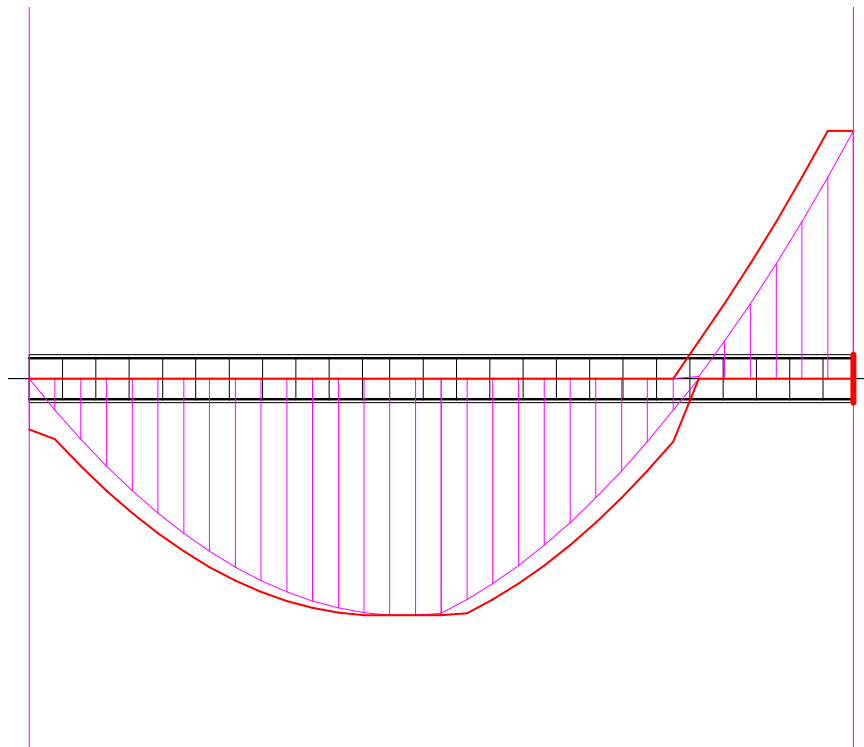
$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.437 + 0.15 \times 0.00) \times 30.0 \times 37.2 \times 10^{-1} = 48.818 \text{ kN}$$

Przyjęto $V_{Rd,c} = 62.946 \text{ kN}$

$$V_{Ed} = 34.336 < 62.946 = V_{Rdc}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie Pomost, pręt nr 1, obciążenia: CW ABC



Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla $x = 6.900 \text{ m}$:

$$\Delta F_{td} = 0.5 |V_{Ed}| (\cot \theta - \cot \alpha) = 0.5 \times 34.336 \times (1.000 - 0.000) = 34.336 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągany:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 112.688 + 34.336 = 147.024 \text{ kN};$$

$$F_{td} \leq F_{td,max} = 112.688 \text{ kN}$$

Przyjęto $F_{td} = 112.688 \text{ kN}$

$$F_{td} = 112.688 < 262.255 = 6.03 \times 435 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Ograniczenie naprężeń (SGU)

zadanie Pomost, pręt nr 1, przekrój: $x_a = 6.90 \text{ m}$, $x_b = 0.00 \text{ m}$, obciążenia: CW ABC

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

$$\sigma_{ck} = 5.467 < 30.000 = 1.00 \times 30.0 = k_1 f_{ck}$$

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

$$\sigma_{cqs} = 5.467 < 13.500 = 0.45 \times 30.0 = k_2 f_{ck}$$

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

$$\sigma_{sk} = 148.457 < 400.000 = 0.80 \times 500 = k_3 f_{yk}$$

Zarysowanie

zadanie Pomost, pręt nr 1, obciążenia: CW ABC

Położenie przekroju:	$x = 6.900 \text{ m}$
Siły przekrojowe od obc. quasi-stałych:	$M_{Ed} = -30.985 \text{ kNm}$ $N_{Ed} = 0.000 \text{ kN}$ $V_{Ed} = -27.622 \text{ kN}$
Wymiary przekroju:	$b_w = 30.0 \text{ cm}$ $d = h - a_1 = 40.0 - 2.8 = 37.2 \text{ cm}$ $A_c = 1200 \text{ cm}^2$ $W_c = 8000 \text{ cm}^3$

Minimalne zbrojenie:

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

$$\sigma_c = N_{Ed} / bh = 0.000 / (30.0 \times 40.0) \times 10 = 0.000 \text{ Mpa}$$

$$k_c = 0.4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 h / h^* f_{ct,eff}} \right) = 0.4 \times [1 - 0.000 / (0.800 \times 40.0 / 40.0 \times 2.90)] = 0.400; \quad k_c \leq 1.0$$

$$A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s =$$

$$= 0.400 \times 1.0 \times 2.90 \times 600 / 500 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.03 > 1.39 = A_{s,min}$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2.9 \times 8000 \times 10^{-3} = 23.200 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 30.985 > 23.200 = M_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0.500$.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 6.03 / 210 = 0.02872$$

Dla rozstawu prętów zbrojenia wynoszącego 122 mm, który jest nie większy niż $5(c + \phi/2)$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} = 3.400 \times 20.0 + 0.800 \times 0.500 \times 0.425 \times 16 / 0.02872 = 162.70 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})] / E_s =$$

$$= [148.5 - 0.600 \times 2.90 / 0.02872 \times (1 + 200000 / 32000 \times 0.02872)] / 200000 = 0.00039$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \leq 0.6 \sigma_s / E_s = 0.6 \times 148.5 / 200000 = 0.00045$$

Przejęto $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00045$.

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 162.70 \times 0.00045 = 0.07 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.07 < 0.4 = w_{lim}$$

Ugięcia

zadanie Pomost, pręt nr 1, obciążenia: CW ABC

Ugięcia wyznaczono dla obciążeń quasi-stałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(\infty, t_0) = 2.00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{32000}{1 + 2.000} = 10667 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{cm} W_c = 2.9 \times 8000 \times 10^{-3} = 23.200 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający $M_{Ed} = -30.985 \text{ kN}$ powoduje zarysowanie przekroju.

Sztywność elementu z uwzględnieniem pełzania betonu:

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M = -30.985 \text{ kNm}$.

Wielkości geometryczne przekroju:

$$x_I = 19.6 \text{ cm} \quad I_I = 237783 \text{ cm}^4$$

$$x_{II} = 10.9 \text{ cm} \quad I_{II} = 101071 \text{ cm}^4$$

Sztywność elementu niezarysowanego:

$$B_I = E_{c,eff} I_I = 10667 \times 237783 \times 10^{-5} = 25364 \text{ kNm}^2$$

Sztywność elementu w pełni zarysowanego:

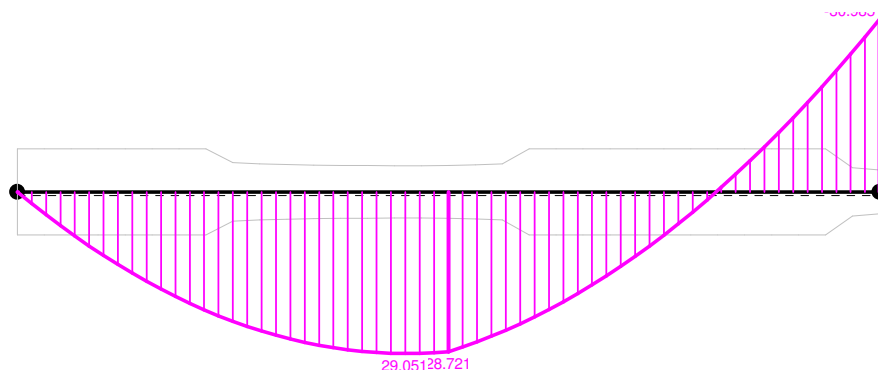
$$B_{II} = E_{c,eff} I_{II} = 10667 \times 101071 \times 10^{-5} = 10781 \text{ kNm}^2$$

Sztywność elementu:

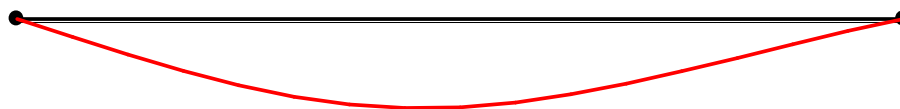
$$\zeta = 1 - \beta (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 = 1 - \beta (M_{cr} / M)^2 = 1 - 0.50 \times (23.200 / 30.985)^2 = 0.720$$

$$1/B = \zeta 1/B_{II} + (1 - \zeta) 1/B_I$$

$$B = \frac{B_{II}}{\zeta + (1 - \zeta) B_{II} / B_I} = \frac{10781}{0.720 + (1 - 0.720) \times 10781 / 25364} = 12852 \text{ kNm}^2$$



Wykres sztywności i momentów dla obciążeń quasi-stałych.



Ugięcia.

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 3.127 \text{ m}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta $(1/\rho)$ z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$$a = a_{\infty,d} = 7.6 \text{ mm}$$

$$a = 7.6 < 28.0 = a_{lim}$$

Projektował: mgr inż. Czesław Hryniewicz

upr. bud. 20/90/OL,
izba bud. WAM/BO/0821/01

Sprawdził:

mgr inż. Zbigniew Wojciechowski

upr. bud. 202/89/OL
izba bud. WAM/BO/2962/01