

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

kierunek studiów: **Inżynieria Środowiska**

Praca dyplomowa inżynierska

**KONCEPCJA BUDOWY SIECI KANALIZACYJNEJ ORAZ
OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W GMINIE MORYŃ**

**CONCEPT FOR THE CONSTRUCTION OF A SEWAGE NETWORK AND
WASTEWATER TREATMENT PLANT IN THE MORYŃ COMMUNE**

Oskar Glegoła

nr albumu: **51291**

Opiekun:

dr inż. Bartosz Bogusławski

Katedra Inżynierii Środowiska

Szczecin, 2025

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Katedra Inżynierii Środowiska

PRACA DYPLOMOWA inżynierska Nr/20.....

Kierunek: Inżynieria Środowiska

Specjalność:-

Studia: Stacjonarne I stopnia

Autor pracy: Oskar Glegoła

Opiekun pracy: dr inż. Bartosz Bogusławski

**KONCEPCJA BUDOWY SIECI KANALIZACYJNEJ ORAZ OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W
GMINIE MORYŃ**

**CONCEPT FOR THE CONSTRUCTION OF A SEWAGE NETWORK AND WASTEWATER
TREATMENT PLANT IN THE MORYŃ COMMUNE**

Zakres pracy:

- Analiza lokalnych warunków terenowych oraz zagospodarowani
- Ocena ilości i charakterystyki ścieków bytowych
- Projektowanie trasy i układu sieci kanalizacyjnej
- Dobór technologii oczyszczania ścieków
- Wykonanie obliczeń hydraulicznych i procesowych

Zakres pracy w języku angielskim:

- Analysis of local terrain conditions and building development
- Determination of the quantity and characteristics of domestic wastewater
- Design of the sewage network layout
- Selection of wastewater treatment technology
- Execution of hydraulic and technological calculations

Data zatwierdzenia tematu pracy przez:

1. Opiekuna pracy: dr inż. Bartosz Bogusławski
2. Kierownika katedry: dr hab. inż. Anna Głowacka
3. Komisję programową kierunku:

Data wydania tematu pracy:

Planowany termin złożenia pracy dyplomowej przez studenta: (inż. – 15.06.2025) (mgr – 15.01.2027)

OŚWIADCZENIE AUTORA PRACY DYPLOMOWEJ

Oświadczam, że praca dyplomowa inżynierska (podać rodzaj pracy) pn. napisana pod kierunkiem:
dr inż. Bartosza Bogusławskiego

jest w całości moim samodzielnym autorskim opracowaniem sporządzonym przy wykorzystaniu
wykazanej w pracy literatury przedmiotu i materiałów źródłowych.

Złożona w dziekanacie Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska treść mojej pracy
dyplomowej w formie elektronicznej jest zgodna z treścią w formie pisemnej/pisemnej i
graficznej*.

Oświadczam ponadto, że złożona w dziekanacie praca dyplomowa ani jej fragmenty nie były
wcześniej przedmiotem procedur procesu dyplomowania związanych z uzyskaniem tytułu
zawodowego w uczelniach wyższych.

.....
podpis dyplomanta

Szczecin, dn. ...

*niepotrzebne skreślić

Streszczenie

Praca inżynierska dotyczy opracowania koncepcji systemu kanalizacji sanitarnej oraz małej oczyszczalni ścieków dla trzech miejscowości gminy Moryń: Kłępicza, Nowego Objezierza i Starego Objezierza, zamieszkałych łącznie przez ok. 693 osoby. W części teoretycznej przedstawiono charakterystykę ścieków bytowo-gospodarczych, przemysłowych i wód opadowych, omówiono wskaźniki jakościowe oraz zasady działania elementów systemów kanalizacyjnych i urządzeń oczyszczających, w tym pompowni, krat, piaskowników, osadników, złożeń biologicznych i gospodarki osadami. W części projektowej przeanalizowano lokalne uwarunkowania terenowe, istniejącą infrastrukturę oraz potrzeby odbioru ścieków. Zaprojektowano układ kanalizacji grawitacyjnej i ciśnieniowej wraz z lokalizacją pompowni, określono średnice przewodów i wykonano obliczenia hydrauliczne. Opracowano schemat technologiczny oczyszczalni, dostosowany do norm środowiskowych, obejmujący mechaniczne i biologiczne oczyszczanie oraz przeróbkę osadów. Wynikiem prac jest koncepcja techniczna zapewniająca skuteczne odprowadzanie i oczyszczanie ścieków w warunkach rozproszonej zabudowy, wspierająca ochronę środowiska i spełniająca wymagania zrównoważonej gospodarki wodno-ściekowej.

Abstract

This engineering thesis presents the conceptual design of a sanitary sewerage system and a small wastewater treatment plant for three villages in the Moryń commune: Kłępicz, Nowe Objezierze, and Stare Objezierze, with a total population of approximately 693 residents. The theoretical part discusses the characteristics of domestic, industrial, and stormwater sewage, quality indicators, and the operation principles of sewer networks and treatment devices, including pumping stations, screens, grit chambers, sedimentation tanks, biological filters, and sludge management. The design part covers the analysis of local conditions and existing infrastructure, the layout of gravity and pressure sewerage systems with pumping station locations, pipeline diameter selection, and hydraulic calculations. The proposed technological scheme of the wastewater treatment plant meets environmental standards and includes mechanical and biological treatment stages along with sludge processing. The resulting concept ensures effective sewage collection and treatment in areas with dispersed housing, supporting environmental protection and sustainable water and wastewater management.

Słowa kluczowe

Oczyszczanie ścieków, kanalizacja grawitacyjna, kanalizacja ciśnieniowa, przepompownie ścieków, złoże biologiczne

Spis treści

I. Część Teoretyczna

1.Wstęp.....	11
2.Przedmiot inżynierskiej pracy dyplomowej.....	12
3.Cele inżynierskiej pracy dyplomowej.....	12
4.Zakres pracy dyplomowej.....	12
6.Lokalizacja inwestycji.....	13
7.Stan istniejącej infrastruktury wodno-kanalizacyjnej.....	13
7.1.Kłępicz.....	13
7.2.Nowe Objezierze.....	14
7.3.Stare Objezierze.....	14
8.Cel i znaczenie oczyszczania ścieków.....	15
9.Rodzaje i jakość ścieków.....	16
9.1.Ścieki komunalne.....	16
9.2.Ścieki przemysłowe.....	16
9.3.Wody opadowe.....	17
10.Najczęściej stosowane wskaźniki jakościowe.....	18
11.Zasady działania i projektowania kanalizacji.....	19
12.Pompownie ścieków.....	21
13.Wstępne oczyszczanie mechaniczne i chemiczne.....	21
13.1.Piaskowniki.....	24
13.2.Osadniki wstępne.....	25
14.Biologiczne Oczyszczanie Ścieków.....	25
15.Osadnik wtórny - funkcja i zasada działania.....	26
16.Osadniki wstępne- rodzaje i zasada działania.....	27
16.1.Osadnik Gnilny.....	28
17.Zasada działania i konstrukcja złoża biologicznego.....	30
18.Gospodarka osadami.....	31

18.1.Właściwości osadów.....	31
18.2.Rodzaje osadów ściekowych.....	34
18.3.Procesy unieszkodliwiania i przeróbki osadów.....	35
 II. Część Praktyczna	
19.Opis techniczny kanalizacji.....	38
20.Obliczenia dla pompowni.....	39
21.Lokalizacja pompowni w projekcie.....	42
22.Układ technologiczny oczyszczalni ścieków – schemat i opis funkcjonowania.....	43
23.Bilans jakościowy i ilościowy dla oczyszczalni.....	45
23.1.Obliczenie ładunku zanieczyszczeń.....	47
23.2.Obliczenie średniego stężenia zanieczyszczeń.....	48
24.Obliczenie zbiornika retencyjnego.....	48
25.Obliczenie osadnika gnilnego.....	49
26.Obliczenie efektu oczyszczania w osadniku wstępnym.....	49
27.Obliczenia do doboru złoża biologicznego.....	50
28.Obliczenie osadnika wtórnego.....	54
28.1.Obliczenie wysokości części stożkowej.....	55
29.Koszty budowy oraz eksploatacji oczyszczalni ścieków.....	56
30.Bilans ilości odpadów.....	57
31.Dobór workownicy.....	59
 III.Bibliografia.....	 60

Spis rysunków:

1. Mapka pogładowa terenu.
2. Schemat przyłącza kanalizacyjnego.
3. Schemat oczyszczania wstępnego.
4. Przykładowa krata rzadka oczyszczana ręcznie.
5. Przykładowy schemat piaskownika na podstawie piaskownika poziomego.
6. Przykładowy schemat osadnika wtórnego.
7. Przykładowe schematy osadników wstępnych.
8. Przykładowy schemat osadnika gnilnego.
9. Schematy złóż biologicznych
10. Schemat funkcjonalny błony biologicznej złoża biologicznego zraszanego.
11. Jednostkowe procesy przeróbki i unieszkodliwiania osadów ściekowych.
12. Schemat oczyszczalni ścieków

Spis tabel:

1. Skład i właściwości osadów ściekowych.
2. Dopuszczalna zawartość metali ciężkich w osadach ściekowych.
3. Zestawienie obliczonych objętości czynnych pompowni.
4. Dane rzeczywiste pomp użytych przy projektowaniu kanalizacji ciśnieniowej.
5. Zestawienie obliczonych czasów przetrzymania ścieków w przewodach tłocznych.
6. Liczba Mieszkańców w poszczególnych miejscowościach
7. Tabela z wartościami jednostkowych ładunków zanieczyszczeń dla mieszkalnictwa.
8. Wartość poszczególnych urządzeń dostarczanych przez firmę Ekofinn-pol.
9. Koszty usług związanych.
10. Elementy składające się na koszty przeprowadzenia budowy oczyszczalni.
11. Estymowane koszty eksploatacji części oczyszczalni.

I.Część Teoretyczna

1.Wstęp

Współczesne wymagania ochrony środowiska i konieczność zapewnienia mieszkańcom odpowiednich warunków sanitarnych wymuszają rozwój i modernizację infrastruktury wodno-kanalizacyjnej — nie tylko w dużych aglomeracjach miejskich, ale także na obszarach wiejskich i w małych miejscowościach. Jednym z najważniejszych elementów tej infrastruktury jest system zbierania i oczyszczania ścieków komunalnych, który musi stale i bezpiecznie usuwać zanieczyszczenia powstałe w wyniku działalności człowieka.

Pomimo licznych regulacji prawnych i dostępnego wsparcia finansowego od rządu lub z funduszu Unii Europejskiej, wiele mniejszych miast oraz wsi nadal zmaga się z ograniczonym dostępem do scentralizowanych systemów kanalizacyjnych i sprawnie działających oczyszczalni ścieków[18]. Problem ten jest szczególnie powszechny na obszarach o rozproszonej zabudowie, zróżnicowanym terenie i ograniczonych możliwościach inwestycyjnych.

Celem pracy inżynierskiej jest opracowanie projektu koncepcyjnego kompletnego systemu odbioru i oczyszczania ścieków komunalnych dla trzech miejscowości liczących około 693 mieszkańców. Projekt obejmuje zarówno system kanalizacji sanitarnej, jak i małą oczyszczalnię ścieków. Zakłada on zastosowanie dwóch rodzajów sieci kanalizacyjnej: systemu grawitacyjnego na obszarach o korzystnych nachyleniach terenu oraz systemu ciśnieniowego ze stacjami pomp na obszarach o mniej korzystnych warunkach topograficznych. Takie rozwiązanie pozwala na optymalizację zarówno kosztów inwestycyjnych, jak i ogólnej funkcjonalności systemu.

W ramach pracy przeprowadzono analizę warunków lokalnych, określono ilość i charakterystykę ścieków bytowych, wybrano technologię oczyszczania, zaprojektowano przebieg i średnice przewodów kanalizacyjnych, wykonano obliczenia hydrauliczne, sporządzono schemat wysokościowy oraz plan oczyszczalni ścieków.

Przedstawiony projekt może stanowić punkt wyjścia do ubiegania się o dofinansowanie w ramach programów wspierających rozwój lokalnej infrastruktury komunalnej, pełniąc jednocześnie funkcję wstępnej koncepcji technicznej inwestycji.

2.Przedmiot inżynierskiej pracy dyplomowej

Niniejsza praca inżynierska dotyczy opracowania koncepcji systemu odprowadzania i oczyszczania ścieków komunalnych dla Trzech miejscowości na obszarze gminy Moryń (Kłępicz, Nowe Objezierze, Stare Objezierze) liczących około 693 mieszkańców. Projekt obejmuje stworzenie koncepcji systemu kanalizacji sanitarnej (grawitacyjnej i ciśnieniowej), jak i dobór technologii oraz schematu oczyszczalni ścieków spełniającej obowiązujące normy środowiskowe.

3.Cele inżynierskiej pracy dyplomowej

- Opracowanie koncepcyjnego projektu systemu kanalizacji sanitarnej
- Opracowanie schematu technologicznego oczyszczalni
- Wykonanie niezbędnych obliczeń technicznych, w tym:
 - określenie ilości i charakterystyki ścieków,
 - dobór średnic przewodów kanalizacyjnych,
 - obliczenia hydrauliczne sieci kanalizacyjnej,

4.Zakres pracy dyplomowej

Zakres niniejszej pracy obejmuje kompleksowe opracowanie koncepcji systemu kanalizacji sanitarnej oraz małej oczyszczalni ścieków dla trzech miejscowości o łącznej liczbie mieszkańców wynoszącej około 693 osób. Praca uwzględnia uwarunkowania przestrzenne, techniczne i ekonomiczne typowe dla małych społeczności wiejskich, charakteryzujących się rozproszoną zabudową oraz ograniczonym dostępem do scentralizowanej infrastruktury kanalizacyjnej.

W ramach pracy wykonano następujące zadania:

1. Analiza lokalnych warunków terenowych i zabudowy
2. Określenie ilości oraz charakterystyki ścieków bytowych
3. Projektowanie przebiegu sieci kanalizacyjnej
4. Wybór technologii oczyszczania ścieków
5. Wykonanie obliczeń hydraulicznych i technologicznych

6.Lokalizacja inwestycji

Planowana inwestycja zlokalizowana jest na terenie trzech wsi położonych w gminie Moryń, w powiecie gryfińskim, województwie zachodniopomorskim: Klępicz, Nowe Objezierze oraz Stare Objezierze. Obszar objęty opracowaniem znajduje się w południowo-wschodniej części gminy, w odległości około 3–6 km na południowy wschód od miasta Moryń.

Działki objęte projektem to kolejno: nr 101/2 (Klępicz), 41/7 (Nowe Objezierze) oraz 18/2 (Stare Objezierze), zlokalizowane w obrębach ewidencyjnych o tych samych nazwach. Miejscowości połączone są drogą gminną nr 411020Z, wzdłuż której planowana jest część z prac projektowych.

Teren inwestycji położony jest w krajobrazie rolniczo-leśnym, z dominującą zabudową zagrodową i jednorodzinną. Ukształtowanie terenu jest łagodne, pagórkowate, z lokalnymi obniżeniami – głównie w rejonie koryt naturalnych cieków wodnych. W najbliższym otoczeniu występują grunty orne, łąki, a także fragmenty lasów mieszanych.

Obszar nie jest objęty ochroną prawną w rozumieniu ustawy o ochronie przyrody, choć położony jest w sąsiedztwie obszaru Natura 2000 „Jezioro Morzycko” (PLH320026) oraz Cedyńskiego Parku Krajobrazowego – co może mieć wpływ na wytyczne środowiskowe w toku realizacji inwestycji.

Przez wszystkie trzy wsie przebiega droga gminna, a najbliższe połączenie z drogą wojewódzką nr 125 znajduje się około 2 km na północ. W miejscowościach dostępna jest podstawowa infrastruktura techniczna (energia elektryczna, sieć wodociągowa).

7.Stan istniejącej infrastruktury wodno-kanalizacyjnej

7.1.Klępicz

Miejscowość Klępicz nie dysponuje siecią kanalizacji sanitarnej. Ścieki bytowe z części zabudowań odprowadzane są do indywidualnych zbiorników bezodpływowych, a następnie transportowane wozami asenizacyjnymi do oczyszczalni ścieków zlokalizowanej w Moryniu.

Wieś jest również wyposażona w funkcjonującą sieć wodociągową, której jakość spełnia obowiązujące normy zgodnie z okresowo prowadzonym monitoringiem przez służby sanitarne.

Dodatkowo, w ramach realizowanej przebudowy drogi wojewódzkiej przebiegającej przez Klępicz, wykonano kanalizację deszczową w centralnej części miejscowości. W bieżącym okresie planistycznym wieś objęta została projektami rozbudowy i modernizacji systemu kanalizacyjnego, finansowanymi ze środków Programu Inwestycji Strategicznych. Zakres inwestycji obejmuje rozbudowę sieci sanitarnej, budowę przyłączy oraz modernizację istniejących odcinków sieci i przepompowni.

7.2. Nowe Objezierze

Nowe Objezierze charakteryzuje się brakiem skanalizowania w rozumieniu sieci zbiorczej. Obecnie ścieki bytowe z gospodarstw domowych odprowadzane są do indywidualnych zbiorników bezodpływowych (tzw. szamb), co stanowi rozwiązanie tymczasowe.

Sieć wodociągowa w miejscowości funkcjonuje w ograniczonym zakresie i wymaga dalszej rozbudowy, szczególnie pod kątem zwiększenia niezawodności dostaw wody oraz poprawy parametrów technicznych.[10]

Nowe Objezierze zostało ujęte w projekcie rozbudowy infrastruktury kanalizacji sanitarnej, realizowanym przez Gminę Moryń z wykorzystaniem dofinansowania zewnętrznego. Zakres prac przewiduje wykonanie grawitacyjnej sieci kanalizacyjnej z lokalnymi przepompowniami oraz jej włączenie do istniejącego systemu przesyłowego, prowadzącego do oczyszczalni ścieków w Moryniu.

7.3. Stare Objezierze

Pod względem rozwoju infrastruktury kanalizacyjnej Stare Objezierze znajduje się w sytuacji analogicznej do Nowego Objeziera. Na dzień sporządzania niniejszego opracowania wieś nie posiada zbiorczego systemu kanalizacji sanitarnej, a gospodarka ściekowa opiera się na indywidualnych zbiornikach bezodpływowych.

W ramach wieloetapowej strategii rozwoju infrastruktury technicznej, Stare Objezierze zostało objęte planowaną rozbudową sieci kanalizacyjnej i wodociągowej, finansowaną z Programu Inwestycji Strategicznych. Dokumentacja projektowa przewiduje budowę sieci kanalizacji sanitarnej wraz z przepompowniami oraz podłączeniem do sieci gminnej, kierującej ścieki do oczyszczalni ścieków w Moryniu.



Rys.1 Mapa poglądowa terenu.

Źródło: https://mapy.geoportal.gov.pl/imap/lmgp_2.html?gpmmap=gp0 [dostęp 15.07.2025]

8.Cel i znaczenie oczyszczania ścieków

Oczyszczanie ścieków stanowi jeden z kluczowych elementów ochrony środowiska i zdrowia publicznego. Proces ten ma na celu usunięcie zanieczyszczeń chemicznych, biologicznych oraz fizycznych zawartych w wodach odpadowych, zarówno komunalnych, jak i przemysłowych. [9]

Podstawowym celem oczyszczania ścieków jest ograniczenie ilości substancji szkodliwych wprowadzanych do środowiska wodnego. Wśród nich znajdują się m.in. substancje organiczne, związki biogenne (azot i fosfor), metale ciężkie, zawiesiny, mikroorganizmy chorobotwórcze oraz związki toksyczne. Usuwanie tych zanieczyszczeń zapobiega zjawiskom takim jak eutrofizacja, deficyt tlenowy w wodach powierzchniowych, degradacja bioróżnorodności czy zagrożenia sanitarno-epidemiologiczne. [9]

Równie istotnym aspektem jest odzysk i ponowne wykorzystanie oczyszczonej wody. Współczesne systemy gospodarki wodno-ściekowej coraz częściej wdrażają rozwiązania umożliwiające wykorzystanie oczyszczonych ścieków do celów rolniczych, przemysłowych, komunalnych (np. spłukiwanie toalet, podlewanie zieleni) czy nawet do sztucznego zasilania wód gruntowych. Takie podejście wspiera ideę gospodarki obiegu zamkniętego i przyczynia się do oszczędzania zasobów wodnych. [9]

Dodatkowo, oczyszczanie ścieków wpisuje się w realizację globalnych Celów Zrównoważonego Rozwoju ONZ, zwłaszcza celu 6 – zapewnienie wszystkim ludziom dostępu do wody i urządzeń sanitarnych oraz zrównoważonego zarządzania zasobami wodnymi.

Brak skutecznego oczyszczania ścieków niesie ze sobą poważne konsekwencje dla środowiska, zdrowia publicznego oraz gospodarki. Zrzut nieoczyszczonych lub niedostatecznie oczyszczonych ścieków do środowiska wodnego prowadzi do znacznego pogorszenia jakości wód powierzchniowych i gruntowych, a także do degradacji ekosystemów. [9]

Jedną z najpoważniejszych konsekwencji jest eutrofizacja, czyli nadmierne wzbogacenie wód w związki azotu i fosforu. Skutkuje to masowym zakwitem glonów, spadkiem zawartości tlenu w wodzie, śmiercią organizmów wodnych oraz obniżeniem bioróżnorodności. Ponadto, obecność patogenów (bakterii, wirusów, pasożytów) w ściekach stanowi zagrożenie sanitarno-epidemiologiczne, prowadzące do rozprzestrzeniania się chorób zakaźnych, takich jak dur brzuszny, cholera, wirusowe zapalenie wątroby typu A czy pasożytnicze choroby przewodu pokarmowego. [9]

Nieoczyszczone ścieki często zawierają również metale ciężkie (np. ołów, rtęć, kadm, chrom), które są toksyczne dla organizmów wodnych i mogą kumulować się w łańcuchu pokarmowym, stwarzając ryzyko również dla ludzi. Tego typu zanieczyszczenia wpływają nie tylko na środowisko naturalne, ale również na jakość wody pitnej, bezpieczeństwo produkcji żywności oraz lokalne ekosystemy. [9]

Z ekonomicznego punktu widzenia, brak oczyszczania ścieków generuje znaczne koszty związane z koniecznością rekultywacji zdegradowanych środowisk, leczeniem chorób wodnopochodnych oraz ograniczeniem możliwości korzystania z zasobów wodnych w celach gospodarczych, rolniczych i rekreacyjnych.[9]

9. Rodzaje i jakość ścieków

9.1. Ścieki komunalne

Ścieki komunalne stanowią mieszaninę odpływów pochodzących głównie z gospodarstw domowych, biur oraz niewielkich zakładów usługowych (tzw. ścieki bytowo-gospodarcze). Mogą one również zawierać domieszki ścieków przemysłowych oraz wód przypadkowych, które przedostają się do kanalizacji na skutek nieszczelności systemu kanalizacyjnego. Charakterystyczną cechą odpływu ścieków komunalnych jest jego nierównomierność w ciągu doby. Występują wyraźne wahania między minimalnym odpływem w porze nocnej a maksymalnym w ciągu dnia. Co istotne, zarówno ilość ścieków, jak i stężenie zawartych w nich zanieczyszczeń osiągają swoje wartości minimalne i maksymalne w zbliżonym czasie. W przypadku ładunków zanieczyszczeń różnice pomiędzy porą dzienną a nocną są jeszcze bardziej zauważalne. Ma to istotne znaczenie dla projektowania oraz eksploatacji systemów oczyszczania ścieków. W ściekach komunalnych, poza substancjami chemicznymi, mogą występować również mikroorganizmy chorobotwórcze, w tym bakterie (np. *Escherichia coli*), wirusy, a także jaja pasożytów (helmintów), które stanowią zagrożenie epidemiologiczne. [6]

9.2. Ścieki przemysłowe

Ścieki przemysłowe powstają w zakładach przemysłowych w związku z prowadzonymi procesami produkcyjnymi. Ich ilość oraz skład chemiczny są uzależnione od rodzaju stosowanych surowców oraz metod technologicznych wykorzystywanych w procesie wytwórczym. Zasadniczo ścieki pochodzące z zakładów przetwarzających surowce roślinne i zwierzęce nadają się do oczyszczania metodami biologicznymi. Również ścieki organiczne z innych gałęzi przemysłu mogą być skutecznie oczyszczane przy użyciu odpowiednio dobranych procesów biologicznych. W celu umożliwienia porównania ładunku zanieczyszczeń w ściekach przemysłowych ze ściekami komunalnymi stosuje się pojęcie Równoważnej Liczby Mieszkańców (RLM). RLM określa ładunek zanieczyszczeń organicznych wyrażony jako wartość biochemicznego zapotrzebowania tlenu (BZT_5) przypadająca na jednego mieszkańca w ciągu doby. Przyjęto, że średni dobowy ładunek BZT_5 dla jednej osoby wynosi 60 g O_2 /d. Na przykład, jeśli z zakładu odprowadzane jest 800 m³ ścieków na dobę o średnim stężeniu BZT_5 równym 700 g/m³, to całkowity ładunek dobowy wynosi: [6]

$$\begin{aligned} 800 \text{ m}^3/\text{d} \times 700 \text{ g/m}^3 &= 560\,000 \text{ g } BZT_5/\text{d}, \\ \text{co odpowiada RLM na poziomie:} \\ \frac{560\,000 \text{ g } BZT_5/\text{d}}{60 \text{ g } BZT_5/\text{osobę/d}} &= 9333 \text{ RLM.} \end{aligned}$$

Oprócz zanieczyszczeń organicznych rozkładalnych biologicznie (określanych przez BZT_5), w ściekach przemysłowych mogą znajdować się również substancje nieulegające biodegradacji, które są identyfikowane na podstawie wartości chemicznego zapotrzebowania tlenu (ChZT). Wskaźnik stosunku ChZT do BZT_5 dostarcza informacji o tym, w jakim stopniu dane ścieki mogą być skutecznie oczyszczane metodami biologicznymi. Im wyższy jest ten stosunek względem wartości charakterystycznej dla ścieków komunalnych (wynoszącej średnio 1,7), tym większy jest udział zanieczyszczeń trudnych do biodegradacji. Ścieki sanitarne pochodzące z toalet, umywalni, natrysków, kuchni zakładowych oraz pralni wykazują cechy zbliżone do ścieków komunalnych pod względem jakości. W związku z tym są one zazwyczaj odprowadzane do miejskiego systemu kanalizacji. [6]

9.3. Wody opadowe

Wody opadowe już w atmosferze ulegają wzbogaceniu w zanieczyszczenia gazowe, takie jak tlenki siarki i azotu, a także w substancje stałe. Podczas spływu po dachach oraz utwardzonych powierzchniach terenu wody deszczowe przejmują kolejne substancje zanieczyszczające, co dodatkowo pogarsza ich jakość. Na terenach miejskich odpływające wody deszczowe wykazują wartości biochemicznego zapotrzebowania tlenu (BZT₅) na poziomie około 15–30 mg/l oraz stężenie zawiesin ogólnych w zakresie 200–250 mg/l. Po dłuższych okresach bezopadowych, szczególnie w początkowej fazie opadów, wody te mogą być znacznie bardziej zanieczyszczone. W skrajnych przypadkach ich parametry mogą dorównywać ściekom komunalnym, a nawet je przewyższać. Odprowadzanie wód deszczowych odbywa się z reguły poprzez kanalizację ogólnospławną lub kanalizację rozdzielczą. W celu ograniczenia wpływu wód opadowych na odbiorniki, w sytuacjach przekroczenia dopuszczalnych stężeń zanieczyszczeń, konieczne jest ich wstępne oczyszczanie w specjalnych zbiornikach retencyjnych lub osadnikach deszczowych. [6]

10. Najczęściej stosowane wskaźniki jakościowe.

Azot

Zmiany w związkach azotowych zachodzą już na etapie odprowadzania ścieków surowych. W wyniku hydrolizy azotu związanego organicznie powstaje azot amonowy (NH_4^+). Z tego względu, podczas oceny ładunku azotu dopływającego do oczyszczalni istotne jest oznaczenie nie tylko azotu amonowego, lecz także azotu związanego organicznie. W praktyce sumę azotu związanego organicznie oraz azotu amonowego oznacza się jako azot Kjeldahla. Azot organiczny można obliczyć jako różnicę pomiędzy całkowitą zawartością azotu Kjeldahla (TKN – *Total Kjeldahl Nitrogen*) a zawartością NH_4^+ . W przypadku stwierdzenia obecności azotanów i azotynów, stężenia tych form azotu należy oznaczać osobno. Sumując azot Kjeldahla oraz azot utleniony, uzyskuje się azot całkowity. [6]

Fosfor

Największa część fosforu obecnego w ściekach pochodzi ze źródeł nieorganicznych i występuje głównie w postaci ortofosforanów (H_2PO_4^- , HPO_4^{2-} , PO_4^{3-}) oraz skondensowanych fosforanów (poli- i pirofosforanów), które występują w postaci rozpuszczonej. Jedynie niewielka ilość fosforu występuje w formach organicznych bądź w zawiesinie koloidalnej. W celu dokładnej analizy zanieczyszczeń fosforowych w ściekach, konieczne jest rozróżnienie pomiędzy fosforem całkowitym (P_{akt}) a zawartością ortofosforanów. Rozdzielenie tych form pozwala na lepszą ocenę źródeł fosforu i skuteczność jego usuwania w procesach oczyszczania ścieków. [6]

Chemiczne zapotrzebowanie na tlen (ChZT)

Chemiczne zapotrzebowanie na tlen (ChZT) oznacza się na podstawie reakcji utleniania związków organicznych i niektórych nieorganicznych za pomocą dwuchromianu potasu jako utleniacza, w środowisku kwasu siarkowego, w temperaturze $+148^{\circ}\text{C}$. Ilość zużytego chromu pozwala na określenie zużycia tlenu, które wyraża się w jednostkach $\text{mg O}_2/\text{l}$. Wartość ChZT umożliwia bezpośrednie porównanie ze wskaźnikiem biochemicznego zapotrzebowania na tlen (BZT₅), co pozwala ocenić udział substancji biologicznie rozkładalnych względem związków trwałych obecnych w ściekach. Stosunek tych parametrów stanowi również ważną informację o charakterze zanieczyszczeń. W przypadku ścieków komunalnych typowy stosunek BZT₅ : ChZT wynosi od 1:1,5 do 1:2, co wskazuje na znaczący udział substancji podatnych na rozkład biologiczny. [6]

Biochemiczne pięciodniowe zapotrzebowanie na tlen (BZT₅)

Wskaźnik BZT₅ określa ilość tlenu zużywaną przez drobnoustroje w procesach przemiany materii podczas rozkładu substancji organicznych w warunkach tlenowych. Oznaczenie to przeprowadza się w temperaturze 20°C , przez okres 5 dni. Mikroorganizmy wykorzystywane w tym procesie powinny być wcześniej dostosowane do charakteru badanych ścieków (np. poprzez stosowanie osadu czynnego z lokalnej oczyszczalni). W analizach wód i ścieków proces biochemicznego rozkładu związków organicznych przebiega w dwóch etapach. Pierwszy, tzw. pierwotny stopień rozkładu, dotyczy głównie związków węgla. Drugi etap obejmuje rozkład związków azotu i może rozpocząć się dopiero po kilku dniach. Z tego względu w klasycznym oznaczeniu BZT₅ nie uwzględnia się w pełni rozkładu azotu organicznego. W celu zahamowania procesów nitrifikacyjnych, które mogłyby zakłócić oznaczenie rzeczywistego zapotrzebowania na tlen w ramach BZT₅, do próbki dodaje się inhibitor nitryfikacji, np. alkylohydroksyloaminę (ATH). [6]

Zawiesina ogólna (ZOG)

Zawiesina ogólna (ZOG), określana także jako ogólna zawartość substancji zawieszonych (ang. *Total Suspended Solids – TSS*), odnosi się do cząstek stałych, zarówno organicznych, jak i nieorganicznych, które nie rozpuszczają się w wodzie i zostają zatrzymane na filtrze o określonej porowatości (zwykle $1,5\text{--}2\text{ }\mu\text{m}$) podczas filtracji laboratoryjnej. Oznaczenie ZOG polega na przefiltrowaniu próbki przez filtr membranowy, wysuszeniu go w temperaturze $103\text{--}105^{\circ}\text{C}$, a następnie zważeniu przyrostu masy. Wynik wyrażany jest w mg/l . Do zawiesiny ogólnej zalicza się[7]:

- cząstki mineralne (np. piasek, glina, pyły),
- substancje organiczne (np. resztki biologiczne),
- organizmy żywe (np. bakterie, glony),
- cząstki syntetyczne obecne w ściekach przemysłowych.

ZOG stanowi jeden z podstawowych parametrów kontroli jakości ścieków i wód powierzchniowych. Jej stężenie wpływa na klarowność wody, warunki tlenowe w odbiornikach, a także może transportować metale ciężkie, pestycydy i patogeny. Parametr ten wykorzystywany jest również do oceny efektywności procesów oczyszczania ścieków, zwłaszcza mechanicznego oddzielania fazy stałej. [7]

Metale ciężkie

Metale ciężkie to pierwiastki o gęstości przekraczającej 5 g/cm^3 , które wykazują toksyczne działanie nawet przy niskich stężeniach. Są one szczególnie niebezpieczne ze względu na swoją trwałość w środowisku wodnym, zdolność do bioakumulacji w organizmach żywych oraz potencjalną toksyczność wobec ludzi, zwierząt i mikroorganizmów. Do najczęściej identyfikowanych metali ciężkich w ściekach przemysłowych zalicza się: ołów (Pb), kadm (Cd), rtęć (Hg), chrom (Cr), miedź (Cu), nikiel (Ni) oraz cynk (Zn). W zależności od charakteru działalności przemysłowej, ścieki mogą również zawierać znaczne ilości żelaza (Fe) i manganu (Mn). Źródłem emisji metali ciężkich do ścieków są m.in. procesy galwanizacji, hutnictwa, obróbki metali, produkcji baterii, przemysłu chemicznego, farbiarskiego, a także spalania paliw kopalnych. Ich obecność stanowi istotny problem zarówno dla oczyszczalni ścieków, jak i dla jakości wód powierzchniowych, do których te ścieki trafiają. [8]

11.Zasady działania i projektowania kanalizacji

W związku z rosnącymi wymaganiami ochrony środowiska oraz koniecznością ochrony wód gruntowych i powierzchniowych, system kanalizacji ogólnospławnej jest obecnie rzadko stosowany. Występuje jeszcze w starszych częściach dużych miast, gdzie został zbudowany wcześniej. Obecnie powszechnie stosuje się system kanalizacji rozdzielczej, który obejmuje oddzielne sieci dla ścieków bytowych (sanitarnych) i deszczowych (opadowych). Sieci sanitarne odprowadzają ścieki z gospodarstw domowych i przemysłu, a sieci deszczowe – wody opadowe. [4]

W systemach kanalizacji grawitacyjnej można spotkać kanały i kolektory o różnych przekrojach: kołowym, jajowym, gruszkowym, dzwonowym czy eliptycznym. W terenach wiejskich najczęściej stosuje się rury o przekroju kołowym. Rury wykorzystywane do budowy systemów grawitacyjnych powinny[4]:

- zapewniać szczelność połączeń,
- być odporne na obciążenia mechaniczne (ścieranie, piasek),
- być odporne na czynniki chemiczne (agresywne ścieki).

Najczęściej używane materiały to: rury betonowe, żelbetowe, kamionkowe, żeliwne, z tworzyw sztucznych i kompozytów. [4]

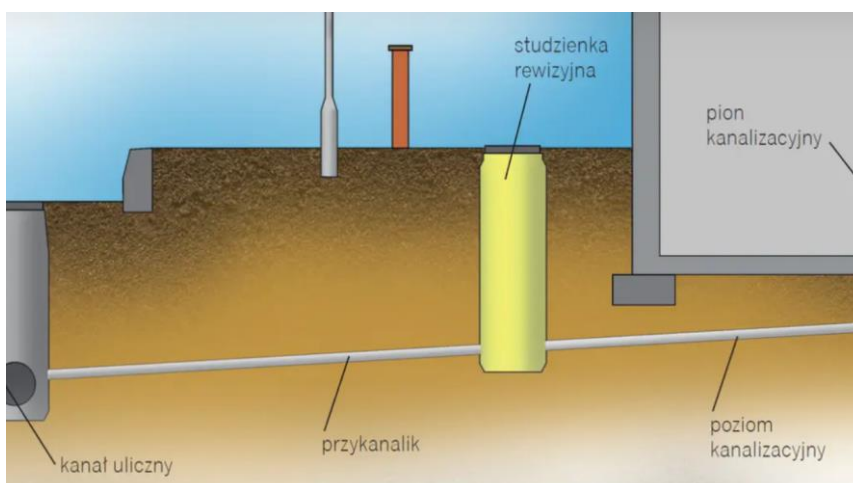
Schemat działania kanalizacji grawitacyjnej[4] :

1. Ścieki z budynku mieszkalnego trafiają do przykanalika,
2. Następnie wpływają do kanalika sieciowego,
3. Dalej płyną grawitacyjnie do studzienki rewizyjnej,
4. I ostatecznie do kolektora grupowego, który prowadzi je do oczyszczalni.

Kanalizacja na terenach wiejskich:

Na obszarach wiejskich klasyczny system grawitacyjny nie zawsze jest możliwy do zastosowania – ze względu na zróżnicowane ukształtowanie terenu, rozproszoną zabudowę oraz małe ilości ścieków. W takich przypadkach buduje się systemy kanalizacji grawitacyjno-pompowej [4]

System ten działa w ten sposób, że ścieki z terenów rozproszonych trafiają do lokalnych pompowni, z których są tłoczone do kolektora lub dalej do obszaru o zwartej zabudowie, gdzie przejmują je klasyczna kanalizacja grawitacyjna.[4]



Rys.2 Schemat przyłącza kanalizacyjnego.

<https://budujemydom.pl/instalacje/woda-i-kanalizacja/a/20076-podlaczenie-do-publicznej-sieci-kanalizacyjnej-formalnosci> [dostęp 29.07.2025]

12. Pompownie ścieków

Pompownie są wykorzystywane do transportu ścieków grawitacyjnie, tam gdzie niemożliwy jest naturalny spływ z powodu ukształtowania terenu. Podstawowym elementem tych obiektów są pompy, które przetłaczają ścieki z niższego poziomu na wyższy. [4]

Rodzaje pompowni ścieków (ze względu na konstrukcję) [4]:

- Pompownie suche – pompy są ustawione poza komorą ściekową, np. w osobnym pomieszczeniu technicznym.
- Pompownie mokre – pompy umieszczone są bezpośrednio w komorze dopływowej.
- Pompownie mieszane – z osobnymi komorami napływową i suchą, gdzie znajdują się pompy.

Rodzaje pomp [4]:

- Pompy napowierzchniowe – montowane nad lustrem ścieków.
- Pompy zatapialne – zlokalizowane pod powierzchnią cieczy.

Zbiorniki pompowni mogą być wykonywane jako monolityczne z żelbetu (np. WIPRO), z tworzyw sztucznych (np. polietylen, włókno szklane) lub z blach stalowych. Wloty do pomp często wyposaża się w kraty w celu ochrony urządzeń przed zanieczyszczeniami stałymi. [4]

Zamiast pomp w niektórych przypadkach stosuje się sprężarki. Sprężarka wtłacza powietrze do zbiornika ścieków, wypychając ciecz do rurociągu. Takie instalacje, tzw. pneumatyczne pompownie ścieków, mają następujące zastosowania (wg Weismann, 2001) [4]:

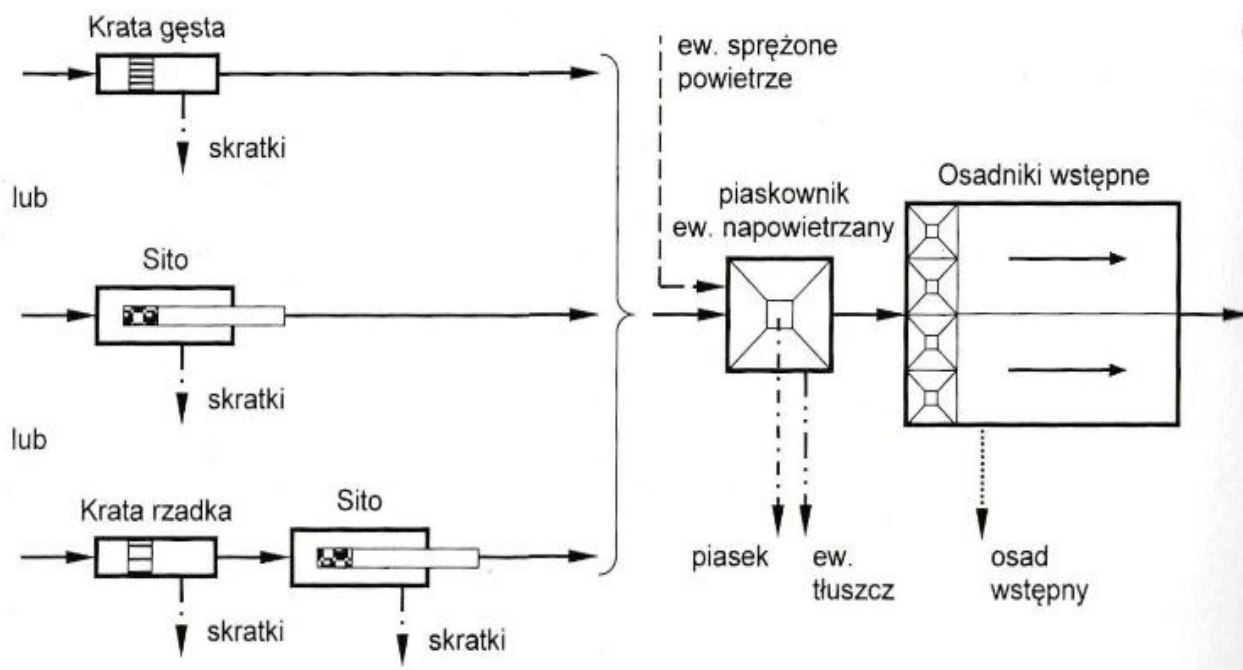
- przy bardzo małych, małych i średnich ilościach ścieków ($0,2\text{--}25\text{ dm}^3/\text{s}$),
- przy długich rurociągach tłocznych,
- w przypadku długich czasów przetrzymywania ścieków (zagrożenie zagniwaniem),
- przy wysokich ciśnieniach (do 8 barów).

13. Wstępne oczyszczanie mechaniczne i chemiczne

Celem oczyszczania mechanicznego jest usunięcie ze ścieków największych zanieczyszczeń, wykorzystując procesy cedzenia i sedymentacji. W wyniku działania urządzeń do mechanicznego oczyszczania powstają takie odpady jak: skratki, piasek oraz — w przypadku osadników wstępnych — osad wstępny.

W każdej oczyszczalni ścieków wyposażonej w część mechaniczną obowiązkowo stosuje się kraty, sita oraz piaskowniki. W uzasadnionych przypadkach stosuje się również osadniki wstępne.

Na rysunku 3 przedstawiono schematy układów mechanicznego oczyszczania ścieków. Niezależnie od wielkości oczyszczalni i jakości dopływających ścieków, zastosowanie krat lub sit oraz piaskownika jest obowiązkowe. [1]



Rys.3 Schemat oczyszczania wstępnego.[1]

Kraty są pierwszym elementem mechanicznym w procesie oczyszczania ścieków. Ich zadaniem jest zatrzymywanie większych zanieczyszczeń stałych, które mogłyby uszkodzić urządzenia w dalszych etapach oczyszczania. Typowa krata zbudowana jest z metalowych prętów rozmieszczonych pionowo lub poziomo w poprzek kanału przepływowego. Odległość między prętami, zwana prześwitem, decyduje o wielkości cząstek, jakie zostaną zatrzymane. [3]

Podział krat[3]:

Ze względu na wielkość prześwitu[3]:

- kraty rzadkie – 30–200 mm,
- kraty gęste – 10–25 mm.

Ze względu na sposób oczyszczania[3]:

- ręczne – zazwyczaj stosowane w kratkach stałych,
- mechaniczne – mogą być zarówno stałe, jak i ruchome (choć te drugie są rzadziej stosowane).

Ze względu na konstrukcję[3]:

- kraty stałe – z nieruchomymi prętami,
- kraty ruchome – z prętami poruszającymi się mechanicznie.

Zastosowanie krat[3]:

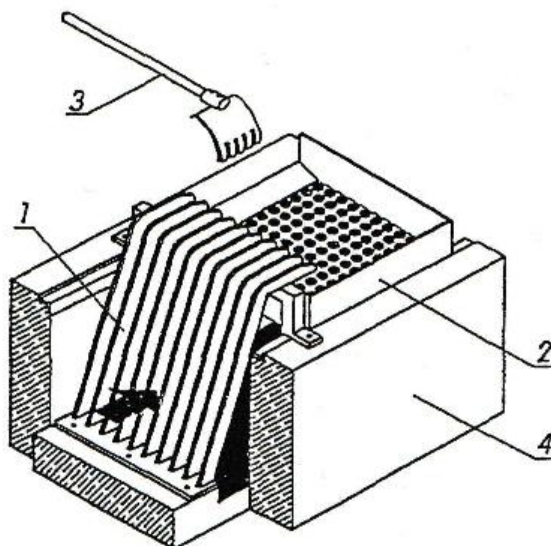
Kraty pełnią ważną funkcję ochronną. Zatrzymują większe elementy, które mogłyby[3]:

- osadzać się w osadnikach i utrudniać ich czyszczenie,
- uszkadzać pompy i inne urządzenia,
- zatykać rurociągi osadowe,
- tworzyć niepożądane kożuchy pływające na powierzchni ścieków.

W pompowniach ścieków kraty zabezpieczają pompy przed awariami spowodowanymi przez większe zanieczyszczenia. Zasadniczo kraty powinny być zawsze pierwszym elementem linii oczyszczania ścieków. Wyjątkiem są sytuacje, gdy ścieki są doprowadzane ciśnieniowo z pompowni już wyposażonej w gęste kraty lub gdy zastosowano rozdrabniacze kanałowe. [3]

Szerokość kraty musi być odpowiednio dobrana, aby spełniała następujące warunki [1]:

- Prędkość przepływu ścieków między prętami powinna wynosić od **0,3 do 1,0 m/s** dla krat oczyszczanych ręcznie oraz maksymalnie **1,10 m/s** dla krat oczyszczanych mechanicznie.
- Prędkość przepływu ścieków w kanale bezpośrednio przed kratą lub sitem nie powinna być mniejsza niż **0,4 m/s**.
- Przepływ ścieków przez kraty nie może powodować podtopienia kanału doprowadzającego ścieki.



Rys.4 Krata rzadka oczyszczana ręcznie. [1]

1 – konstrukcja kraty, 2 – rynna ociekowa do skratek, 3 – grabie do usuwania skratek, 4 – konstrukcja kanału

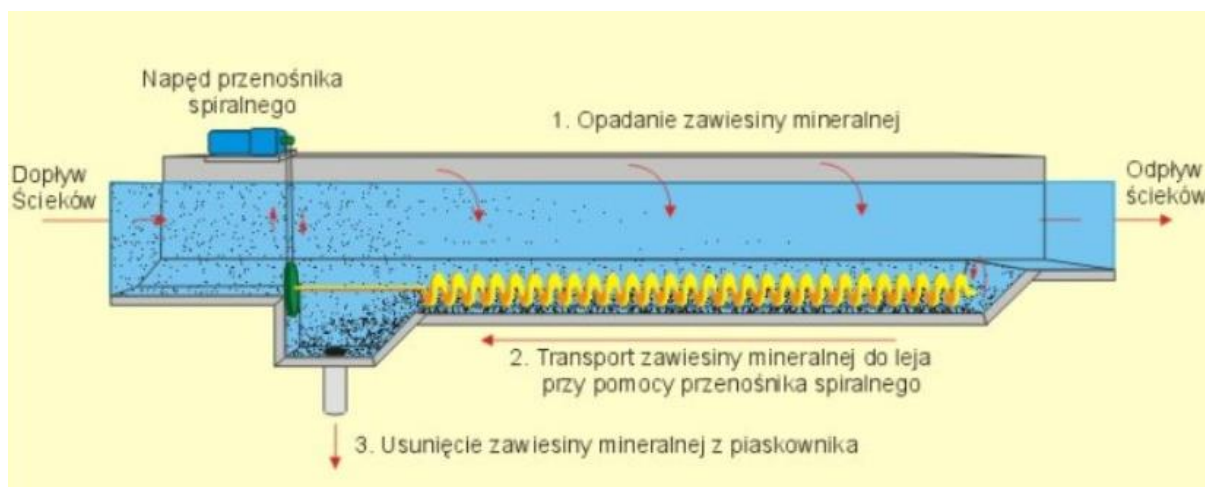
13.1. Piaskowniki

Podstawowym zadaniem piaskowników jest usuwanie ze ścieków zawiesin mineralnych przy zastosowaniu procesu sedymentacji. W urządzeniach tych zatrzymywany powinien być piasek o ziarnach o średnicy od 0,1 do 0,2 mm i większych. Przyjmuje się, że ziarna o średnicy 0,1 mm powinny być zatrzymywane w około 65% przypadków. Podczas projektowania piaskowników należy założyć, że prędkość opadania ziaren o średnicy 0,2 mm wynosi około 14,5 mm/s. W przypadku piaskowników z przepływem poziomym, w których panuje ruch burzliwy, co zabezpiecza przed zatrzymywaniem zanieczyszczeń organicznych, dopuszczalna ilość zanieczyszczeń organicznych nie powinna przekraczać 10%. [1]

W przypadku małych i średnich oczyszczalni ścieków zaleca się stosowanie piaskowników pionowych lub wirowych. Dla piaskowników o przepływie pionowym przyjmuje się, że powierzchnia robocza urządzenia powinna wynosić około 30 m². Przepływ pionowy oparty jest na założeniu maksymalnej godzinowej ilości dopływających ścieków, która powinna mieścić się w przedziale od 0,24 do 7,2 m³/h. Odpowiada to hydraulicznemu obciążeniu powierzchni piaskownika w zakresie od 0,006 do 0,02 m³/(m²·h). Prędkość wznoszenia zawiesin nie powinna przekraczać 0,9 mm/s, co zapewnia skuteczne oddzielanie cząstek piasku o średnicy powyżej 0,2 mm i gęstości około 2,65 g/cm³. [1]

Zgromadzony w komorze osadowej piasek usuwany jest zazwyczaj przy pomocy pompy, która kieruje go do separatora. Obecnie, w małych i średnich oczyszczalniach ścieków, stosuje się piaskowniki wirowe, współpracujące z separatorem piasku, co zwiększa efektywność procesu separacji. [1]

Zanieczyszczenia flotujące, takie jak tłuszcze oraz substancje drobno pęcherzykowe, zatrzymywane są w przestrzeni wewnętrznej piaskownika. Składniki te są usuwane okresowo za pomocą regulowanego systemu odbioru części flotujących. Z komory zbiorczej piaskownika, pulpa wodno-piaskowa kierowana jest pompą powietrzną do urządzenia separującego piasek. W separatorze tym pulpa poddawana jest procesom płukania i sedymentacji, co pozwala na skuteczne oddzielenie cząstek mineralnych od resztek organicznych. [1]



Rys.5 Przykładowy schemat piaskownika na podstawie piaskownika poziomego.

Źródło: <http://www.mzwikslupca.pl/program/rysunki/piaskownik3.html> [dostęp 04.08.2025]

13.2.Osadniki wstępne

Osadnik wstępny (ang. *primary sedimentation tank*) stanowi jeden z podstawowych elementów w mechanicznym etapie oczyszczania ścieków. Jego głównym zadaniem jest usunięcie ze ścieków zawieszin mineralnych i organicznych o gęstości większej od gęstości wody, a także oddzielenie pływających zanieczyszczeń, takich jak tłuszcze i oleje. Proces ten opiera się na zjawisku sedimentacji, które zachodzi podczas powolnego przepływu ścieków przez zbiornik o odpowiednio dobranej geometrii i czasie retencji. [12]

W literaturze przedmiotu wskazuje się, że optymalny czas zatrzymania ścieków w osadniku wstępnym mieści się w przedziale od 1,5 do 2,5 godziny [12]. W tym czasie cząstki o prędkości opadania większej niż tzw. współczynnik przelewu powierzchniowego (ang. *overflow rate*) ulegają osadzeniu na dnie zbiornika. Parametr ten stanowi stosunek natężenia przepływu ścieków do powierzchni czynnej osadnika i jest kluczowy w analizie efektywności urządzenia [13].

Efektywność osadnika wstępnego zależy od wielu czynników, m.in. od natężenia przepływu, właściwości fizykochemicznych ścieków oraz warunków eksploatacyjnych. Zgodnie z wynikami badań dostępnych w literaturze, prawidłowo zaprojektowany i eksploatowany osadnik wstępny umożliwia usunięcie od 50 do 70% zawieszin ogólnych (SS – *suspended solids*) oraz od 25 do 40% biochemicznego zapotrzebowania na tlen (BZT₅) [14].

W praktyce inżynierskiej stosowane są różne konstrukcje osadników wstępnych, w tym osadniki poziome, pionowe oraz osadniki dwukomorowe typu Imhoff, w których zachodzi również częściowa fermentacja osadu [15]. W przydomowych systemach oczyszczania często stosuje się osadniki gnilne, charakteryzujące się dłuższym czasem retencji (2,5–4 dni), co umożliwia wstępną stabilizację osadu [16].

W literaturze naukowej podejmowane są również próby modelowania pracy osadników przy użyciu narzędzi matematycznych i numerycznych, co pozwala na dokładniejszą analizę ich działania oraz optymalizację konstrukcji. Przykładowo, badania wykazały, że wydłużenie czasu retencji może zwiększyć skuteczność usuwania zawieszin nawet o 10–15% [17].

14.Biologiczne Oczyszczanie Ścieków

Proces biologicznego oczyszczania ścieków polega na wykorzystaniu mikroorganizmów do rozkładu zanieczyszczeń organicznych, a także usuwania związków azotu i fosforu. W wyniku tych przemian powstaje biomasa, która osiada w postaci osadu czynnego. [1]

Podstawowe procesy zachodzące w biologicznym oczyszczaniu ścieków obejmują[1]:

- usuwanie zanieczyszczeń organicznych (mierzone m.in. wskaźnikiem BZT₅),
- procesy związane z nityfikacją i denityfikacją (przekształcanie amoniaku w azotany, a następnie w azot cząsteczkowy),
- biologiczne usuwanie fosforu poprzez jego wbudowywanie w biomasę mikroorganizmów w warunkach tlenowych i beztlenowych.

Najczęściej biologiczne oczyszczanie ścieków realizuje się przy użyciu[1]:

- złóż biologicznych (zraszanych lub tarczowych),
- urządzeń osadu czynnego.

W mniejszych oczyszczalniach stosuje się również stawy biologiczne oraz oczyszczalnie hydrobotaniczne. [1]

Złóża biologiczne działają na podobnej zasadzie jak naturalne procesy samooczyszczania wód w rzekach. Zanieczyszczenia osiadają na powierzchni wypełnienia (np. kamieni lub tworzyw sztucznych), gdzie rozwijają się bakterie tworzące błonę biologiczną. Mikroorganizmy te rozkładają zanieczyszczenia zawarte w przepływającej wodzie. Biomasa tworząca się w tym procesie osiada na wypełnieniu złóż, które mogą mieć postać pakietów (złoża zraszane) lub obracających się tarcz (złoża tarczowe). [1]

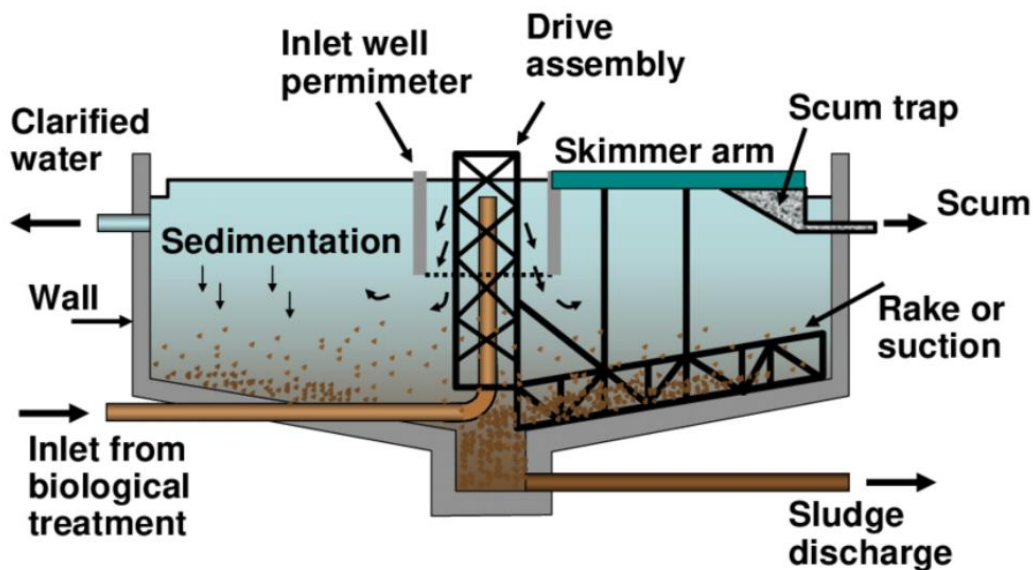
Na złożach biologicznych możliwe jest częściowe, a czasami nawet całkowite, usuwanie azotu i fosforu. Jednak doświadczenia pokazują, że proces denitryfikacji zachodzi jedynie w ograniczonym zakresie, szczególnie w niedotlenionych fragmentach złoża. [1]

15.Osadnik wtórny - funkcja i zasada działania

Osadnik wtórny stanowi kluczowy element biologicznego ciągu technologicznego oczyszczania ścieków. Jego główną funkcją jest oddzielenie osadu czynnego od oczyszczonych ścieków oraz zagęszczenie osadu, który może zostać częściowo zawrócony do reaktora biologicznego lub skierowany do dalszej obróbki osadowej. W optymalnych warunkach osadniki wtórne umożliwiają zatrzymanie ponad 99% zawieszin obecnych w ściekach pościekowych [1].

Proces ten odbywa się na zasadzie grawitacyjnej sedymentacji. Ścieki z reaktora biologicznego wpływają do osadnika, w którym następuje ich spowolnienie, co pozwala na opadanie kłaczków osadu na dno zbiornika. Oczyszczona ciecz odpływa przez górny przelew, natomiast osad gromadzony jest na dnie i odprowadzany – częściowo jako osad powrotny, częściowo jako osad nadmiarowy [2].

Efektywność działania osadnika wtórnego zależy od wielu czynników technologicznych, w tym: obciążenia hydraulicznego i masowego, czasu zatrzymania osadu (SRT), prędkości przepływu oraz właściwości sedymentacyjnych osadu czynnego. Niska zdolność flokulacyjna lub zbyt drobna struktura osadu mogą prowadzić do pogorszenia jakości odpływu, co skutkuje obecnością zawieszin w ściekach oczyszczonych [3].



Rys.6 Przykładowy schemat osadnika wtórnego.[11]

16.Osadniki wstępne- rodzaje i zasada działania

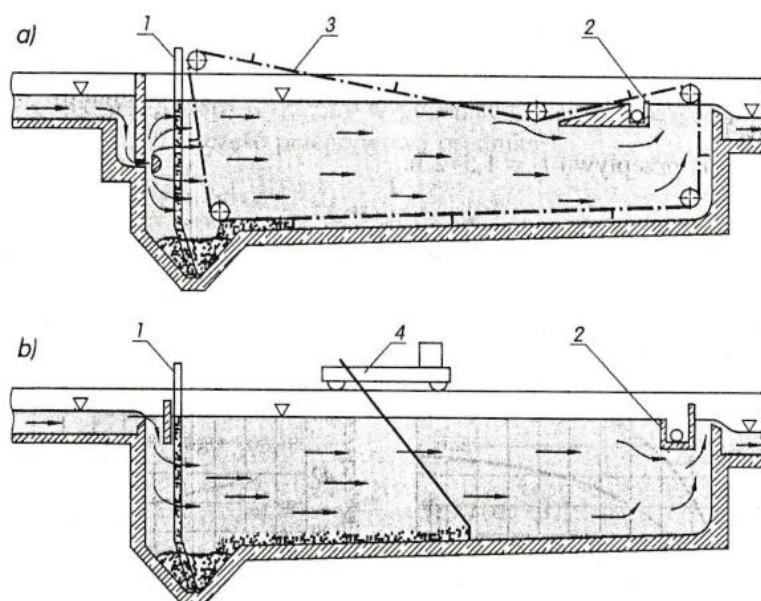
Osadniki są urządzeniami stosowanymi w procesie oczyszczania ścieków, przeznaczonymi do usuwania zawieszin o gęstości większej niż 1 g/cm^3 . Proces ten zachodzi dzięki wykorzystaniu zjawiska sedymentacji skrópowanej. [2]

Ze względu na zasadę działania, osadniki przepływowe dzieli się na dwa podstawowe typy[2]:

- osadniki konwencjonalne, w których zachodzi tzw. sedymentacja głęboka,
- osadniki wielostrumieniowe, w których dominuje sedymentacja płytka.

Do charakterystycznych cech osadników konwencjonalnych zalicza się ich stosunkowo dużą głębokość (rzędu kilku metrów) oraz znaczną objętość roboczą, co wiąże się z długim czasem zatrzymania ścieków – od kilkudziesięciu do kilkuset minut. W praktyce, jako osadniki konwencjonalne wstępne, stosuje się dwa podstawowe rozwiązania konstrukcyjne[2]:

- osadniki poziome podłużne – w których ścieki przepływają wzdłużnie w postaci teoretycznie równoległych strug,
- osadniki poziome radialne (odśrodkowe) – w których przepływ odbywa się promieniście od środka zbiornika ku jego obwodowi.



Rys.7 Przykładowe schematy osadników. [2]

a) ze zgarnaczem na łańcuchu Galla, b) ze zgarnaczem wózkowym. 1 – przewód do usuwania osadu, 2 – koryto do zbierania części pływających, 3 – zgarniacz na łańcuchu Galla, 4 – zgarniacz wózkowy

16.1.Osadnik Gnilny

Osadnik gnilny, znany również jako komora gnilna (ang. *septic tank*), stanowi podstawowy element przydomowych i małych oczyszczalni ścieków. Jest to zbiornik wyposażony we wlot (zwykle połączony z przykanalikiem), wylot oraz kominy inspekcyjne. Na rysunku 3 przedstawiono przekrój podłużny dwukomorowego osadnika gnilnego z trójnikiem zabezpieczającym odpływ. [4]

W osadniku zachodzą dwa główne procesy[4]:

- Sedymenacja – opadanie cięższych cząstek na dno.
- Flotacja – unoszenie się lżejszych cząstek na powierzchnię.

Cieęższe frakcje tworzą osad, natomiast lżejsze – kożuch. Materiał organiczny zawarty w osadzie podlega fermentacji w warunkach beztlenowych. [4]

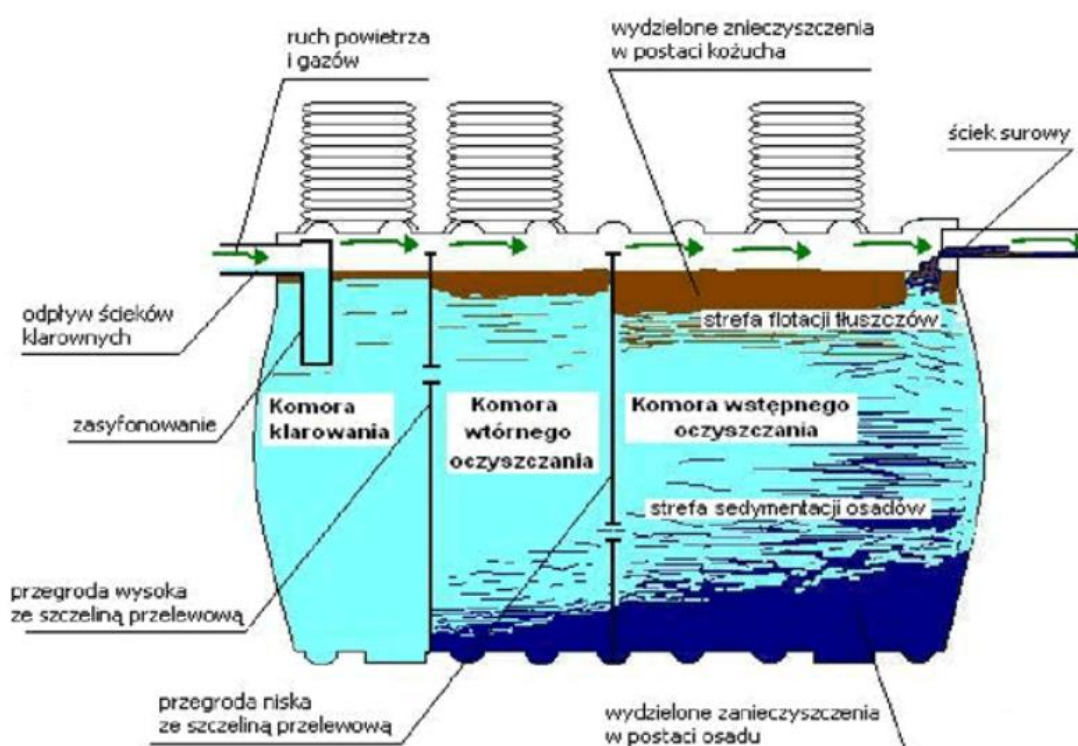
Zalety osadników gnilnych[4]:

- prosta budowa,
- łatwość montażu i obsługi,
- niskie koszty inwestycyjne i eksploatacyjne.

Wady[4]:

- konieczność okresowego usuwania osadu,
- wysoka zawartość wody w osadzie,
- wymagania sanitarne.

Osadniki gnilne stosuje się zazwyczaj w oczyszczalniach o przepustowości do 25 m³/d. Przykładowo, wg Critesa i Tchobanoglousa (1998), osadnik o pojemności 400 m³ odpowiada przepustowości 100–200 m³/d, co wystarcza dla większych wsi. Przydomowe osadniki gnilne mogą być też wykorzystywane w systemach kanalizacji rozdzielczej.[4]



Rys.8 Przykładowy schemat osadnika gnilnego.

Źródło: https://www.sedymment.com.pl/pl/kat_61_Zasada_dzialania_oczyszczalni.html [dostęp 04.08.2025]

17.Zasada działania i konstrukcja złoża biologicznego

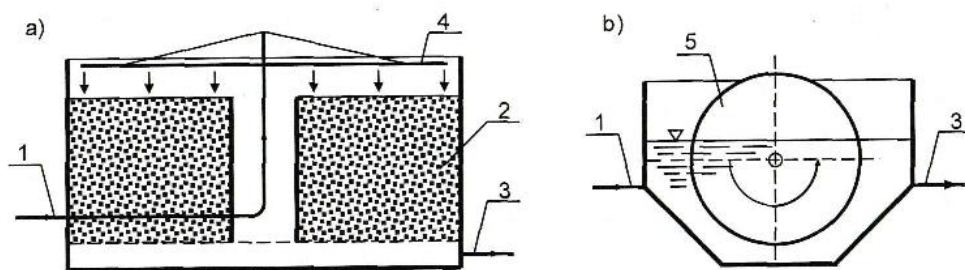
Złóża biologiczne są jednym z podstawowych rozwiązań technologicznych stosowanych w oczyszczaniu ścieków, gdzie zachodzi proces tlenowego rozkładu zanieczyszczeń z udziałem mikroorganizmów osiadłych na materiale wypełniającym, tworzących tzw. błonę biologiczną. Niezależnie od rodzaju zastosowanego złoża, mechanizm usuwania zanieczyszczeń jest zasadniczo podobny. Na powierzchni materiału wypełniającego rozwija się błona biologiczna złożona z mikroorganizmów, które wchodzi w bezpośredni kontakt ze ściekami doprowadzanymi do złoża w sposób ciągły i kontrolowany. Mikroorganizmy te natychmiast pochłaniają zawarte w ściekach związki organiczne, wykorzystując je w swoich procesach metabolicznych. W przeważającej części są to bakterie tlenowe, które do przeżycia wymagają tlenu dostarczanego z powietrza przepływającego przez wypełnienie złoża. Dopływ powietrza może odbywać się w sposób naturalny (grawitacyjnie) lub, rzadziej, być wspomagany mechanicznie (np. przy użyciu dmuchaw) [1].

W praktyce inżynierii sanitarnej stosuje się dwa podstawowe typy złóż biologicznych[1]:

- złoża zraszane,
- obrotowe złoża zanurzone, znane również jako złoża tarczowe

W przypadku złóż zraszanych błona biologiczna rozwija się na nieruchomym, sztywnym wypełnieniu wykonanym z kruszywa skalnego, żużla, tworzyw sztucznych lub innych materiałów o zróżnicowanej strukturze. Wypełnienie to może przyjmować formę pakietów, kształtek nasypowych lub elementów ułożonych warstwowo.[1]

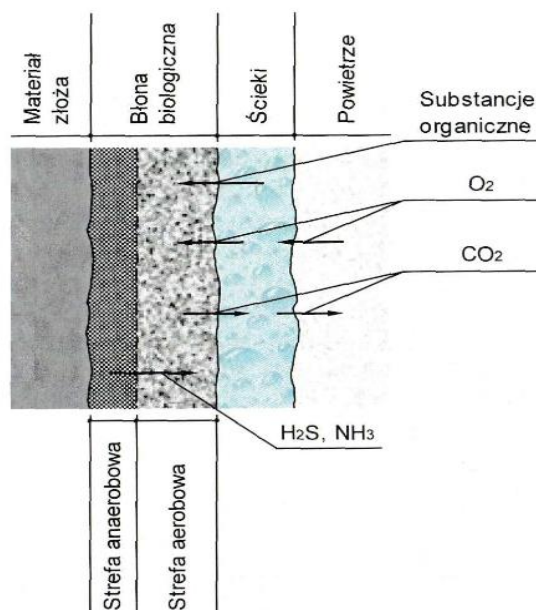
Złóża tarczowe natomiast składają się z zespołu tarcz zamocowanych na wspólnym wale obrotowym. Tarcze te są częściowo zanurzone w ściekach przepływających przez półkolisty zbiornik. Na powierzchni każdej tarczy rozwija się błona biologiczna, która podczas obrotu cyklicznie zanurza się w ściekach i wynurza, umożliwiając jej dotlenianie poprzez kontakt z powietrzem atmosferycznym. Proces ten zapewnia skuteczne warunki dla przemian biologicznych i efektywne usuwanie zanieczyszczeń organicznych.[1]



Rys.9 Schematy złóż biologicznych[1]

- a) Zraszane – tradycyjny typ złoża, w którym ścieki zraszają powierzchnię wypełnienia.
- b) Zanurzone (tarcze obrotowe) – nowocześniejsze rozwiązanie, gdzie elementy konstrukcyjne (tarcze) obracają się w częściowo zanurzonego środowisku.

1. Dopływ ścieków 2. Wypełnienie złoża 3.Odptyw ścieków 4.Zraszacz obrotowy 5. Tarcze obrotowe



Rys.10 Schemat funkcjonalny błony biologicznej złoza biologicznego zraszanego. [1]

18.Gospodarka osadami

18.1.Właściwości osadów

Osady powstające w procesach oczyszczania ścieków stanowią zawiesinę o charakterze organiczno-mineralnym, będącą układem dyspersyjnym. W układzie tym fazą dyspersyjną jest woda zawierająca rozpuszczone substancje, natomiast fazę zdyspergowaną tworzą cząstki stałe (substancje nierozpuszczalne pochodzenia organicznego i nieorganicznego) oraz gazy. Wysoki stopień uwodnienia osadów oraz obecność związków organicznych podatnych na rozkład biologiczny sprzyjają ich zagniwaniu oraz emisji nieprzyjemnych zapachów. [1]

Cechy osadów ściekowych decydują o intensywności i skuteczności końcowych procesów ich unieszkodliwiania. Odpowiednie zaplanowanie przeróbki osadów wymaga znajomości ich właściwości, w tym składu chemicznego, zawartości substancji toksycznych oraz potencjału zagrożenia dla środowiska, np. obecności metali ciężkich czy patogenów [19].

W celu klasyfikacji i opisu osadów ściekowych stosuje się podział na właściwości fizyczne, chemiczne, sanitarne, technologiczne i reologiczne. Średni skład wybranych osadów ściekowych przedstawiono w tabeli 2.

Do podstawowych właściwości fizycznych osadów zalicza się: barwę, zapach, strukturę, skład granulometryczny, gęstość, uwodnienie oraz zawartość części stałych (tzw. sucha masa osadu). [1]

Barwa i zapach osadów są cechami ocenianymi wizualnie i zapachowo już przy pierwszym kontakcie z materiałem, pozwalając wstępnie określić jego pochodzenie. Na przykład surowe osady miejskie charakteryzują się z reguły barwą szarą lub żółtawą i wyraźnym, nieprzyjemnym zapachem [19].

Struktura osadu opisywana jest z uwzględnieniem cech morfologicznych, takich jak: jednorodność, grudkowatość, włóknistość, mazistość czy żelowatość [19].

Woda jako główny składnik objętościowy osadów decyduje o ich uwodnieniu, które zależy od miejsca powstania osadu oraz etapu procesu technologicznego. Zawartość wody może wynosić od 99,5% (osady świeże) do 85% (osady wstępnie odwodnione), co odpowiada zawartości suchej masy na poziomie 0,5–15% [19].

Gęstość cząstek stałych w osadach zależy od rodzaju ścieków, z których pochodzą, oraz od sposobu prowadzenia ich oczyszczania. Wartość ta wpływa na procesy technologiczne związane z obróbką osadów, w tym sedymentację i odwadnianie. Przykładowo, dla osadów miejskich wartość gęstości cząstek stałych wynosi od 1,4 do 2,1 kg/dm³ [19].

Zróznicowanie wielkości cząstek obecnych w osadach istotnie wpływa na efektywność procesów ich sedymentacji, filtracji i odwadniania. Najwięcej trudności sprawiają cząstki o wymiarach poniżej 100 µm. Cząstki większe, łatwiej oddzielające się mechanicznie, opadają w czasie poniżej 15 minut, natomiast cząstki mniejsze wymagają dłuższych czasów lub specjalnych metod separacji, np. filtracji. [19]

W zależności od wielkości wyróżnia się [19]:

- cząstki opadające (zatrzymywane na sicie),
- cząstki kruche (opadające po 15 minutach i dłużej),
- cząstki parakoloidalne (zatrzymywane przez filtry o porach <1 µm),
- cząstki koloidalne (zatrzymywane przez filtry o porach 0,001–1 µm),
- cząstki rozpuszczone (<0,001 µm).

Właściwości chemiczne osadów zależą przede wszystkim od rodzaju ścieków, z których pochodzą. W mniejszym stopniu wpływają na nie procesy technologiczne stosowane podczas oczyszczania. Do podstawowych parametrów chemicznych należą: pH, zasadowość, zawartość związków organicznych i mineralnych, substancji nawozowych, metali ciężkich oraz substancji toksycznych [19].

Tabela 1. Skład i właściwości osadów ściekowych. [19]

Parametry osadu	Jednostka	Rodzaje osadu					
		Osad wstępny z mechanicznego oczyszczania ścieków	Osad wtórny po złożach biologicznych	Osad źle przefermentowany	Osad słabo przefermentowany	Osad dobrze przefermentowany	Osad bardzo dobrze przefermentowany
pH	-	5,0÷7,0	6,0÷7,0	6,5÷7,0	6,8÷7,3	7,2÷7,5	7,4÷7,8
Sucha masa	%	5÷10	4÷8	4÷12	4÷12	4÷12	4÷12
Sucha masa organiczna	% s.m.	60÷70	55÷80	55÷70	50÷60	45÷55	20÷45
Sucha masa mineralna	% s.m.	30÷40	20÷45	30÷45	40÷50	45÷55	55÷80
Zasadowość	mg CaCO ₃ /dm ³	500÷1000	500÷1000	1000÷2500	2000÷3500	3000÷4500	4000÷5500
Zawartość kwasów lotnych (LKT)	mg CH ₃ COOH/dm ³	1800÷3600	1800÷3600	2500÷4000	1000÷2500	100÷1000	< 100
Azotogólny	% N w s.m.	2÷7	1,5÷5,0	1÷5	1÷3,5	0,5÷3,0	0,5÷2,5
Fosforogólny	% P w s.m.	0,4÷3,0	0,9÷1,5	0,8÷2,6	0,8÷2,6	0,8÷2,6	0,8÷2,6
Potas	% K w s.m.	0,1÷0,7	0,1÷0,8	0,1÷0,3	0,1÷0,3	0,1÷0,3	0,1÷0,3
Opór właściwy filtracji	m/kg	10 ¹¹ ÷10 ¹³	10 ¹² ÷10 ¹³	5×10 ¹¹ ÷5×10 ¹²	10 ¹¹ ÷10 ¹²	5×10 ¹⁰ ÷5×10 ¹¹	10 ¹⁰ ÷10 ¹¹
Wartość opałowa	kJ/g s.m.	16÷20	15÷21	15÷18	12,5÷16	10,5÷15,0	6,3÷10,5

Z punktu widzenia właściwości chemicznych osadów ściekowych szczególne znaczenie ma zawartość substancji nawozowych oraz metali ciężkich. Osady powstające w procesie

oczyszczania ścieków komunalnych zawierają istotne składniki biogenne niezbędne do wzrostu roślin, takie jak azot, fosfor oraz, w mniejszym stopniu, potas. W porównaniu z innymi nawozami organicznymi, osady ściekowe charakteryzują się wysoką zawartością azotu i fosforu, natomiast potas występuje w nich w śladowych ilościach. [19]

Zawartość składników nawozowych w osadach zależy od stopnia ich odwodnienia – osady nieodwodnione zazwyczaj wykazują wyższą koncentrację tych związków. Podstawowe dane dotyczące zawartości składników nawozowych przedstawiono w tabeli 2.

Oprócz wzbogacania gleby w makroelementy, osady ściekowe wpływają korzystnie na poprawę struktury gleb lekkich oraz wspomagają przebieg procesów biochemicznych, takich jak fermentacja metanowa. Właściwy przebieg fermentacji wymaga zachowania odpowiednich proporcji węgla, azotu i fosforu (C:N:C:P), które powinny wynosić odpowiednio: (10–16):1:7:1 lub 100:7:1 [19].

Zawartość metali ciężkich w osadach ściekowych zależy głównie od udziału ścieków przemysłowych w ogólnej objętości ścieków komunalnych kierowanych do oczyszczania. Obecność tych pierwiastków może znacząco wpływać na możliwość dalszego wykorzystania osadów, zwłaszcza w rolnictwie.[19]

Tabela.2 Dopuszczalna zawartość metali ciężkich w osadach ściekowych.[19]

Metale	Zawartość metali ciężkich w mg/kg s.m. osadów nie większa niż przy stosowaniu komunalnych osadów ściekowych		
	w rolnictwie oraz do rekultywacji gruntów na cele rolne	do rekultywacji terenów na cele nierolne	przy dostosowywaniu gruntów do określonych potrzeb wynikających z planów gospodarki odpadami, planów zagospodarowania przestrzennego lub decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu do uprawy roślin przeznaczonych do produkcji kompostu, do upraw roślin nie przeznaczonych do spożycia i produkcji pasz
Kadm (Cd)	20	25	50
Miedź (Cu)	1000	1200	2000
Nikiel (Ni)	300	400	500
Ołów (Pb)	750	1000	1500
Cynk (Zn)	2500	3500	5000
Rtęć (Hg)	16	20	25
Chrom (Cr)	500	1000	2500

Obecność organizmów patogennych w osadach ściekowych stanowi istotne zagrożenie sanitarne, które należy brać pod uwagę przy planowaniu ich potencjalnego użytkowania, zwłaszcza w środowisku rolniczym. Wśród organizmów chorobotwórczych obecnych w osadach komunalnych znajdują się wirusy, bakterie, pasożytnicze pierwotniaki oraz jaja robaków. Mikroorganizmy te pochodzą z różnych źródeł, m.in. od osób chorych, ze szpitali, gospodarstw domowych oraz z zakładów przetwórstwa zwierzęcego, w tym rzeźni i ferm hodowlanych.[19]

18.2. Rodzaje osadów ściekowych

1. Osad wstępny (surowy)

Powstaje w wyniku mechanicznego oczyszczania ścieków, przede wszystkim w osadnikach wstępnych. Zawiera głównie zawiesiny mineralne i organiczne o stosunkowo dużych rozmiarach cząstek. Charakteryzuje się ciemną barwą, nieprzyjemnym zapachem oraz dużą zawartością materii organicznej. [20]

2. Osad biologiczny (nadmierny)

Tworzy się w trakcie biologicznego oczyszczania ścieków, głównie w systemach z osadem czynnym. Zawiera mikroorganizmy biorące udział w rozkładzie zanieczyszczeń oraz produkty ich przemiany. Jest lekki, mocno uwodniony i wymaga dalszego zagęszczania lub stabilizacji. [20]

3. Osad chemiczny

Powstaje w wyniku zastosowania koagulantów w procesie oczyszczania ścieków (np. siarczanu glinu lub żelaza). Składa się ze związków chemicznych oraz zanieczyszczeń strąconych w procesie koagulacji objętościowej. Charakteryzuje się większą zawartością suchej masy niż osad biologiczny. [20]

4. Osad ze złóż biologicznych

Jest to błona biologiczna oderwana z powierzchni złóż biologicznych (np. złóż perkolacyjnych). Zawiera mikroorganizmy odpowiedzialne za rozkład materii organicznej oraz związane z nimi osady. Zwykle jest bardziej zbity niż osad nadmierny. [20]

5. Osad wtórny – mieszanina osadu wstępnego i nadmiernego, oddzielana w osadnikach wtórnych. Wymaga dalszej stabilizacji i odwadniania. [20]

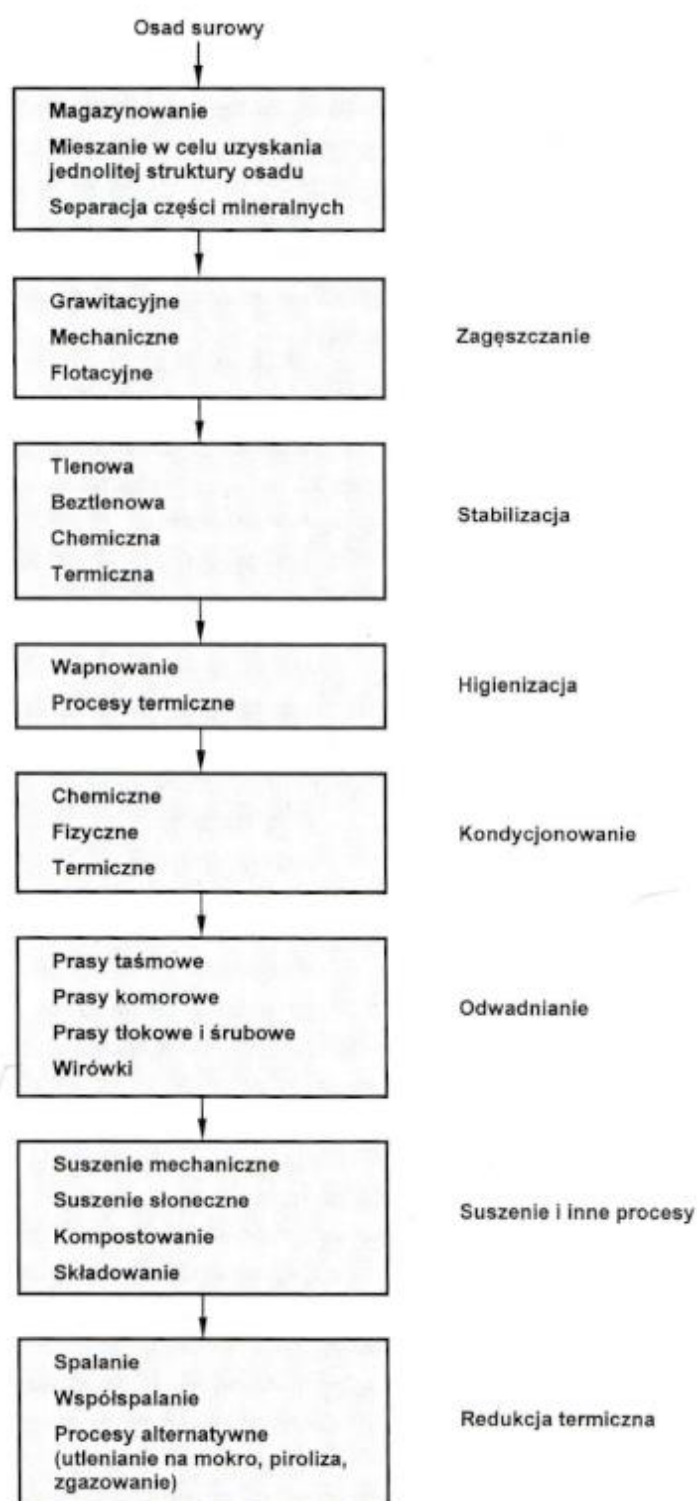
6. Osad zagęszczony – to osad po etapie zagęszczania, w którym usunięto część wody w celu zmniejszenia jego objętości. [20]

7. Osad ustabilizowany – poddany procesom biologicznym (np. fermentacji metanowej) lub chemicznym (np. wapnowaniu), mającym na celu zmniejszenie ilości materii organicznej i neutralizację zagrożeń sanitarnych. [20]

8. Osad odwodniony – po procesach mechanicznego odwadniania, zawiera 15–35% suchej masy, co ułatwia jego transport i dalsze zagospodarowanie. [20]

9. Osad suszony – osad poddany dodatkowej obróbce termicznej, np. suszeniu, zawierający powyżej 90% suchej masy. Może być wykorzystywany energetycznie lub jako składnik nawozów. [20]

18.3. Procesy unieszkodliwiania i przeróbki osadów



Rys.11 Jednostkowe procesy przeróbki i unieszkodliwiania osadów ściekowych.[21]

Magazynowanie i przygotowanie wstępne

Na początku osad surowy podlega magazynowaniu, mieszaniu w celu uzyskania jednorodnej struktury oraz separacji części mineralnych. Czynności te ułatwiają przebieg dalszych procesów, takich jak zagęszczanie czy stabilizacja. [21]

Zagęszczanie

Zagęszczanie polega na usunięciu części wody swobodnej z osadu, co zmniejsza jego objętość i przygotowuje do kolejnych operacji. Stosuje się metody grawitacyjne, mechaniczne lub flotacyjne. W wyniku zagęszczania możliwe jest zwiększenie zawartości suchej masy osadu do poziomu 4–8%, zależnie od jego rodzaju i zastosowanej technologii. [21]

Stabilizacja

Stabilizacja osadu ma na celu ograniczenie zawartości związków organicznych, eliminację odorów oraz zmniejszenie liczby drobnoustrojów chorobotwórczych. Wyróżnia się stabilizację tlenową, prowadzoną w warunkach dostępu tlenu, oraz beztlenową, która zachodzi w środowisku pozbawionym tlenu. Stabilizacja beztlenowa pozwala dodatkowo na odzysk energii w postaci biogazu. Alternatywnie stosowane są również metody chemiczne i termiczne. [21]

Higienizacja

Etap higienizacji służy eliminacji patogenów. Najczęściej stosowaną metodą jest wapnowanie, które prowadzi do podniesienia pH do poziomu powyżej 12, co skutkuje neutralizacją drobnoustrojów. Możliwe jest również zastosowanie procesów termicznych, które osiągają ten sam efekt dzięki podgrzewaniu osadu do odpowiednio wysokiej temperatury. [21]

Kondycjonowanie

Kondycjonowanie to proces, którego celem jest poprawa właściwości osadu przed jego odwodnieniem. W praktyce wykorzystuje się kondycjonowanie chemiczne, polegające na dodaniu koagulantów lub polimerów, które ułatwiają oddzielenie wody od fazy stałej. W niektórych przypadkach stosowane są także metody fizyczne i termiczne. [21]

Odwadnianie

W procesie odwadniania usuwana jest znaczna część wody zawartej w osadzie. Stosowane są różne urządzenia, takie jak prasy taśmowe, komorowe, tłokowe, śrubowe oraz wirówki. W zależności od wybranej metody, możliwe jest uzyskanie osadu o zawartości suchej masy wynoszącej od 20 do 35%. [21]

Suszenie i inne procesy

Po odwodnieniu osad może być poddawany dalszemu suszeniu – mechanicznemu lub słonecznemu – co pozwala na dalsze zmniejszenie jego objętości. W niektórych przypadkach stosuje się kompostowanie, czyli biologiczne przetwarzanie osadu w warunkach tlenowych, prowadzące do otrzymania stabilnego materiału organicznego. Możliwe jest także tymczasowe lub długoterminowe składowanie osadu. [21]

Redukcja termiczna

W końcowym etapie osad może zostać unieszkodliwiony termicznie poprzez spalanie, współspalanie z innymi odpadami lub zastosowanie alternatywnych metod, takich jak piroliza. Procesy te prowadzą do całkowitej mineralizacji osadu i znaczącego zmniejszenia jego objętości. [21]

II.Część Praktyczna

19.Opis techniczny kanalizacji

Założenia projektowe

Przyjęta koncepcja kanalizacji sanitarnej zakłada odprowadzanie ścieków bytowych z zabudowy mieszkaniowej oraz obiektów użyteczności publicznej w miejscowościach Nowe Objezierze, Stare Objezierze oraz Klępicz w gminie Moryń. Wszystkie ścieki odprowadzane będą do centralnej oczyszczalni ścieków zlokalizowanej na terenie gminy.

System kanalizacji zaprojektowano jako mieszany grawitacyjno–ciśnieniowy, w którym:

- w obrębie zabudowy zwartej stosowana jest kanalizacja grawitacyjna z rur PVC Ø200 mm,
- między miejscowościami oraz w kierunku oczyszczalni ścieki transportowane są rurociągami tłocznymi z przepompowniami lokalnymi.

W części grawitacyjnej przewidziano minimalne spadki przewodów nie mniejsze niż 1,0%, co gwarantuje samooczyszczanie kanałów.

Kanalizacja grawitacyjna

Na terenie wsi Nowe Objezierze, Stare Objezierze i Klępicz przewidziano sieć grawitacyjną z rur PVC Ø200 mm.

- Przewody układane będą w podsypce piaskowej, z zachowaniem spadków $\geq 1,0\%$.
- W miejscach zmiany kierunku oraz na odcinkach prostych co około 50 m zaprojektowano studzienki rewizyjne.
- Budynki mieszkalne i użyteczności publicznej zostaną podłączone do sieci za pomocą przyłączy kanalizacyjnych zakończonych studzienkami inspekcyjnymi.

Kanalizacja ciśnieniowa

Ze względu na rozproszoną zabudowę oraz odległości pomiędzy poszczególnymi miejscowościami, transport ścieków z Nowego Objezierza, Starego Objezierza i Klępicza odbywać się będzie poprzez system kanalizacji ciśnieniowej:

- Ścieki z każdej wsi gromadzone będą w lokalnych przepompowniach ścieków, skąd tłoczone będą do głównego rurociągu przesyłowego.
- Rurowciągi tłoczne projektuje się z rur PE o średnicach DN 80–110 mm, prowadzonych głównie w pasach drogowych.
- Każda przepompownia wyposażona będzie w zestaw pomp zatapialnych, pracujących w układzie dwu- lub trzy-pompowym (praca naprzemienna + rezerwa), co zapewni ciągłość transportu nawet w przypadku awarii jednej z jednostek.

Przepompownie ścieków

Przepompownie ścieków obsługujące miejscowości Nowe Objezierze, Stare Objezierze i Klępicz wyposażone będą w:

- zbiornik retencyjny w układzie mokrym,
- pompy zatapialne dostosowane do transportu ścieków bytowych,
- szafę sterowniczą z układem automatyki i monitoringiem,
- sygnalizację stanów alarmowych (lokalną i zdalną),
- króciec do awaryjnego odbioru ścieków przez wóz asenizacyjny.

Odbiór ścieków

Ścieki z trzech miejscowości – Nowe Objezierze, Stare Objezierze i Klępicz – transportowane są rurociągami tłocznymi do wsi Nowe Objezierze gdzie wpadają one do studzienki rozprężnej a następnie grawitacyjnie są one transportowane do przepompowni P3 która jest bezpośrednio połączona z oczyszczalnią ścieków.

Oczyszczalnia ścieków

Projektowana oczyszczalnia ścieków zlokalizowana będzie kilkaset metrów za miejscowością Nowe Objezierze, na działce ewidencyjnej nr 209. Teren inwestycji znajduje się poza zwartą zabudową miejscowości, co minimalizuje oddziaływanie na mieszkańców. Oczyszczalnia znajduje się w pobliżu cieką wodnego który jest jednocześnie miejscem zrzutu ścieków.

20. Obliczenia dla pompowni

Pompownia 1

Obliczenie średniego dobowego przepływu ścieków $Q_{dśr}$:

$$Q_{dśr}^M = LM \times q_j \left[\frac{m^3}{d} \right] \quad (1)$$

LM - liczba mieszkańców

q_j – ilość wody zużywana przez mieszkańca na dobę (przyjęto 120 dm^3 na dobę)

$$Q_{dśr}^M = 243 \times 120 = 29160 \left[\frac{l}{d} \right] = 29,16 \left[\frac{m^3}{d} \right]$$

Obliczenie maksymalnego dobowego przepływu ścieków Q_{dmax} :

$$Q_{dmax}^M = Q_{d\acute{s}r} \times N_d \left[\frac{m^3}{d} \right] \quad (2)$$

gdzie:

N_d – współczynnik nierównomierności dobowej dobrano wartość: 1,7

$Q_{d\acute{s}r}$ - Średni dobowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{d} \right]$

$$Q_{dmax}^M = 29,16 \times 1,7 = 49,572 \left[\frac{m^3}{d} \right]$$

Obliczenie maksymalnego godzinowego przepływu ścieków Q_{hmax} :

$$Q_{hmax}^M = \frac{Q_{dmax} \times N_{og}}{24} \left[\frac{m^3}{h} \right] \quad (3)$$

Q_{dmax} - maksymalny dobowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{d} \right]$

N_{og} – współczynnik nierównomierności ogólnej [-]

$$Q_{hmax}^M = \frac{29,16 \times 5,09}{24} = 6,19 \left[\frac{m^3}{h} \right]$$

$$N_{og}^M = 10 \times (Q_{d\acute{s}r})^{-0,2}$$

$$N_{og}^M = 10 \times (29,16)^{-0,2} = 5,09$$

Obliczenie wydajności pompy Q_p :

$$Q_p = Q_{hmax} \times K \left[\frac{m^3}{h} \right]$$

Q_{hmax} - maksymalny godzinowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{h} \right]$

K - współczynnik bezpieczeństwa uwzględniający wody przypadkowe , przyjęto K 1,2 wg książki „Kanalizacja” Zbigniewa Heidricha[-]

$$Q_p = 6,19 \times 1,2 = 9,28 \left[\frac{m^3}{h} \right]$$

Obliczenie objętości czynnej V_{cz} [4]:

$$V_{cz} = \frac{Q_p}{4 \times Z \times N} [m^3] \quad (4)$$

Q_p - wydajność dobranej pompy $[m^3]$

Z - ilość pomp w pompowni

N – ilość włączeń na godzinę

$$V_{cz} = \frac{10,25}{4 \times 2 \times 3,26} = 0,39 [m^3]$$

Objętość retencyjna (V_r) powinna być większa lub równa objętości czynnej[4].

$$V_r \geq V_{cz}$$

Tabela 3. Zestawienie danych pompowni.

Nr pompowni:	V czynna obliczona[m ³]	V retencyjna zastosowana[m ³]	Średnica pompowni[cm]	Wysokość pompowni[cm]	Minimalny poziom cieczy [m]
P1	0,52	1,26	200	574	0,3
P2	0,39	1,26	200	424	0,3
P3	0,61	1,96	250	402	0,4
P4	0,27	0,45	120	608	0,3
P5	0,34	0,73	120	385	0,3

Dla przewodów obliczono także średni czas przetrzymania ścieków.

Przewód pompowni P1

Obliczenie średniego przepływu średniego godzinowego

$$Q_{h\text{sr}} = \frac{Q_{d\text{sr}}}{24} \left[\frac{m^3}{h} \right] \quad (5)$$

$Q_{d\text{sr}}$ - Średni dobowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{d} \right]$

$$Q = \frac{29,16}{24} = 1,215 \left[\frac{m^3}{h} \right]$$

Obliczenie prędkości przepływu w przewodzie ciśnieniowym.

$$V = \frac{Q}{A} \left[\frac{m}{h} \right]$$

Q - przepływ występujący w przewodzie $\left[\frac{m^3}{h} \right]$

A - powierzchnia przekroju wewnętrznego przewodu $[m^2]$

$$V = \frac{1,215}{0,003421} = 355,13 \left[\frac{m}{h} \right]$$

Obliczenie czasu przetrzymania ścieków.

$$T = \frac{L}{V} [h]$$

V - średnia prędkość pompowanych ścieków $\left[\frac{m}{h} \right]$

L -długość przewodu $[m]$

$$T = \frac{2013,8}{355,13} = 5,67 [h]$$

Tabela 5. Zestawienie obliczonych czasów przetrzymania ścieków w przewodach tłocznych.

Nr pompowni	Długość przewodu tłoczego [m]	Czas przetrzymania
P1	2013,8	~5godz 40 min
P2	940,11	~2godz 47min
P3	1278,03	~2godz 43min
P4	52,9	~1godz 25min
P5	54,03	~2godz 28min

21. Lokalizacja pompowni w projekcie.

P1

Gmina: Moryń

Pompownia zlokalizowana we wsi Klępicz przy drodze wojewódzkiej nr 125 na działce ewidencyjnej nr 21

P2

Gmina: Moryń

Pompownia zlokalizowana we wsi Stare Objezierze na działce ewidencyjnej nr 95

P3

Gmina: Moryń

Pompownia zlokalizowana we wsi Nowe Objezierze na działce ewidencyjnej nr 190

P4

Gmina: Moryń

Pompownia zlokalizowana we wsi Klępicz na działce ewidencyjnej nr 75

P5

Gmina: Moryń

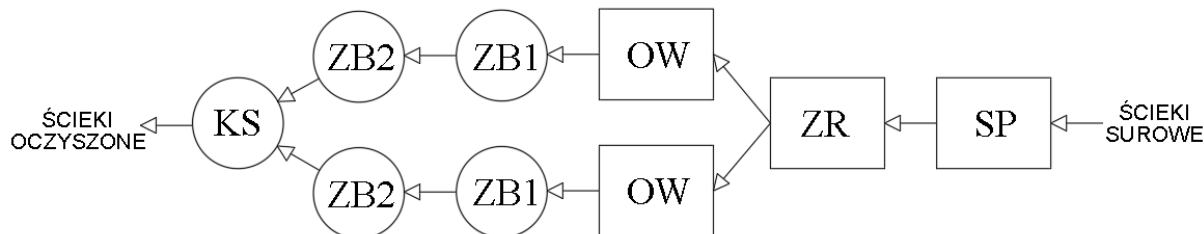
Pompownia zlokalizowana we wsi Stare Objezierze przy drodze wojewódzkiej nr 125 na działce ewidencyjnej nr 176/4

Tabela 4. Dane rzeczywiste pomp użytych przy projektowaniu kanalizacji ciśnieniowej

Nr przepompowni	Typ pompy	Wydajność pompy [m ³ /h]	Wysokość podnoszenia [m]	Moc pobierana przez pompę z sieci [kW]	Sprawność agregatu [-]	Czas pompowania [min]	Liczba włączeń [1/h]	Jednostkowe zużycie energii [kWh/m ³]	Koszt jednostkowy [zł/m ³]
P1	2xNURT 50 PZM 7.5/R1Z-2	13,53	50,83	6,89	0,28	52,57	4,31	0,5094	0,1528
P2	2xNURT 40 PZM 1.1/RZ-2	12,54	19,56	3,04	0,22	112,64	3,99	0,2428	0,0729
P3	2xNURT 80 PZM 18.5/S1-2	39,04	34,8	12,56	0,3	7,48	7,96	0,3216	0,0965
P4	2xNURT 40 PZM 0.75/RZ-2	11,81	6,04	1,15	0,17	1,7	5,52	0,097	0,111
P5	2xNURT 40 PZM 0.75/RZ-2	12,37	4,56	1,16	0,14	3,15	2,46	0,0937	0,0281

22. Układ technologiczny oczyszczalni ścieków – schemat i opis funkcjonowania

W celu osiągnięcia wymaganego efektu ekologicznego przyjęto mechaniczno–biologiczną oczyszczalnię ścieków. Proces oczyszczania realizowany jest w oparciu o następujące obiekty i urządzenia technologiczne:



Rys.12 Schemat oczyszczalni ścieków

SP – sitopiaskownik (1 ciąg)

ZR – zbiornik retencyjny (1 ciąg)

OW – osadnik wstępny (2 ciągi równoległe)

ZB1 – złoża biologiczne BIOCLERE® B210 (2 ciągi równoległe)

ZB2 – złoża biologiczne BIOCLERE® B150 (2 ciągi równoległe)

KS – osadnik wtórny (komora sedymentacyjna)

SP – Sitopiaskownik

Pierwszym elementem ciągu technologicznego jest sitopiaskownik, którego zadaniem jest zatrzymywanie skrutek oraz zawiesin mineralnych (piasku, drobnych frakcji mineralnych), aby zabezpieczyć dalsze obiekty oczyszczalni przed nadmiernym zużyciem i zamulaniem. Składniki te są okresowo usuwane i kierowane do dalszej utylizacji.

ZR – Zbiornik retencyjny

Zbiornik retencyjny pełni funkcję buforową, wyrównującą dopływ ścieków do oczyszczalni. Stabilizuje on zarówno chwilowe wahania hydrauliczne, jak i nierównomierne dopływy ładunku zanieczyszczeń. Dzięki temu możliwe jest utrzymanie optymalnych warunków pracy obiektów biologicznych oraz uniknięcie przeciążeń hydraulicznych i organicznych.

OW – Osadnik wstępny

Osadnik wstępny służy do oddzielenia zawiesiny ze ścieków surowych oraz osadu nadmiernego powstającego w procesie biologicznego oczyszczania. Został zaprojektowany jako osadnik gnilny czterokomorowy. Czas przetrzymania ścieków w osadniku zapewnia redukcję zanieczyszczeń organicznych – obniżenie wartości BZT₅ o ok. 30%.

- Część retencyjna osadnika gwarantuje minimum 1,5 godziny zatrzymania ścieków przy maksymalnym godzinowym dopływie.
- Część osadowa umożliwia fermentację osadów przez okres > 90 dni.

- Pierwsze dwie komory pełnią funkcję retencyjną, trzecia może być rezerwowa (w przypadku mniejszego dopływu ścieków).
- W czwartej komorze umieszczone jest sito koszowe zapobiegające przedostawaniu się zanieczyszczeń pływających do dalszego ciągu.

Dodatkowo, w pierwszej komorze zainstalowano czujnik gęstości osadu, a komory osadowe wyposażono w króćce ssawne umożliwiające ciśnieniowe opróżnianie. Osad przefermentowany będzie okresowo wywożony do zagospodarowania na większej oczyszczalni lub do wykorzystania przyrodniczego.

ZB1 i ZB2 – Złoża biologiczne BIOCLERE®

Kolejny etap oczyszczania stanowią dwa stopnie złożeń biologicznych BIOCLERE® (B210 i B150), pracujące równolegle. Proces opiera się na naturalnym utlenianiu biologicznym na złożu zraszanym:

- Wstępnie oczyszczone ścieki dopływają do studzienki pod złożem, skąd pompa zatapialna podaje je na dystrybutor i system zraszający.
- Wypełnienie stanowią kształtki HUFO® z tworzywa sztucznego, o dużej powierzchni czynnej i wysokiej przepuszczalności hydraulicznej.
- Podczas przepływu ścieków przez złożo dochodzi do kontaktu z błoną biologiczną, która samoczynnie narasta na powierzchni kształtek.

Pierwsze złożo (B210) pracuje przy wysokim obciążeniu ładunkiem zanieczyszczeń, tworząc grubą, szarą błonę biologiczną. Drugie złożo (B150) umożliwia rozwój bakterii nitryfikacyjnych i dalsze obniżenie stężenia zanieczyszczeń – błona biologiczna przyjmuje wówczas barwę brązową.

KS – Osadnik wtórny

Ostatnim elementem ciągu jest osadnik wtórny (komora sedymentacyjna). Jego zadaniem jest oddzielenie osadu nadmiernego, powstałego w wyniku obumierania błony biologicznej, od ścieków oczyszczonych odprowadzanych do odbiornika. Proces ten odbywa się poprzez zapewnienie odpowiednich warunków sedymentacji i odbiór ścieków za pomocą układu orurowania odpływowego.

Pomiar ilości ścieków

W celu rejestracji przepływu ścieków oczyszczonych przewiduje się zastosowanie urządzeń pomiarowych. Mogą to być:

- przepływomierze elektromagnetyczne,
- zestawy ultradźwiękowe z korytem pomiarowym lub elementem spiętrzającym,
- metoda pośrednia na podstawie czasu pracy pomp.

Dobór urządzeń zostanie dokonany na etapie projektu wykonawczego.

Szafa zasilająco–sterująca

Sterowanie urządzeniami oczyszczalni odbywa się za pomocą sterownika swobodnie programowalnego PLC (Siemens SIMATIC S7-1200) z panelem HMI (min. 7”) i modułem telemetrycznym GSM. Szafa sterująca o stopniu ochrony IP55 wyposażona jest w:

- regulator temperatury z grzałką,
- wyłącznik główny i bezpieczeństwa,
- zabezpieczenia przeciwprzepięciowe,
- kolumnę sygnalizacyjną wizualno–akustyczną.

Monitoring pracy oczyszczalni

Do zdalnego nadzoru zastosowano system MONITEL działający w architekturze chmurowej.

- Dane przesyłane są za pomocą modułów telemetrycznych GSM.
- Użytkownik ma dostęp do systemu z dowolnego urządzenia z przeglądarką internetową.
- Komunikacja zabezpieczona jest protokołem SSL.
- System umożliwia wizualizację i archiwizację danych, wysyłanie powiadomień alarmowych SMS i e-mail, a także eksport danych do plików .xls.
- Firma Ekofinn zapewnia serwis oraz możliwość zdalnego nadzoru technologicznego.

23.Bilans jakościowy i ilościowy dla oczyszczalni ścieków:

Tabela 6.Liczba Mieszkańców w poszczególnych miejscowościach

Miejscowość:	liczba mieszkańców:
Kłępicz	249
Nowe Objezierze	213
Stare Objezierze	231

Obliczenie średniego dobowego przepływu ścieków $Q_{d\acute{s}r}$:

$$Q_{d\acute{s}r}^M = LM \times q_j \left[\frac{m^3}{d} \right] \quad (1)$$

LM - liczba mieszkańców

q_j – ilość wody zużywana przez mieszkańca na dobę $[dm^3]$

$$Q_{d\acute{s}r}^M = 693 \times 120 = 83160 \left[\frac{dm^3}{d} \right] = 83,16 \left[\frac{m^3}{d} \right]$$

Obliczenie maksymalnego dobowego przepływu ścieków Q_{dmax} :

$$Q_{dmax}^M = Q_{d\acute{s}r} \times N_d \left[\frac{m^3}{d} \right] \quad (2)$$

gdzie:

Nd – nierównomierność dobową dobrano wartość: 1,7 (dobrano z zakresu 1,5 – 2)

Qdśr - Średni dobowy przepływ ścieków $[\frac{m^3}{d}]$

$$Qdmax^M = 83,16 \times 1,7 = 141,372 [\frac{m^3}{d}] \quad (3)$$

Obliczenie średniego godzinowego przepływu ścieków Qhśr:

$$Qhśr^M = \frac{Qdmax}{24} [\frac{m^3}{h}] \quad (5)$$

Qdmax- maksymalny dobowy przepływ ścieków $[\frac{m^3}{d}]$

$$Qhśr^M = \frac{141,372}{24} = 5,89 [\frac{m^3}{h}]$$

Obliczenie maksymalnego godzinowego przepływu ścieków Qhmax:

$$Qhmax^M = \frac{Qdmax \times Nog}{24} [\frac{m^3}{h}] \quad (3)$$

Qdmax - maksymalny dobowy przepływ ścieków $[\frac{m^3}{d}]$

Nog – współczynnik nierównomierności ogólnej [-]

$$Qhmax^M = \frac{141,372 \times 4,13}{24} = 24,33 [\frac{m^3}{h}]$$

$$Nog^M = 10 \times (Qdśr)^{-0,2}$$

Qdśr - Średni dobowy przepływ ścieków $[\frac{m^3}{d}]$

$$Nog^M = 10 \times (83,16)^{-0,2} = 4,13$$

Obliczenie przepływu sekundowego Qs^M:

$$Qs^M = LM \times LM^{-0,767} [\frac{dm^3}{s}] \quad (6)$$

LM - liczba mieszkańców

$$Qs^M = 693 \times 693^{-0,767} = 4,591 [\frac{dm^3}{s}]$$

Tabela. 7 Tabela z wartościami jednostkowych ładunków zanieczyszczeń dla mieszkalnictwa [2].

Parametr		jednostki	ścieki surowe
Biologiczne zapotrzebowanie tlenu	BZT ₅	g O ₂ /M*d	60
Chemiczne zapotrzebowanie tlenu	ChZT	g O ₂ /M*d	120
Zawiesina ogólna	SM	g /M*d	70
Azot ogólny	TKN	g N/M*d	11
Fosfor ogólny	P	g P ₂ /M*d	1,8

23.1. Obliczenie ładunku zanieczyszczeń:

Ładunek BZT₅:

$$\mathbb{L}_{\text{BZT}_5}^{\text{M}} = \text{LM} \times \text{BZT}_5 = 693 \times 60 = 41580 \left[\frac{\text{gBZT}_5}{\text{d}} \right] = 41,58 \left[\frac{\text{kgBZT}_5}{\text{d}} \right]$$

Ładunek ChZT:

$$\mathbb{L}_{\text{ChZT}}^{\text{M}} = \text{LM} \times \text{ChZT} = 693 \times 120 = 83160 \left[\frac{\text{gChZT}}{\text{d}} \right] = 83,16 \left[\frac{\text{kgChZT}}{\text{d}} \right]$$

Ładunek Zog:

$$\mathbb{L}_{\text{Zog}}^{\text{M}} = \text{LM} \times \text{Zog} = 693 \times 70 = 48510 \left[\frac{\text{gZog}}{\text{d}} \right] = 48,10 \left[\frac{\text{kgZog}}{\text{d}} \right]$$

Ładunek Nog:

$$\mathbb{L}_{\text{Nog}}^{\text{M}} = \text{LM} \times \text{Nog} = 693 \times 11 = 7623 \left[\frac{\text{gNog}}{\text{d}} \right] = 2,365 \left[\frac{\text{kgNog}}{\text{d}} \right]$$

Ładunek Fog:

$$\mathbb{L}_{\text{Fog}}^{\text{M}} = \text{LM} \times \text{Fog} = 693 \times 1,8 = 1247,4 \left[\frac{\text{gFog}}{\text{d}} \right] = 1,2474 \left[\frac{\text{kgFog}}{\text{d}} \right]$$

23.2. Obliczenie średniego stężenia zanieczyszczeń:

Wzór na stężenie zanieczyszczeń:

$$S = \frac{\Sigma}{Qd\acute{s}r} \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

Σ – ładunek zanieczyszczenia w [g]

$Qd\acute{s}r$ - Średni dobowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{d} \right]$

$$S_{BZT5}^M = \frac{41580}{83,16} = 500 \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

$$S_{ChZT}^M = \frac{83160}{83,16} = 1000 \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

$$S_{Zog}^M = \frac{45810}{83,16} = 583,33 \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

$$S_{Nog}^M = \frac{7623}{83,16} = 91,67 \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

$$S_{Fog}^M = \frac{1247,7}{83,16} = 15,00 \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

24. Obliczenie zbiornika retencyjnego

Obliczenie objętości zbiornika [22]:

$$V_{zb} = (Q_{hmax} - Q_{h\acute{s}r}) \times A \text{ [m}^3\text{]} \quad (7)$$

Q_{hmax} - maksymalny godzinowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{h} \right]$

$Q_{h\acute{s}r}$ - średni godzinowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{h} \right]$

A – czas zatrzymania ścieków – 2,5h

$$V_{zb} = (24,33 - 5,89) \times 2,5 = 46,1 \text{ [m}^3\text{]}$$

Wymiary zbiornika retencyjnego:

-bok a 5m

-bok b 3,1m

-wysokość czynna 3m, całkowita wysokość 3,57m

Dane do dobru pompy:

Wydajność: $5,89 \left[\frac{m^3}{h}\right]$

Wysokość podnoszenia: 2,7m

Dobrana pompa: Pompa zatapialna IBO WQF 180 przy wydajności około $6 \frac{m^3}{h}$ wysokość podnoszenia wynosi 4m.

25. Obliczenie osadnika gnilnego [22]

$$V_p = Q_{d\acute{s}r} \times t \left[m^3\right] \quad (8)$$

$Q_{d\acute{s}r}$ - Średni dobowy przepływ ścieków $\left[\frac{m^3}{d}\right]$

t – współczynnik czasu zbierania osadu , przyjęto 90 dni $t = 1,5[-]$

Minimalna (90dni zatrzymania osadu):

$$V_p = 83,16 \times 1,5 = 124,74 \left[m^3\right]$$

Dobrano dwa osadniki gnilne firmy ekofinn o łącznej objętości $134,4 m^3$. Przyjęto objętość lekko ponad minimalną objętość wymaganą co spełnia wymagania techniczne ale zwiększy częstotliwość wybierania osadu.

26. Obliczenie efektu oczyszczania w osadniku wstępnym

Stężenie $BZT5^{PO}$:

$$S_{BZT5}^{PO} = 0,500 \times 0,7 = 0,350 \left[\frac{kg}{m^3}\right] = 350 \left[\frac{g}{m^3}\right]$$

Stężenie Zog^{PO} :

$$S_{Zog}^{PO} = 0,583,33 \times 0,4 = 0,233 \left[\frac{kg}{m^3}\right] = 233,3 \left[\frac{g}{m^3}\right]$$

Stężenie Nog^{PO} :

$$S_{Nog}^{PO} = 0,09167 \times 0,9 = 0,083 \left[\frac{kg}{m^3}\right] = 82,5 \left[\frac{g}{m^3}\right]$$

Stężenie Fog^{PO} :

$$S_{Fog}^{PO} = 0,015 \times 1 = 0,015 \left[\frac{kg}{m^3}\right] = 15 \left[\frac{g}{m^3}\right]$$

Stężenie $Chzt^{PO}$:

$$S_{Chzt}^{PO} = 1 \times 0,7 = 0,700 \left[\frac{kg}{m^3}\right] = 700 \left[\frac{g}{m^3}\right]$$

Obliczenie podatności ścieków na rozkład biologiczny [23]

$$\alpha = \frac{S_{BZT5}^{PO}}{S_{CHZT5}^{PO}} = \frac{350}{700} = 0,5$$

$\alpha=0,50$ – dolna granica dobrej biodegradowalności (na pograniczu „umiarkowanej” i „dobrej”).
Udział frakcji łatwo biodegradowalnej jest wysoki.

BZT₅ : Nog : Fog

$$\text{Nog} = \frac{S_{Nog}^{PO}}{S_{BZT5}^{PO}} \times 100 = \frac{82,5}{350} \times 100 = 23,6 \quad (9)$$

$$\text{Fog} = \frac{S_{Fog}^{PO}}{S_{BZT5}^{PO}} \times 100 = \frac{15}{350} \times 100 = 4,3 \quad (10)$$

100 : 23,6 : 4,3

Biogeny (N, P) wykraczają poza minimalny stosunek 100:5:1 więc oczyszczanie biologiczne nie zostanie ograniczone ilością azotu lub fosforu.

27. Obliczenia do doboru złoża biologicznego

Obliczenie stopnia recyrkulacji ścieków oczyszczonych [2]:

$$R = \frac{S_{BZT5}^{DOP} - S_{BZT5}^{MIESZ}}{S_{BZT5}^{MIESZ} - S_{BZT5}^{KOŃC}} \left[\frac{g}{m^3} \right] \quad (11)$$

gdzie:

S^{DOP} – stężenie na dopływie do złoża = $350 \left[\frac{g}{m^3} \right]$

S^{MIESZ} – stężenie po wymieszaniu ze ściekami oczyszczonymi = $150 \left[\frac{g^{BZT5}}{m^3} \right]$ (przyjęto z zakresu 120 ÷ 150)

$S^{KOŃC}$ – stężenie końcowe = $25 \left[\frac{g}{m^3} \right]$

$$R = \frac{350 - 150}{150 - 25} = 1,6 \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

R powinno zawierać się w przedziale od 0 ÷ 1 $\left[\frac{g}{m^3} \right]$

Współczynnik recyrkulacji przekracza zadane wartości więc należy zastosować złożo dwustopniowe.

Obliczenie ładunku dopływającego do złóż:

$$\mathbb{L}_{BZT5}^{MIESZ} = Qd\acute{s}r \times (1 + R) * S_{BZT5}^{MIESZ} \quad (12)$$

$Qd\acute{s}r$ - Średni dobowy przepływ ścieków $[\frac{m^3}{d}]$

S_{BZT5}^{MIESZ} - stężenie BZT5 na dopływie po rozcięczeniu $[\frac{g_{BZT5}}{m^3}]$

$$\mathbb{L}_{BZT5}^{MIESZ} = 83,16 \times (1 + 1,6) \times 150 = 32432,4 [\frac{g}{d}] = 32,43 [\frac{kg}{d}]$$

Obliczenie wymaganego efektu oczyszczania na złożu [2]:

$$\eta = \frac{S_{BZT5}^{MIESZ} - S_{BZT5}^{KO\acute{N}C}}{S_{BZT5}^{MIESZ}} = \frac{150 - 25}{150} = 0,8333 = 83,33\% \quad (13)$$

S_{BZT5}^{MIESZ} - stężenie BZT5 na dopływie $[\frac{g_{BZT5}}{m^3}]$

$S_{BZT5}^{KO\acute{N}C}$ - stężenie BZT5 po oczyszczeniu $[\frac{g_{BZT5}}{m^3}]$

Obliczanie objętości wypełnienia złoża [2]:

$$V_W = \frac{\mathbb{L}_{BZT5}^{MIESZ}}{A} = \frac{32,43}{0,6} = 54,50 [m^3] \quad (14)$$

gdzie:

A – obciążenie złoża ładunkiem BZT5 $[\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d}]$

Przyjęto złożo dwustopniowe $A = 0,6$

Przyjęto $A = 0,6 [\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d}]$

Dla dwóch złóż:

$$V_W = \frac{54,50}{2} = 27,027 [m^3]$$

Przy podziale objętości na dwa złoża biologiczne pierwszego stopnia, na każde przypada 27,027 m³.

Obliczenie powierzchni złoża (wymagana) [2]:

$$F_Z = \frac{Qd\acute{s}r \times (1+R)}{Oh \times 24} [m^2] \quad (15)$$

gdzie:

Oh – obciążenie hydrauliczne złoża

$$F_Z = \frac{86,16 \times (1+1,6)}{0,8 \times 24} = 11,26 [m^2]$$

Dla pojedynczego złoża:

$$F_Z = \frac{11,26}{2} = 5,63 [m^2]$$

Obliczenie wysokości złoza:

$$H_z = \frac{V_w}{F_z} = \frac{27,027}{5,63} = 4,8 \text{ m} \quad (16)$$

Jako pierwszy stopień oczyszczania przyjęto dwa złoza biologiczne firmy BIOCLERE typu B210.

Obliczenie rzeczywistego obciążenia złoza ładunkiem BZT₅:

$$A = \frac{L_{BZT5}^{MIESZ}}{V_{rz}} \left[\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d} \right] \quad (17)$$

$$A = \frac{32,43}{50,4} = 0,64 \left[\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d} \right]$$

Obliczenie rzeczywistej powierzchni pojedynczego złoza:

$$F_{rz} = \frac{V_{rz}}{H_{rz}} = \frac{25,2}{4,2} = 6 [m^2] \quad (16)$$

Pojedyncze złoze posiada powierzchnię 6 m².

Dane złoza dla pojedynczego złoza B210:

- średnica złoza biologicznego – 3,0 m,
- wysokość złoza biologicznego – 4,2 m,
- objętość czynna złoza biologicznego – 25,2 m³,
- maksymalne obciążenie hydrauliczne – 6,6 m³/h.

Producent deklaruje 75% skuteczności usuwania BZT₅ na pierwszym stopniu oczyszczania.

Drugi stopień oczyszczania

Obliczenie ładunku dopływającego do złoza drugiego stopnia:

$$L_{BZT5}^{MIESZ} = 32432,4 - (32432,4 \times 0,75) \left[\frac{g}{d} \right] = 8108,1 \left[\frac{g}{d} \right] = 8,11 \left[\frac{kg}{d} \right]$$

Obliczanie objętości wypełnienia złoza drugiego stopnia:

$$V_w = \frac{L_{BZT5}^{MIESZ}}{A} = \frac{8,11}{0,2} = 40,54 [m^3] \quad (18)$$

gdzie:

A – obciążenie złoza ładunkiem BZT₅ $\left[\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d} \right]$

Przyjęto złoze jednostopniowe, niskoobciążone z zakresem (A = 0,1 ÷ 0,4)

Przyjęto A = 0,2 $\left[\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d} \right]$

Dla dwóch złożeń:

$$V_w = \frac{40,54}{2} = 20,27 \text{ [m}^3\text{]}$$

Na dwa złoża w procesie przypada łącznie 40,54[m³], co oznacza, że na jedno złożo przypada 20,27[m³].

Obliczenie powierzchni złoża (wymagana):

$$F_z = \frac{Q d s r \times (1+R)}{O_h \times 24} \text{ [m}^2\text{]} \quad (15)$$

gdzie:

O_h – obciążenie hydrauliczne złoża

$$F_z = \frac{86,16 \times (1+1,6)}{0,8 \times 24} = 11,26 \text{ [m}^2\text{]}$$

Dla pojedynczego złoża:

$$F_z = \frac{11,26}{2} = 5,63 \text{ [m}^2\text{]}$$

Obliczenie wysokości złoża:

$$H_z = \frac{V_w}{F_z} = \frac{20,27}{5,63} = 3,6 \text{ m}$$

Jako długi stopień oczyszczania przyjęto dwa złoża biologiczne firmy BIOCLERE typu B150.

Obliczenie rzeczywistego obciążenia złoża ładunkiem BZT₅:

$$A = \frac{\mathcal{L}_{BZT5}^{MIESZ}}{V_{rz}} \left[\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d} \right]$$

$$A = \frac{8,11}{36} = 0,225 \left[\frac{kg_{BZT5}}{m^3 d} \right]$$

Obliczenie rzeczywistej powierzchni pojedynczego złoża:

$$F_{rz} = \frac{V_{rz}}{H_{rz}} = \frac{18}{3} = 6 \text{ [m}^2\text{]}$$

Pojedyncze złożo posiada powierzchnię 6 m².

Dane złoża dla pojedynczego złoża B150:

- średnica złoża biologicznego – 3,0 m
- wysokość złoża biologicznego – 3,0 m
- objętość czynna złoża biologicznego – 18 m³
- maksymalne obciążenie hydrauliczne – 6,6 m³/h

Producent deklaruje 80% skuteczności usuwania BZT₅ na drugim stopniu oczyszczania.

Obliczenie ładunku po oczyszczeniu biologicznym:

$$\mathcal{L}_{BZT5}^{MIESZ} = 8108,1 - (8108,1 \times 0,8) \left[\frac{g}{d} \right] = 1621,62 \left[\frac{g}{d} \right] = 1,62 \left[\frac{kg}{d} \right]$$

Stężenie BZT₅ na wylocie z części biologicznej:

$$S_{BZT5}^W = \frac{1621,62}{83,16} = 19,5 \left[\frac{g}{m^3} \right]$$

Według obliczeń stężenie nie przekracza stężenia podanego w rozporządzeniu. $(25 \left[\frac{g}{m^3} \right])$

28. Obliczenie osadnika wtórnego

Obliczenie objętości części przepływowej [2]:

$$V_p = Q_m \times t \text{ [m}^3\text{]} \quad (19)$$

gdzie:

t - czas zatrzymania t = 2h

Q_m – miarodajny przepływ ścieków do osadnika $\left[\frac{m^3}{h} \right]$

$$V_p = 5,89 \times 2 = 11,8 \text{ [m}^3\text{]}$$

zObliczenie powierzchni komory przepływowej [2]:

$$F_p = \frac{Q_m}{Oh} + frc \text{ [m}^2\text{]} \quad (20)$$

gdzie:

Oh – obciążenie hydrauliczne Oh < 0,8. Przyjęto Oh = 0,6 $\left[\frac{m}{h} \right]$

Q_m – miarodajny przepływ ścieków do osadnika $\left[\frac{m^3}{h} \right]$

frc – powierzchnia rury centralnej = 0,01706 [m²]

$$F_p = \frac{5,89}{0,6} + 0,01706 = 9,84 \text{ [m}^2\text{]}$$

Obliczenie powierzchni rury centralnej:

$$frc = \frac{Q_m}{v} \text{ [m}^2\text{]} \quad (21)$$

gdzie:

Q_m – miarodajny przepływ ścieków do osadnika $\left[\frac{m^3}{h} \right]$

v – prędkość przepływu ścieków < 0,1, przyjęto wartość v = 0,08 $\left[\frac{m}{s} \right]$

$$Q_m = \frac{5,89}{3600} = 0,001636 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

$$frc = \frac{0,001636}{0,08} = 0,020453 \text{ [m}^2\text{]}$$

Średnica rury centralnej D_{rc} = φ160 mm

Wysokość rury centralnej H_{st} = 1,69m

28.1. Obliczenie wysokości części stożkowej:

$$H_{st} = \frac{D-d}{2} \times \operatorname{tg} 50^{\circ} \text{ [m]} \quad (22)$$

d – z zakresu (0,5 ÷ 0,8 [m]). Przyjęto d = 0,7 [m]

D- średnica podstawy stożka [m]

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Fp}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 9,84}{\pi}} = 3,540 \sim 3,5 \text{ [m]}$$

$$\operatorname{Tg} 50^{\circ} = 1,19$$

$$H_{st} = \frac{3,5-0,7}{2} \times 1,19 = 1,69 \sim 1,7 \text{ [m]}$$

Dane przyjętego osadnika KS1 :

Przyjęta wysokość części przepływowej:

$$h=1,50 \text{ [m]}$$

Średnica rury centralnej:

$$d_{rc}=0,40 \text{ [m]}$$

Przyjęta średnica osadnika:

$$d_o=2,90 \text{ [m]}$$

Przyjęta objętość części przepływowej:

$$V=7,95 \text{ [m}^3\text{]}$$

Sprawdzenie czasu zatrzymania ścieków w osadniku:

$$t = \frac{VK}{Q_m} = \frac{7,95}{5,89} = 1,35$$

VK - objętość komory przypływowej [m³]

Q_m – miarodajny przepływ ścieków przez osadnik [$\frac{m^3}{h}$]

$$t=1,35 \text{ [h]}$$

29.Koszty budowy oraz eksploatacji oczyszczalni ścieków.

Koszty dotyczą części oczyszczalni zaproponowanej przez firmę ekofinn-pol.

Tabela.8 Wartość poszczególnych urządzeń dostarczanych przez firmę Ekofinn-pol[24].

Nazwa urządzenia	Ilość [szt.]	Koszt jednostkowy netto PLN	Wartość łączne netto PLN
Osadnik OW36	2	78500	157000
Bioclere B210	2	137200	274400
Bioclere B150	2	120600	241200
KS5	1	92600	92600
rozdzielnica TK4T KS	1	34400	34400
Monitel	1	6000	6000
SUMA NETTO:			805.600 zł

Tabela.9 Koszty usług związanych.

Wyszczególnienie	ilość szt.	Koszt jednostkowy PLN netto	Wartość łączne PLN netto
TRANSPORT URZĄDZEŃ	6	3000	18000
MONTAŻ SPECJALISTYCZNY	2	13500	27000
ROZRUCH TECHNOLOGICZNY	1	16000	16000
SUMA NETTO:			61.000 zł

Tabela.10 Elementy składające się na koszty przeprowadzenia budowy oczyszczalni[24].

	Wyszczególnienie	wartość łączne PLN (netto)
ROBOTY GŁÓWNE (teren oczyszczalni)		
1	ROBOTY ZIEMNE (usunięcie humusu, wykopy, nasypy wg usytuowania urządzeń w koncepcji)	57 640 zł
2	FUNDAMENTY I PODŁOŻA POD URZĄDZENIA	21 230 zł
3	INSTALACJE MIĘDZYOBIEKTOWE (linia ściekowa, recyrkulacja osadów)	28 050 zł
4	INSTALACJA ELEKTRYCZNA (zasilenie urządzeń, oświetlenie)	17 380 zł
5	INSTALACJA WODOCIĄGOWA (ułatwienie czynności konserwacyjnych, utrzymanie zieleni,)	10 450 zł
6	ZAGOSPODAROWANIE TERENU (nawierzchnie utwardzone, ogrodzenie, uporządkowanie, niwelacja terenu, zieleni)	168 300 zł
7	CZYNNOŚCI PRZEDOBIOROWE (z wyłączeniem rozruchu technologicznego producenta)	4 950 zł
RAZEM ROBOTY GŁÓWNE		308 000 zł
ROBOTY UZUPEŁNIAJĄCE (zależnie od stanu infrastruktury, warunków lokalizacyjnych, w tym wysokościowych)		
8	PRZYŁĄCZE ENERGETYCZNE (do 60mb)	13 200 zł
9	PRZYŁĄCZE WODOCIĄGOWE (do 100mb)	24 200 zł
10	DOPROWADZENIE ŚCIEKÓW SUROWYCH (do 24mb)	8 250 zł
11	POMPOWNIĄ ŚCIEKÓW SUROWYCH ¹⁾	38 500 zł
12	KOLEKTOR ŚCIEKÓW OCZYSZCZONYCH (z wylotem do odbiornika - (do 150mb)	41 250 zł
13	POMPOWNIĄ ŚCIEKÓW OCZYSZCZONYCH ^{1), 2)}	27 500 zł
14	KOMORA POMIAROWA (z przepływomierzem grawitacyjnym) ²⁾	15 400 zł
RAZEM ROBOTY UZUPEŁNIAJĄCE		102÷152,9 tys. zł
SUMA KOSZTÓW ROBÓT GŁÓWNYCH I UZUPEŁNIAJĄCYCH (dla obiektu w terenie nieuzbrojonym)		410-460,9 tys. zł

Tabela.11 Zestawienie kosztów eksploatacji[24].

Koszty eksploatacyjne oczyszczalni ścieków					
		Ilość / liczba	Koszt jednostkowy	Koszt eksploatacji	
Zużycie wody (technologia)	[m ³ /m-c]	0,00	3,00 zł	- zł	
Zużycie energii	[kWh/m-c]	1704	0,69 zł	1 175,50 zł	
Wywóz osadu	[kurs/m-c]	2,0	300,00 zł	600,00 zł	
Obsługa dochodząca	[r-g/m-c]	30	20,00 zł	600,00 zł	
	RAZEM			2375,50	[zł/m-c]
	Koszt na 1 mieszkańca			3,39	[zł/M]
	Koszt na 1 m ³ ścieków			1,12	[zł/m ³]

30. Bilans ilości odpadów

Obliczenie objętości osadu wstępnego[2]:

$$V_{os}^{ws} = \frac{G_{ws}}{10 \times (100-w)} [\text{m}^3] \quad (24)$$

gdzie:

w – uwodnienie (zakres w = 95 ÷ 99%). Przyjęto w = 98%

G_{ws} – sucha masa osadu wstępnego[2]

$$G_{ws} = L_{zog} \times \eta_{zog} \quad (25)$$

gdzie:

L_{zog} – ładunek zawiesiny ogólnej = 18,45 [$\frac{kg_{zog}}{d}$]

η_{zog} – skuteczność usuwania zanieczyszczeń w osadniku = 80%

$$G_{ws} = 18,45 \times 0,8 = 14,76 \sim 15 [\text{kg}]$$

$$V_{os}^{ws} = \frac{14,76}{10 \times (100-98)} = 0,74 [\text{m}^3]$$

Obliczenie objętości osadu nadmiernego[2]:

$$V_{os}^{wt} = \frac{G_{wt}}{10 \times (100-w)} [\text{m}^3]$$

gdzie:

w – uwodnienie (zakres 97 ÷ 98,5%). Przyjęto w = 98%

G_{wt} – sucha masa osadu wtórnego[2]

$$GWT = L_{BZT5} \times (1 - \eta_{BZT5}^{ws}) \times \eta_{BZT5}^{zb} \times \Delta m \left[\frac{kgsm}{d} \right] \quad (26)$$

gdzie:

L_{BZT5} – ładunek BZT₅ dopływający do oczyszczalni ścieków = 41,58 $\left[\frac{kg_{BZT5}}{d} \right]$

η_{BZT5}^{ws} – skuteczność usuwania BZT₅ w osadniku wstępnym = 40%

η_{BZT5}^{zb} - skuteczność usuwania BZT₅ na złożu biologicznym = 95% (to są dobre wartości?)

Δm – przyrost masy błony biologicznej (zakres 0,8 ÷ 1,6). Przyjęto $\Delta m = 1,5 \left[\frac{kg_{US}}{kg_{BZT5}} \right]$

$$GWT = 41,58 \times (1 - 0,4) \times 0,95 \times 1,5 = 35,55 \left[\frac{kgsm}{d} \right]$$

$$V_{os}^{wt} = \frac{41,58}{10 \times (100 - 98)} = 1,78 \text{ [m}^3\text{]}$$

Obliczenie całkowitej objętości osadu:

$$V_c = V_{os}^{ws} + V_{os}^{wt} \text{ [m}^3\text{]} \quad (28)$$

V_{os}^{ws} - osad wstępny [m³]

V_{os}^{wt} - osad nadmierny [m³]

$$V_c = 1,94 + 1,78 = 0,99 \left[\frac{m^3}{d} \right]$$

$$V_{kf} = 3,72 \left[\frac{m^3}{d} \right]$$

Obliczenie osadu po fermentacji:

$$V_{os} = v_{os} \times RLM \times 115 \left[\frac{m^3}{115dni} \right] \quad (29)$$

gdzie:

v_{os} – jednostkowa ilość osadu – 1,3 $\left[\frac{dm^3}{RLM} \right]$

RLM – równoważna liczba mieszkańców 693

$$V_{os} = 1,3 \times 693 \times 115 = 103603,5 \left[\frac{dm^3}{115dni} \right] = 103,6035 \left[\frac{m^3}{115dni} \right]$$

Obliczenie objętości zbiornika buforowego na osad:

$$V_{zb} = 2 \times (V_{os}^{ws} + V_{os}^{wt}) \left[\frac{m^3}{d} \right] \quad (30)$$

V_{os}^{wt} – ilość osadu nadmiernego $\left[\frac{dm^3}{RLM} \right]$

V_{os}^{ws} - osad wstępny [m³]

$$V_{zb} = 2 \times (1,94 + 2,78) = 7,4 \left[\frac{m^3}{d} \right]$$

Obliczenie zapotrzebowania na wapno:

$$W = GWS + GWT \left[\frac{kgCaO}{kgsmosadu} \right] \quad (31)$$

GWT – sucha masa osadu wtórnego

Gws – sucha masa osadu wstępnego

$$W = 38,80 + 35,55 = 74,35 \sim 75 \left[\frac{kgCaO}{kgsmosadu} \right]$$

31.Dobór workownicy

Przyjęto workownice: model Filsa 08 o maksymalnym przepływie $8 \left[\frac{m^3}{d} \right]$.

Dane na temat workownicy zostały zawarte w załączniku.

Przewiduje się użycie workownicy a następnie mieszanie osadu z wapnem przy pomocy mieszalnika, jako alternatywne rozwiązanie można uwzględnić przewóz osadu do utylizacji do oczyszczalni ścieków w Moryniu

III. Bibliografia:

1. Zbigniew Heidrich - *Złoża biologiczne w małych i średnich oczyszczalniach ścieków*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki 2020
2. Zbigniew Heidrich – *URZĄDZENIA DO OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki 2005
3. Wacław Błaszczyk - *Kanalizacja Tom 2*, Wydawnictwo Arkady Warszawa 1974
4. Ryszard Błażejowski – *Kanalizacja Wsi*, Wydawca: Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych Oddział Wielkopolski
5. Zbigniew Heidrich – *Sanitacja Wsi*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki 2008
6. J. Bever - *Zaawansowane metody oczyszczania ścieków*
7. Tchobanoglous, G., Burton, F. L., & Stensel, H. D. (2003). *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse (4th ed.)*. McGraw-Hill.
[Rozdział: *Characteristics of Wastewater – Total Suspended Solids*, s. 181–183]
8. Oladimeji T.O., et al. (2024). *Review on the impact of heavy metals from industrial wastewater*. PMC – PubMed Central. PMCID: PMC11625160
9. Ong, H.C., Abdullah, M.O., Mofijur, M., & Lam, S.S. (2023). *Wastewater Treatment and Reuse for Sustainable Water Resources*. *Sustainability*, 15(14), 10940.
<https://doi.org/10.3390/su151410940>
10. *Urząd Zamówień Publicznych: Specyfikacja Warunków Zamówienia: Budowa systemu kanalizacji zbiorczej dla ścieków komunalnych w Klepicy. Miniportal UZP, 2024. Dostępny online: <https://miniportal.uzp.gov.pl/api/Files/Download/701869a5-b397-4640-b933-6d92716b98e6/500b60f9-d5dc-436e-9ff0-c40996c7a8fc> [Dostęp: 09.07.2025].*
11. *Environment Federation (2005)-„Introduction to Wastewater Clarifier Design” autorstwa N. Voutchkova (2017).*
12. Nowak, T. (2010). *Mechaniczne oczyszczanie ścieków – osadniki wstępne*. *Prace Naukowe GIG*, 4, 65–72.
13. Mrowiec, B. (2016). *Osadniki – teoria i praktyka działania*. *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, 19(1), 77–86.
14. Gajewska, M., & Wojciechowska, E. (2018). *Efektywność osadników gnilnych w warunkach eksploatacyjnych*. *Journal of Ecological Engineering*, 19(5), 223–230.
15. Kowalski, Z. (2004). *Urządzenia do mechanicznego oczyszczania ścieków*. *Ochrona Środowiska*, 26(3), 41–47.
16. Królikowska, A. (2017). *Oczyszczalnie przydomowe – aspekty technologiczne i środowiskowe*. *Zeszyty Naukowe Administracja*, 4(12), 101–112.
17. Zhang, J., et al. (2017). *Optimization of primary sedimentation tanks: A CFD-based approach*. *Water*, 9(6), 448.
18. HEIDRICH, Z., TABERNACKI, J., SIKORSKI, M., 1984. *Wiejskie oczyszczalnie ścieków*. Warszawa: Arkady.

19. Podczerwińska J., Umiejewska K.: *Technologia osadów ściekowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.

20. Podczerwińska J., Umiejewska K.: *Technologia osadów ściekowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.

21. Habuda, A. "Zabieg stosowalności tlenowej i beztlenowej stabilizacji osadów pochodzących z komunalnych oczyszczalni ścieków." *Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Środowiska, Warszawa, 2008.*

22. PN-EN 12255

23. Heidrich Z., Stańko G., Wróbel R. – *Podstawy projektowania oczyszczalni ścieków*. Warszawa: PWN, 2008.

24. UPROSZCZONA DOKUMENTACJA TECHNICZNA OCZYSZCZALNIA ŚCIEKÓW O PRZEPUSTOWOŚCI DO 700 RLM – EKOFINN-POL

Spis załączników

1. Wydruk z programu PDP Memprozet dla pompowni P1
2. Wydruk z programu PDP Memprozet dla pompowni P2
3. Wydruk z programu PDP Memprozet dla pompowni P3
4. Wydruk z programu PDP Memprozet dla pompowni P4
5. Wydruk z programu PDP Memprozet dla pompowni P5
6. Plan wysokościowy wsi Klępicz (rys.1)
7. Plan wysokościowy wsi Stare Objezierze (rys.2)
8. Plan wysokościowy wsi Nowe Objezierze (rys.3)
9. Schemat trasy przewodów ciśnieniowych (rys.4)
10. Profil kanalizacji grawitacyjnej Klępicz (rys.5)
11. Profil kanalizacji grawitacyjnej oddzielnego osiedla Klępicz (rys.6)
12. Profil kanalizacji grawitacyjnej Stare Objezierze (rys.7)
13. Profil kanalizacji grawitacyjnej oddzielnego osiedla w Starym Objezierzu (rys.8)
14. Profil kanalizacji grawitacyjnej Nowe Objezierze (rys.9)
15. Rzut oczyszczalni ścieków (rys 10)
16. Profil linii oczyszczania ścieków (rys 11)
17. Karta katalogowa workownicy Filsa 08
18. Karta katalogowa Sito piaskownika SSP/1 firmy Ekofinn
19. Karta katalogowa pompy zatapialnej IBO WQF 180

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

PROJEKT: P1.tbz

Dane przepompowni

Maksymalny dopływ ścieków 12,63 [m³/h]
Rzędna terenu 53,90 [m]
Konstrukcja Nieprzejazdowa
Rzędna rurociągu tłocznego 52,50 [m]
Rzędna odbiornika 57,50 [m]
Ciśnienie w odbiorniku (kolektorze) 0,00 [MPa]

Dopływy	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	49,36	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-

Zbiornik

Nazwa zbiornika B, D=2000

Rzędna pokrywy zbiornika 54,10 [m]
Rzędna posadowienia zbiornika 48,36 [m]
Wysokość zbiornika 5,74 [m]
Średnica zbiornika 2,00 [m]
Rzędna alarmowa 49,36 [m]
Rzędna górnego poziomu ścieków 49,21 [m]
Rzędna dolnego poziomu ścieków 48,81 [m]
Rzędna dna zbiornika 48,51 [m]
Zapas alarmowy 0,15 [m]
Wysokość retencyjna (robocza) 0,40 [m]
Objętość retencyjna 1,26 [m³]
Czas napełniania 3,73 [min]
Liczba pomp 2 [-]
Dopuszczalna liczba włączeń 8,65 [1/h]

Typ pompy: 50 PZM 7.5/R1Z-2

Nominalne parametry pompy

Wydajność 23,50 [m³/h]
Podnoszenie 42,00 [m]
Moc 7,50 [kW]
Obroty pompy 2925 [obr/min]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 13,00 [m³/h]
Podnoszenie 47,62 [m]

Rzeczywiste parametry pracy

	1 pompa	2 pompy	
Wydajność pompowni	13,53	14,21	[m ³ /h]
Wydajność pompy	13,53	7,10	[m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	50,83	54,56	[m]
Moc 1 pompy pobierana z sieci	6,89	6,37	[kW]
Sprawność agregatu	0,28	0,17	[-]
Czas pompowania	52,57	47,80	[min]
Liczba włączeń	4,31	2,15	[1/h]
Zużycie jednostkowe energii	0,5094	0,8962	[kWh/m ³]
Koszt jednostkowy	0,1528	0,2689	[zł/m ³]

Elementy układu tłocznego
Wydajność obliczeniowa Q = 13,53 [m³/h]
Pracuje 1 pompa

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	1	50,00	0,75	1,91
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 75	2014	66,0	41,12	1,10

Wydajność obliczeniowa Q = 14,21 [m³/h]
Pracują 2 pompy

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	2	50,00	0,21	1,00
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 75	2014	66,0	44,77	1,15

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

PROJEKT: P1.tbz

Typ pompy:

50 PZM 7.5/R1Z-2

Nominalne parametry pompy

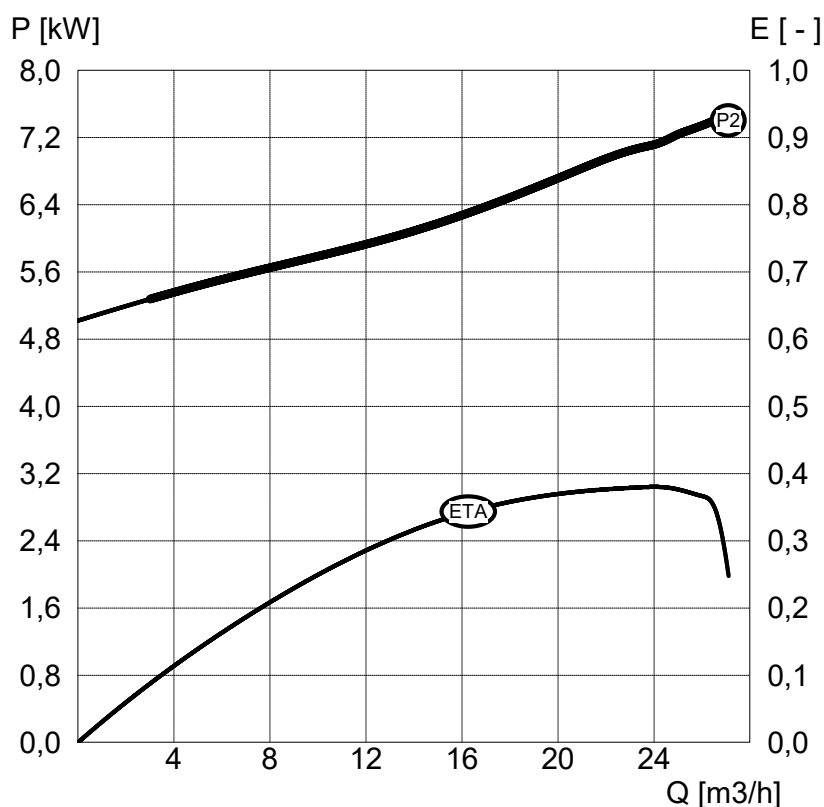
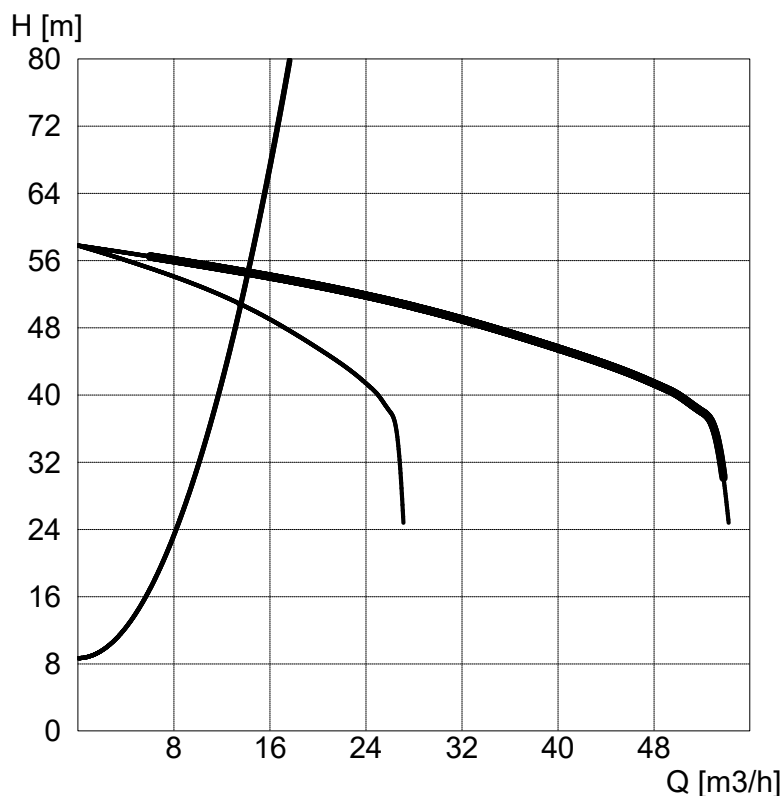
Wydajność 23,50 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 42,00 [m]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 13,00 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 47,62 [m]

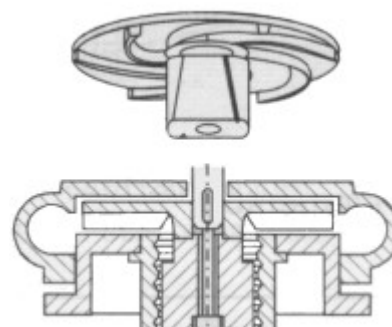
Rzeczywiste parametry pracy

Wydajność pompy 13,53 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 50,83 [m]
Moc pobierana z sieci 6,89 [kW]
Sprawność agregatu 0,28 [-]



Hydraulika

R - z rozdrabniaczem



Parametry silnika

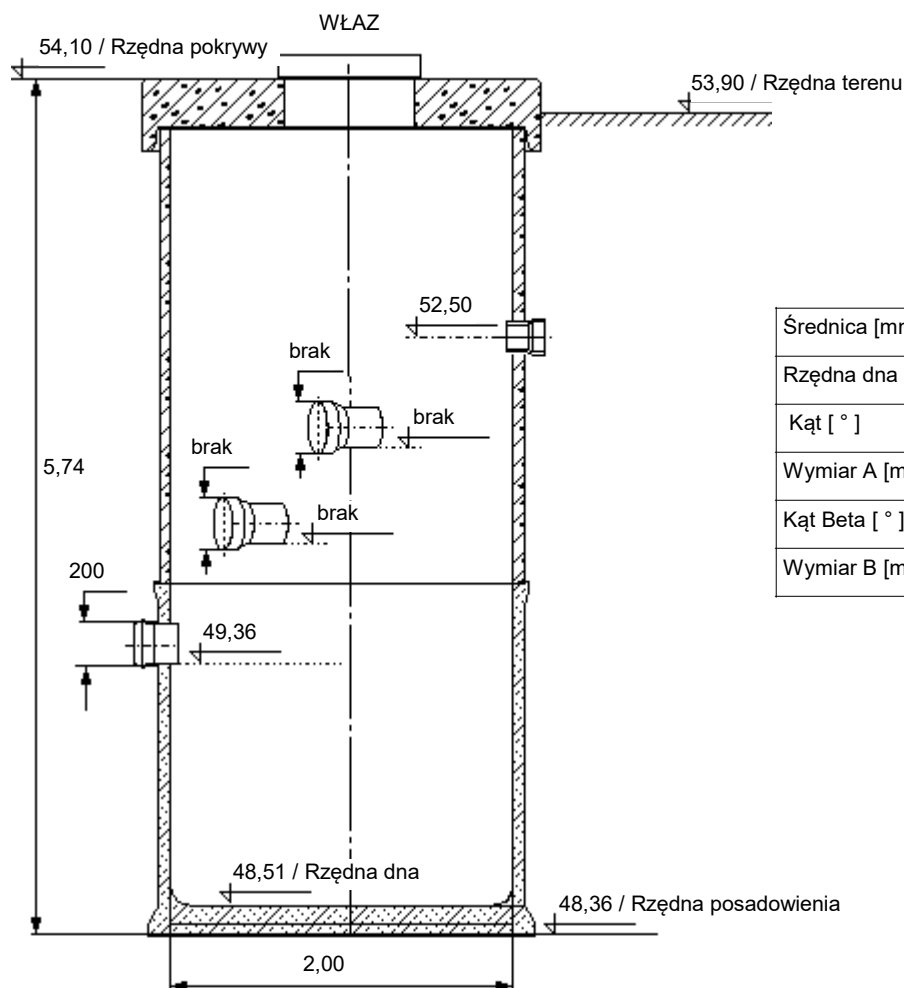
Typ silnika SBg132S-2B
Moc znamionowa 7,50 [kW]
Obroty znamionowe 2925 [obr/min]
Napięcie 400 [V]
Prąd znamionowy 13,70 [A]
Współczynnik mocy 0,90 [-]
Sprawność silnika 0,88 [-]

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

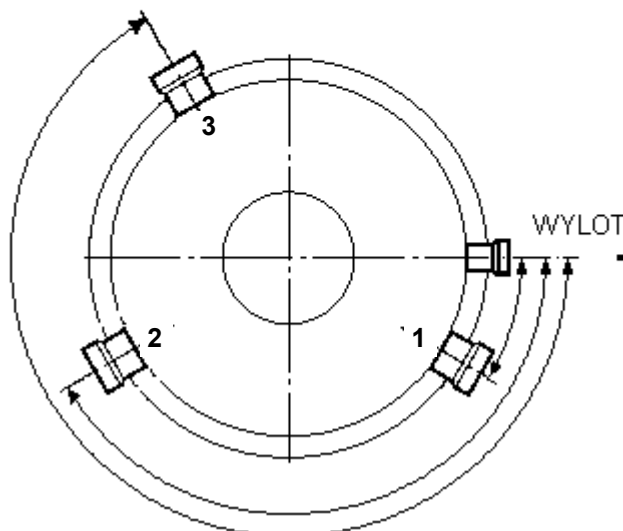
PROJEKT: P1.tbz

Zbiornik : B, D=2000

Konstrukcja : (Nieprzejazdowa)



	Dopływy			
	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	49,36	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-



UWAGA:

- 1) Kąty położenia króćców dopływu liczone zgodnie z ruchem wskazówek zegara od króćca wylotu (tłoczego)
- 2) Rzędna króćca "Dopływ 1" stanowi daną uwzględnianą w algorytmie wymiarowania zbiornika



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

http://www.meprozet.com.pl

tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

PROJEKT: P2.tbz

Dane przepompowni

Maksymalny dopływ ścieków 12,12 [m³/h]
Rzędna terenu 59,10 [m]
Konstrukcja Nieprzejazdowa
Rzędna rurociągu tłocznego 57,70 [m]
Rzędna odbiornika 57,50 [m]
Ciśnienie w odbiorniku (kolektorze) 0,00 [MPa]

Dopływy	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	56,06	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-

Zbiornik

Nazwa zbiornika B, D=2000
Rzędna pokrywy zbiornika 59,30 [m]
Rzędna posadowienia zbiornika 55,06 [m]
Wysokość zbiornika 4,24 [m]
Średnica zbiornika 2,00 [m]
Rzędna alarmowa 56,06 [m]
Rzędna górnego poziomu ścieków 55,91 [m]
Rzędna dolnego poziomu ścieków 55,51 [m]
Rzędna dna zbiornika 55,21 [m]
Zapas alarmowy 0,15 [m]
Wysokość retencyjna (robocza) 0,40 [m]
Objętość retencyjna 1,26 [m³]
Czas napełniania 3,89 [min]
Liczba pomp 2 [-]
Dopuszczalna liczba włączeń 10,21 [1/h]

Typ pompy: NURT 65 PZM 4.0/S-2

Nominalne parametry pompy

Wydajność 40,00 [m³/h]
Podnoszenie 14,10 [m]
Moc 4,00 [kW]
Obroty pompy 2890 [obr/min]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 12,12 [m³/h]
Podnoszenie 18,41 [m]

Rzeczywiste parametry pracy

	1 pompa	2 pompy	
Wydajność pompowni	12,54	12,97	[m ³ /h]
Wydajność pompy	12,54	6,49	[m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	19,56	20,29	[m]
Moc 1 pompy pobierana z sieci	3,04	2,84	[kW]
Sprawność agregatu	0,22	0,13	[-]
Czas pompowania	112,64	88,27	[min]
Liczba włączeń	3,99	2,00	[1/h]
Zużycie jednostkowe energii	0,2428	0,4373	[kWh/m ³]
Koszt jednostkowy	0,0729	0,1312	[zł/m ³]

Elementy układu tłocznego

Wydajność obliczeniowa Q = 12,54 [m³/h]

Pracuje 1 pompa

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	1	50,00	0,64	1,77
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 75	940	66,0	16,71	1,02

Wydajność obliczeniowa Q = 12,97 [m³/h]

Pracują 2 pompy

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	2	50,00	0,17	0,92
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 75	940	66,0	17,78	1,05



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

http:// www.meprozet.com.pl

tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

PROJEKT: P2.tbz

Typ pompy:

NURT 65 PZM 4.0/S-2

Nominalne parametry pompy

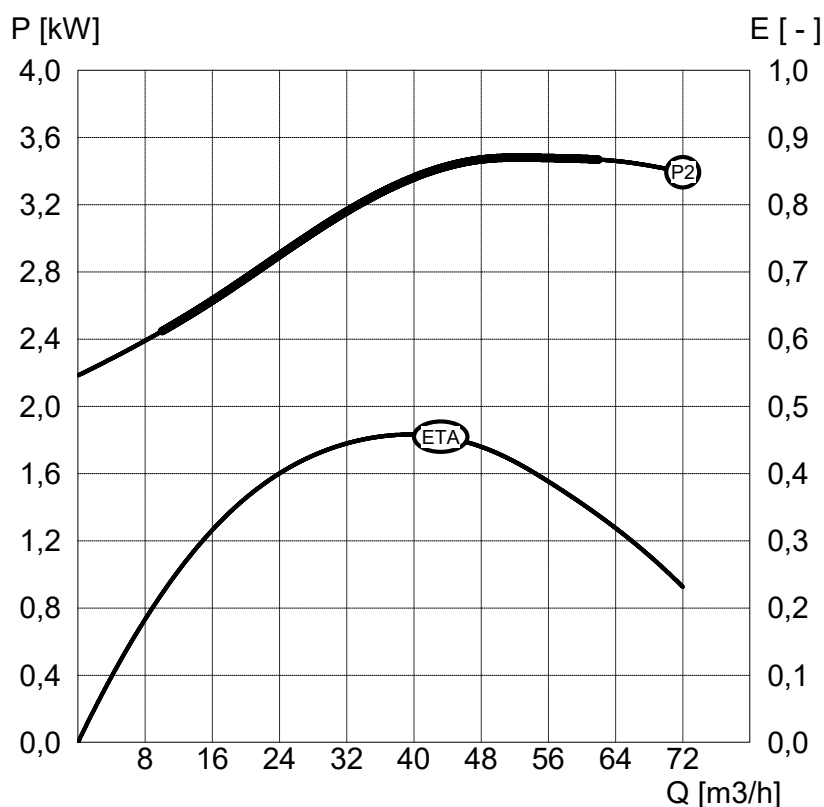
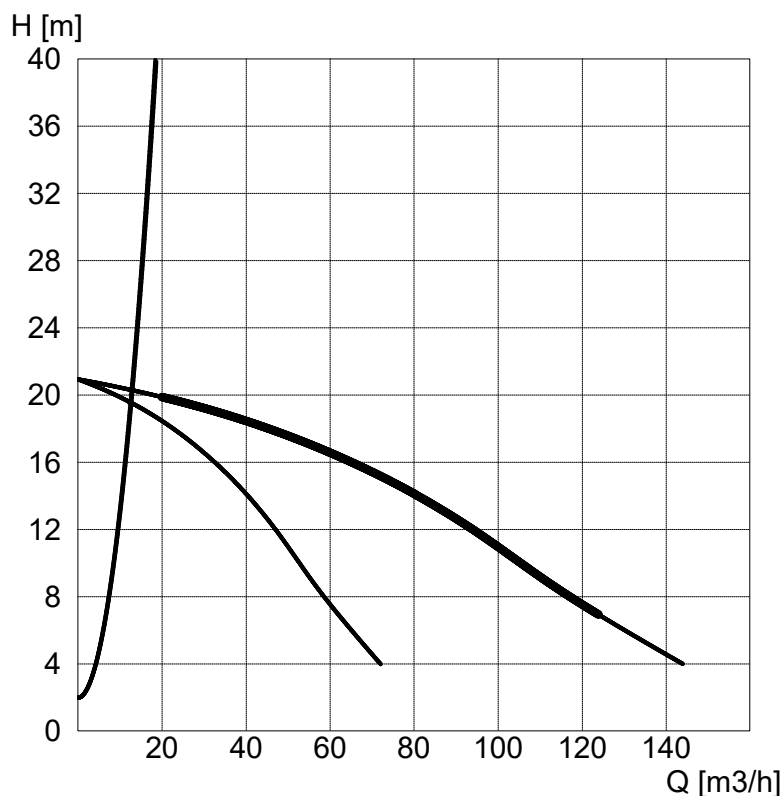
Wydajność 40,00 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 14,10 [m]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 12,12 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 18,41 [m]

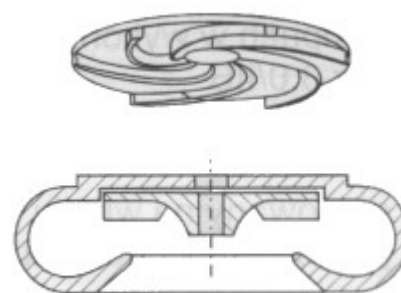
Rzeczywiste parametry pracy

Wydajność pompy 12,54 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 19,56 [m]
Moc pobierana z sieci 3,04 [kW]
Sprawność agregatu 0,22 [-]



Hydraulika

S - o swobodnym przepływie



Parametry silnika

Typ silnika SBg100L-2PC/PZN
Moc znamionowa 4,00 [kW]
Obroty znamionowe 2890 [obr/min]
Napięcie 400 [V]
Prąd znamionowy 8,20 [A]
Współczynnik mocy 0,85 [-]
Sprawność silnika 0,83 [-]

2) Rzędna króćca "Dopływ 1" stanowi daną uwzględnianą w algorytmie wymiarowania zbiornika



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

http://www.meprozet.com.pl

tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia wód deszczowych Typ Meprozet

PROJEKT: P3.tbz

Dane przepompowni

Maksymalny dopływ ścieków 29,20 [m³/h]
Rzędna terenu 54,90 [m]
Konstrukcja Nieprzejazdowa
Rzędna rurociągu tłocznego 53,50 [m]
Rzędna odbiornika 54,90 [m]
Ciśnienie w odbiorniku (kolektorze) 0,00 [MPa]

Dopływy	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	52,18	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-

Zbiornik

Nazwa zbiornika B, D=2500
Rzędna pokrywy zbiornika 55,10 [m]
Rzędna posadowienia zbiornika 51,08 [m]
Wysokość zbiornika 4,02 [m]
Średnica zbiornika 2,50 [m]
Rzędna alarmowa 52,18 [m]
Rzędna górnego poziomu ścieków 52,03 [m]
Rzędna dolnego poziomu ścieków 51,63 [m]
Rzędna dna zbiornika 51,23 [m]
Zapas alarmowy 0,15 [m]
Wysokość retencyjna (robocza) 0,40 [m]
Objętość retencyjna 1,96 [m³]
Czas napełniania 2,52 [min]
Liczba pomp 2 [-]
Dopuszczalna liczba włączeń 6,55 [1/h]

Typ pompy: 80 PZM 18.5/S1-2

Nominalne parametry pompy

Wydajność 100,00 [m³/h]
Podnoszenie 26,50 [m]
Moc 18,50 [kW]
Obroty pompy 2930 [obr/min]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 30,00 [m³/h]
Podnoszenie 66,70 [m]

Rzeczywiste parametry pracy

	1 pompa	2 pompy	
Wydajność pompowni	39,04	43,39	[m ³ /h]
Wydajność pompy	39,04	21,70	[m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	34,80	36,44	[m]
Moc 1 pompy pobierana z sieci	12,56	11,51	[kW]
Sprawność agregatu	0,30	0,19	[-]
Czas pompowania	7,48	8,30	[min]
Liczba włączeń	7,96	3,98	[1/h]
Zużycie jednostkowe energii	0,3216	0,5304	[kWh/m ³]
Koszt jednostkowy	0,0965	0,1591	[zł/m ³]

Elementy układu tłocznego

Wydajność obliczeniowa Q = 39,04 [m³/h]

Pracuje 1 pompa

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	1	50,00	6,22	5,52
1	Rura PE100 cz SDR17 - 110	1278	96,8	27,62	1,47

Wydajność obliczeniowa Q = 43,39 [m³/h]

Pracują 2 pompy

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	2	50,00	1,92	3,07
1	Rura PE100 cz SDR17 - 110	1278	96,8	33,33	1,64



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

[http:// www.meprozet.com.pl](http://www.meprozet.com.pl)

tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia wód deszczowych Typ Meprozet

PROJEKT: P3.tbz

Typ pompy:

80 PZM 18.5/S1-2

Nominalne parametry pompy

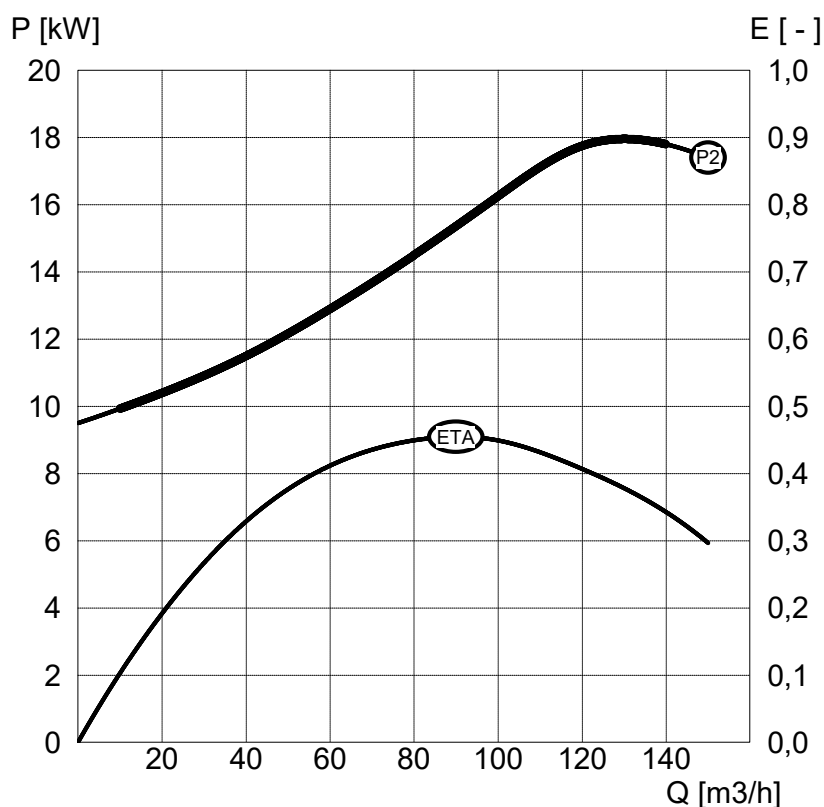
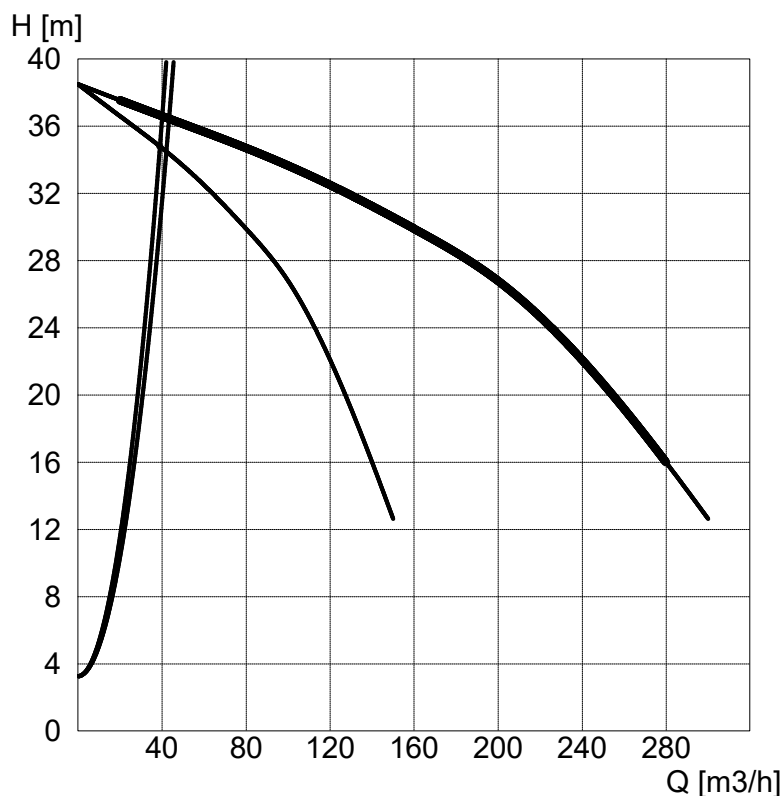
Wydajność 100,00 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 26,50 [m]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 30,00 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 66,70 [m]

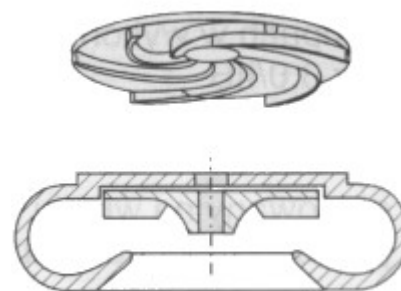
Rzeczywiste parametry pracy

Wydajność pompy 39,04 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 34,80 [m]
Moc pobierana z sieci 12,56 [kW]
Sprawność agregatu 0,30 [-]



Hydraulika

S - o swobodnym przepływie



Parametry silnika

Typ silnika SBg160L-2/PZS
Moc znamionowa 18,50 [kW]
Obroty znamionowe 2930 [obr/min]
Napięcie 400 [V]
Prąd znamionowy 32,21 [A]
Współczynnik mocy 0,91 [-]
Sprawność silnika 0,91 [-]



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

[http:// www.meprozet.com.pl](http://www.meprozet.com.pl)

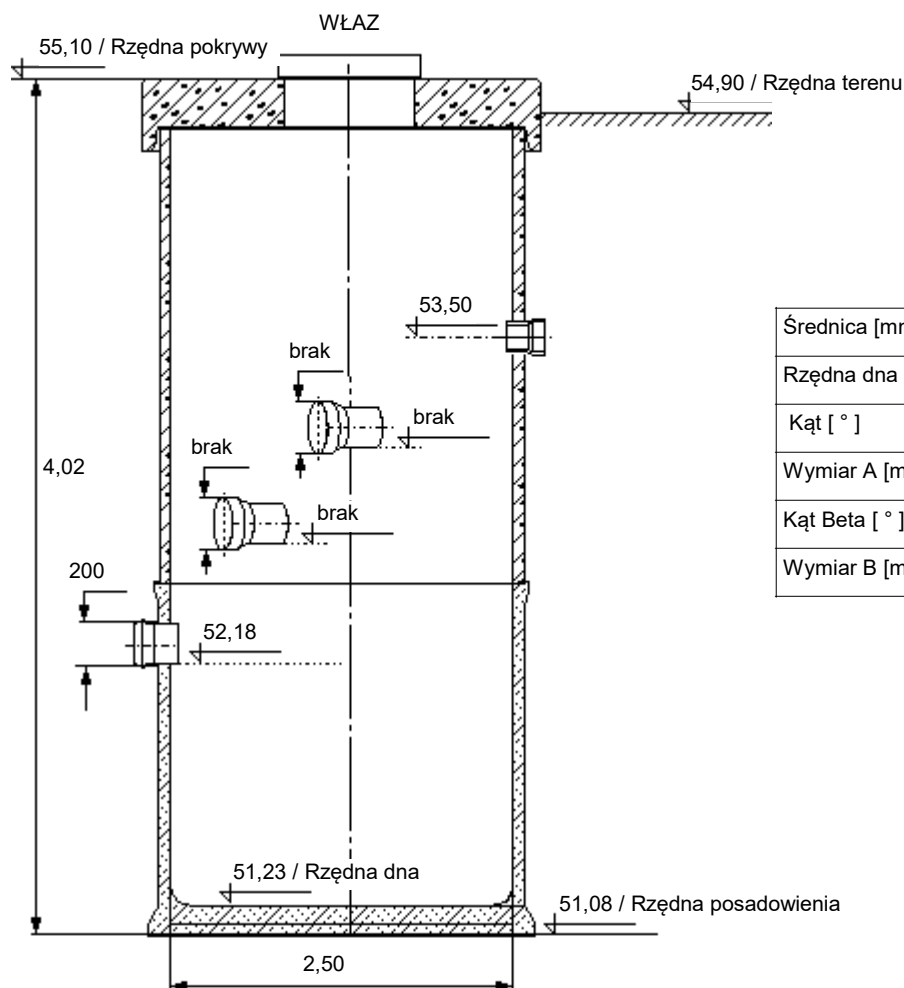
tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia wód deszczowych Typ Meprozet

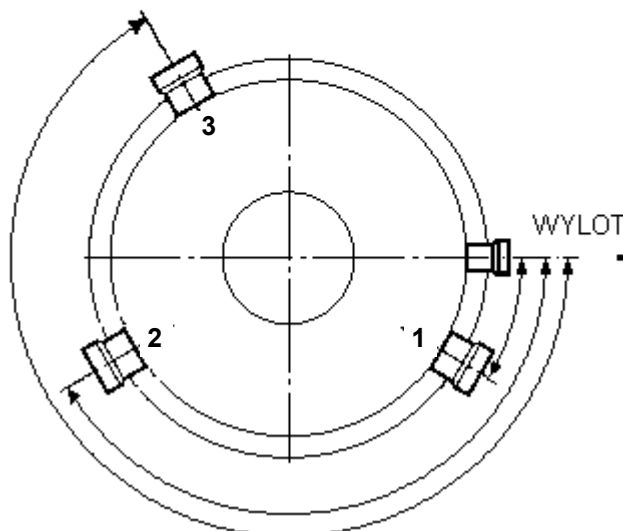
PROJEKT: P3.tbz

Zbiornik : B, D=2500

Konstrukcja : (Nieprzejazdowa)



	Dopływy			
	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	52,18	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-



UWAGA:

- 1) Kąty położenia króćców dopływu liczone zgodnie z ruchem wskazówek zegara od króćca wylotu (tłocznego)
- 2) Rzędna króćca "Dopływ 1" stanowi daną uwzględnianą w algorytmie wymiarowania zbiornika



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

http:// www.meprozet.com.pl

tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

PROJEKT: P4-OSIEDLE.tbz

Dane przepompowni

Maksymalny dopływ ścieków 1,85 [m³/h]
Rzędna terenu 59,70 [m]
Konstrukcja Nieprzejazdowa
Rzędna rurociągu tłocznego 58,30 [m]
Rzędna odbiornika 57,60 [m]
Ciśnienie w odbiorniku (kolektorze) 0,00 [MPa]

Dopływy	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	54,82	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-

Zbiornik

Nazwa zbiornika B, D=1200
Rzędna pokrywy zbiornika 59,90 [m]
Rzędna posadowienia zbiornika 53,82 [m]
Wysokość zbiornika 6,08 [m]
Średnica zbiornika 1,20 [m]
Rzędna alarmowa 54,82 [m]
Rzędna górnego poziomu ścieków 54,67 [m]
Rzędna dolnego poziomu ścieków 54,27 [m]
Rzędna dna zbiornika 53,97 [m]
Zapas alarmowy 0,15 [m]
Wysokość retencyjna (robocza) 0,40 [m]
Objętość retencyjna 0,45 [m³]
Czas napełniania 9,17 [min]
Liczba pomp 2 [-]
Dopuszczalna liczba włączeń 12,92 [1/h]

Typ pompy: NURT 40 PZM 0.75/RZ-2

Nominalne parametry pompy

Wydajność 8,00 [m³/h]
Podnoszenie 10,50 [m]
Moc 0,75 [kW]
Obroty pompy 2760 [obr/min]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 8,00 [m³/h]
Podnoszenie 4,58 [m]

Rzeczywiste parametry pracy

	1 pompa	2 pompy	
Wydajność pompowni	11,81	18,80	[m ³ /h]
Wydajność pompy	11,81	9,40	[m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	6,04	9,13	[m]
Moc 1 pompy pobierana z sieci	1,15	1,04	[kW]
Sprawność agregatu	0,17	0,23	[-]
Czas pompowania	1,70	1,60	[min]
Liczba włączeń	5,52	2,76	[1/h]
Zużycie jednostkowe energii	0,0970	0,1110	[kWh/m ³]
Koszt jednostkowy	0,0291	0,0333	[zł/m ³]

Elementy układu tłocznego

Wydajność obliczeniowa Q = 11,81 [m³/h]

Pracuje 1 pompa

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	1	50,00	0,57	1,67
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 63	53	55,4	1,95	1,36

Wydajność obliczeniowa Q = 18,80 [m³/h]

Pracują 2 pompy

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	2	50,00	0,36	1,33
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 63	53	55,4	4,48	2,17

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

PROJEKT: P4-OSIEDLE.tbz

Typ pompy:

NURT 40 PZM 0.75/RZ-2

Nominalne parametry pompy

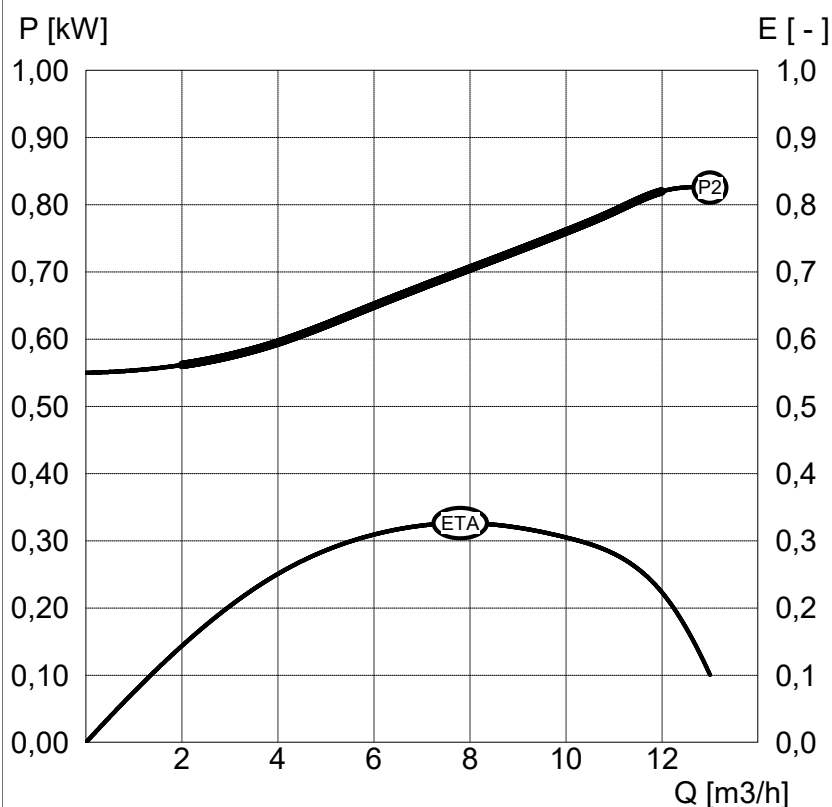
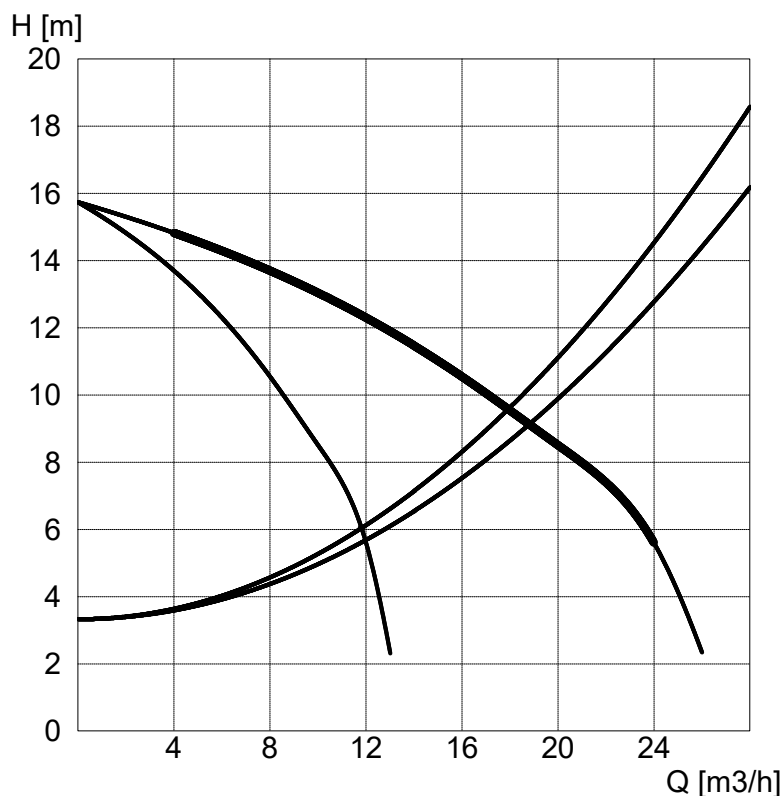
Wydajność	8,00 [m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	10,50 [m]

Wymagane parametry pompy

Wydajność	8,00 [m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	4,58 [m]

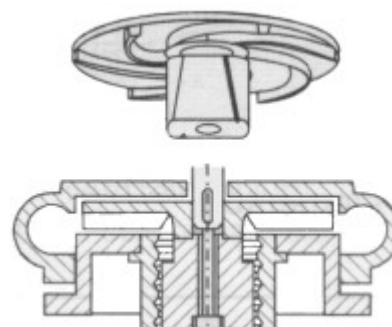
Rzeczywiste parametry pracy

Wydajność pompy	11,81 [m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	6,04 [m]
Moc pobierana z sieci	1,15 [kW]
Sprawność agregatu	0,17 [-]



Hydraulika

R - z rozdrabniaczem



Parametry silnika

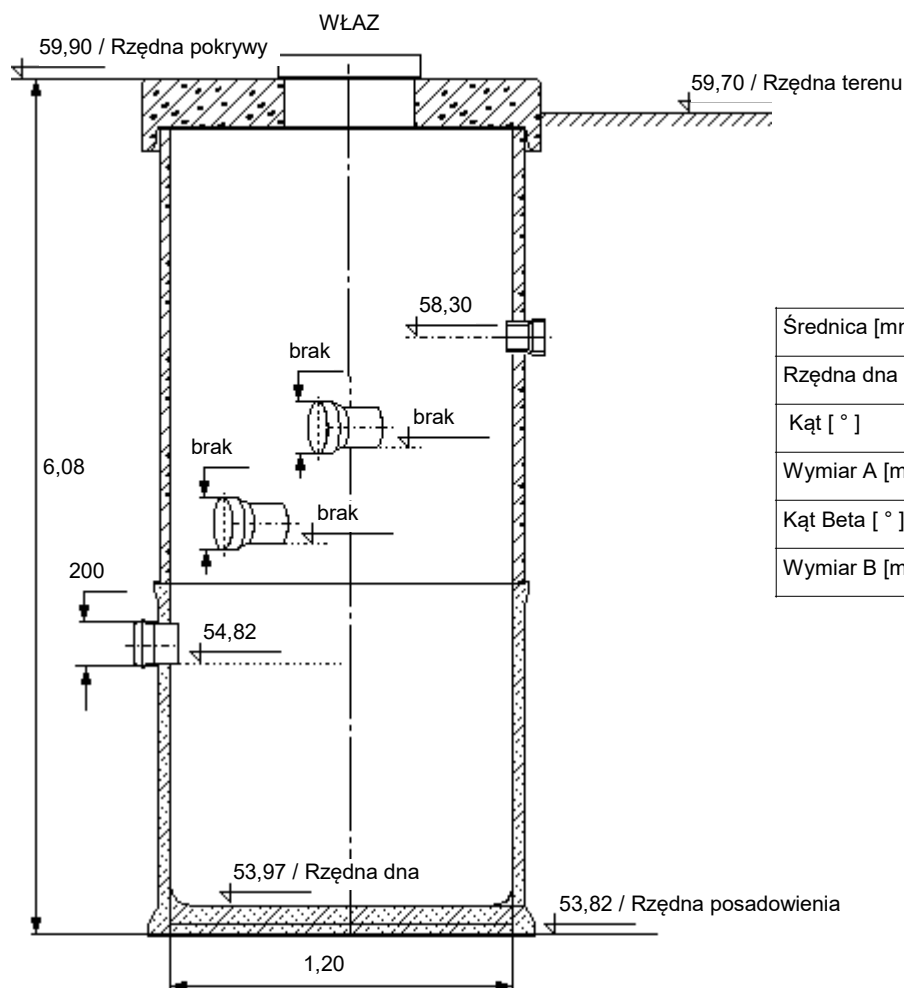
Typ silnika	SBh80-2A/PZN
Moc znamionowa	0,75 [kW]
Obroty znamionowe	3000 [obr/min]
Napięcie	400 [V]
Prąd znamionowy	1,90 [A]
Współczynnik mocy	0,80 [-]
Sprawność silnika	0,71 [-]

ZADANIE: Przepompownia ścieków Typ Meprozet

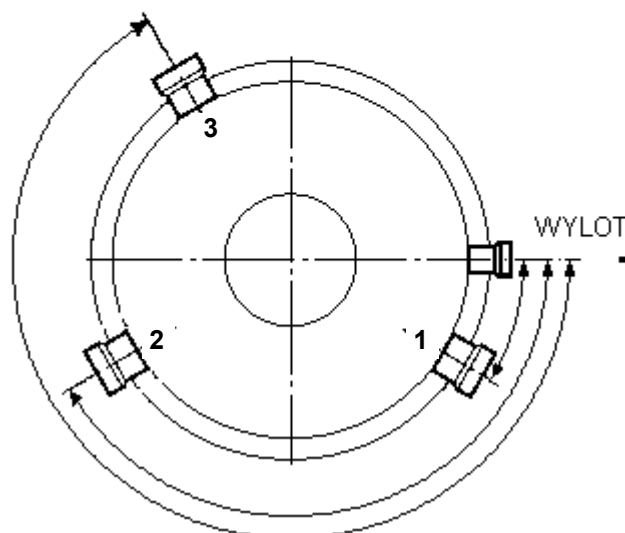
PROJEKT: P4-OSIEDLE.tbz

Zbiornik : B, D=1200

Konstrukcja : (Nieprzejazdowa)



	Dopływy			
	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	54,82	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-



UWAGA:

- 1) Kąty położenia króćców dopływu liczone zgodnie z ruchem wskazówek zegara od króćca wylotu (tłoczego)
- 2) Rzędna króćca "Dopływ 1" stanowi daną uwzględnianą w algorytmie wymiarowania zbiornika



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

http:// www.meprozet.com.pl

tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia wód deszczowych Typ Meprozet

PROJEKT: P5 OSIEDLE.tbz

Dane przepompowni

Maksymalny dopływ ścieków 1,60 [m³/h]
Rzędna terenu 62,40 [m]
Konstrukcja Nieprzejazdowa
Rzędna rurociągu tłocznego 61,00 [m]
Rzędna odbiornika 62,29 [m]
Ciśnienie w odbiorniku (kolektorze) 0,00 [MPa]

Dopływy	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	60,00	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-

Zbiornik

Nazwa zbiornika B, D=1200
Rzędna pokrywy zbiornika 62,60 [m]
Rzędna posadowienia zbiornika 58,75 [m]
Wysokość zbiornika 3,85 [m]
Średnica zbiornika 1,20 [m]
Rzędna alarmowa 60,00 [m]
Rzędna górnego poziomu ścieków 59,85 [m]
Rzędna dolnego poziomu ścieków 59,20 [m]
Rzędna dna zbiornika 58,90 [m]
Zapas alarmowy 0,15 [m]
Wysokość retencyjna (robocza) 0,65 [m]
Objętość retencyjna 0,73 [m³]
Czas napełniania 21,19 [min]
Liczba pomp 2 [-]
Dopuszczalna liczba włączeń 12,92 [1/h]

Typ pompy: NURT 40 PZM 0.75/RZ-2

Nominalne parametry pompy

Wydajność 8,00 [m³/h]
Podnoszenie 10,50 [m]
Moc 0,75 [kW]
Obroty pompy 2760 [obr/min]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 10,00 [m³/h]
Podnoszenie 5,70 [m]

Rzeczywiste parametry pracy

	1 pompa	2 pompy	
Wydajność pompowni	12,37	23,09	[m ³ /h]
Wydajność pompy	12,37	11,54	[m ³ /h]
Wysokość podnoszenia	4,56	6,57	[m]
Moc 1 pompy pobierana z sieci	1,16	1,13	[kW]
Sprawność agregatu	0,14	0,19	[-]
Czas pompowania	3,15	2,05	[min]
Liczba włączeń	2,46	1,23	[1/h]
Zużycie jednostkowe energii	0,0937	0,0983	[kWh/m ³]
Koszt jednostkowy	0,0281	0,0295	[zł/m ³]

Elementy układu tłocznego

Wydajność obliczeniowa Q = 12,37 [m³/h]

Pracuje 1 pompa

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	1	50,00	0,62	1,75
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 75	54	66,0	0,94	1,00

Wydajność obliczeniowa Q = 23,09 [m³/h]

Pracują 2 pompy

Lp.	Nazwa elementu	Ilość	Średnica wew.[mm]	Opór [m]	V przepł. [m/s]
0	Pion50	2	50,00	0,54	1,63
1	Rura PE 80 cz SDR 17 - 75	54	66,0	2,86	1,87

ZADANIE: Przepompownia wód deszczowych Typ Meprozet

PROJEKT: P5 OSIEDLE.tbz

Typ pompy:

NURT 40 PZM 0.75/RZ-2

Nominalne parametry pompy

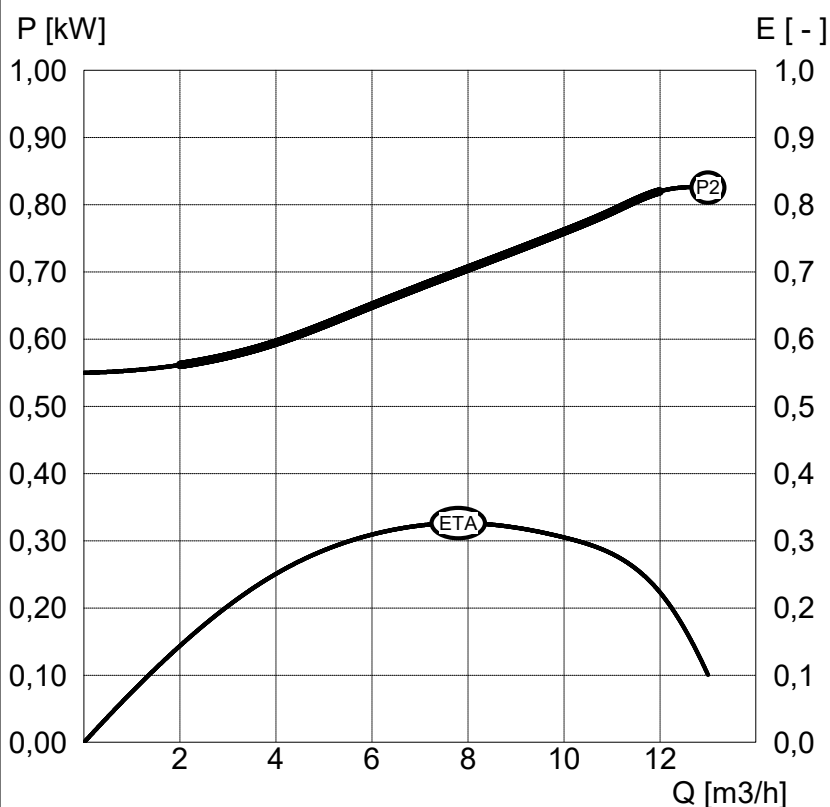
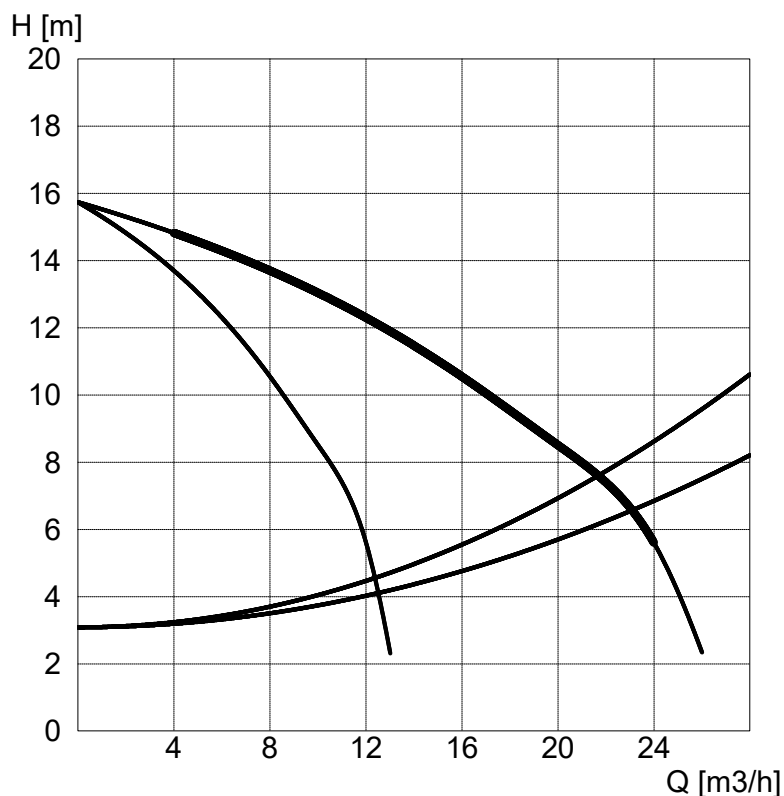
Wydajność 8,00 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 10,50 [m]

Wymagane parametry pompy

Wydajność 10,00 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 5,70 [m]

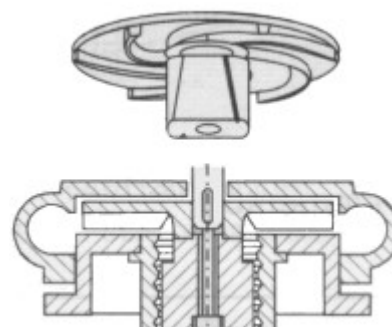
Rzeczywiste parametry pracy

Wydajność pompy 12,37 [m³/h]
Wysokość podnoszenia 4,56 [m]
Moc pobierana z sieci 1,16 [kW]
Sprawność agregatu 0,14 [-]



Hydraulika

R - z rozdrabniaczem



Parametry silnika

Typ silnika SBh80-2A/PZN
Moc znamionowa 0,75 [kW]
Obroty znamionowe 3000 [obr/min]
Napięcie 400 [V]
Prąd znamionowy 1,90 [A]
Współczynnik mocy 0,80 [-]
Sprawność silnika 0,71 [-]



MEPROZET
BRZEG

BRZESKA FABRYKA POMP I ARMATURY

ul. Armii Krajowej 40

fax (077) 416 23 48

49 - 304 Brzeg

http://www.meprozet.com.pl

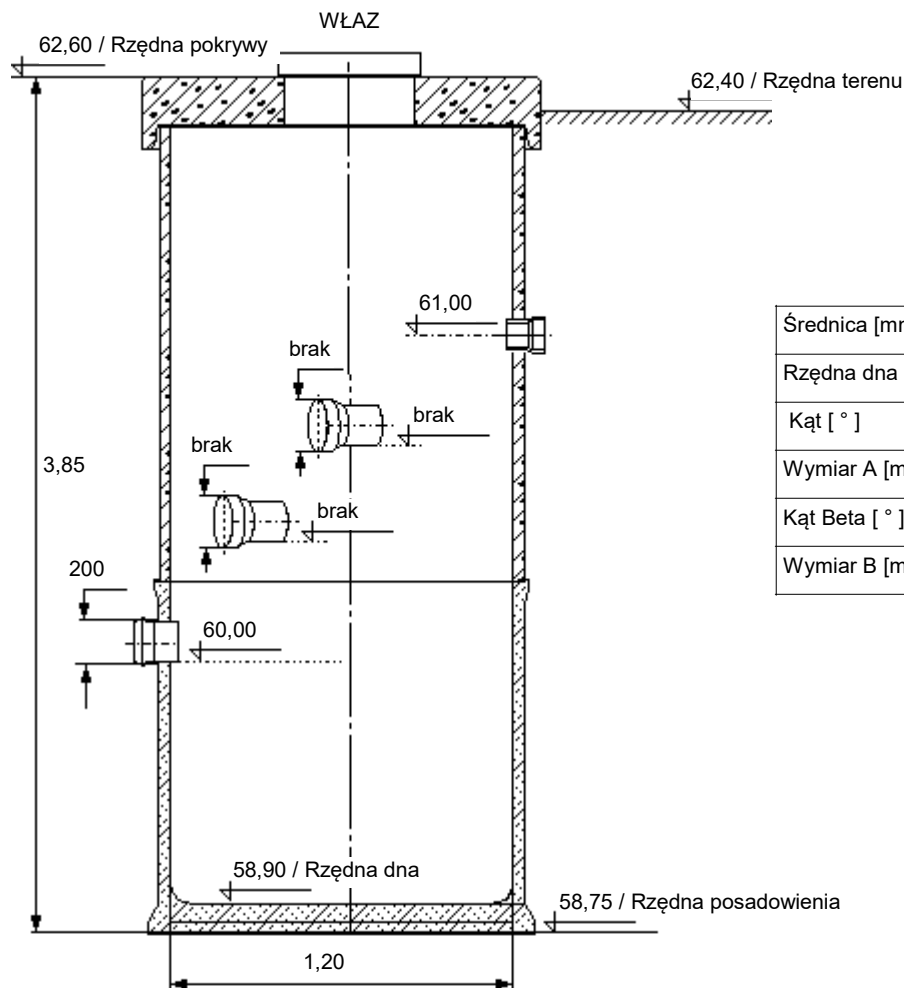
tel. (077) 416 40 31 e-mail : marketing@meprozet.com.pl

ZADANIE: Przepompownia wód deszczowych Typ Meprozet

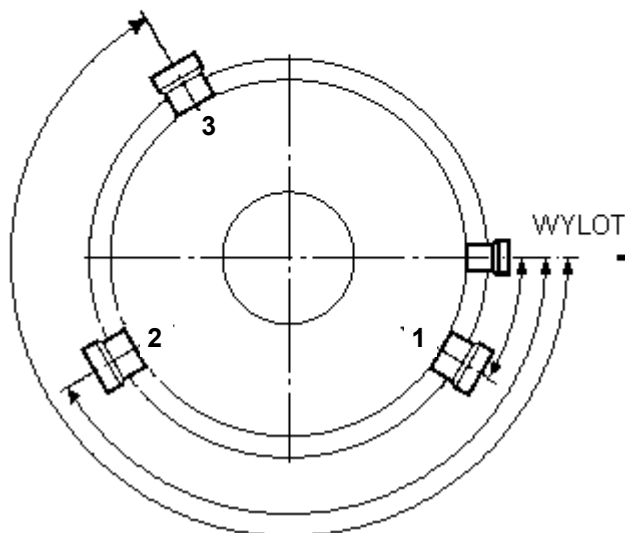
PROJEKT: P5 OSIEDLE.tbz

Zbiornik : B, D=1200

Konstrukcja : (Nieprzejazdowa)



	Dopływy			
	1	2	3	4
Średnica [mm]	200	-	-	-
Rzędna dna [m]	60,00	-	-	-
Kąt [°]	180	-	-	-
Wymiar A [mm]	-	-	-	-
Kąt Beta [°]	-	-	-	-
Wymiar B [mm]	-	-	-	-



UWAGA:

- 1) Kąty położenia króćców dopływu liczone zgodnie z ruchem wskazówek zegara od króćca wylotu (tłocznego)
- 2) Rzędna króćca "Dopływ 1" stanowi daną uwzględnianą w algorytmie wymiarowania zbiornika

Legenda

Sieć wodociągowa

Kanalizacja Ciśnieniowa

Kanalizacja sanitarna grawitacyjna

Studnia kanalizacyjna

S0 Oznaczenie studni

Oznaczenie pompowni

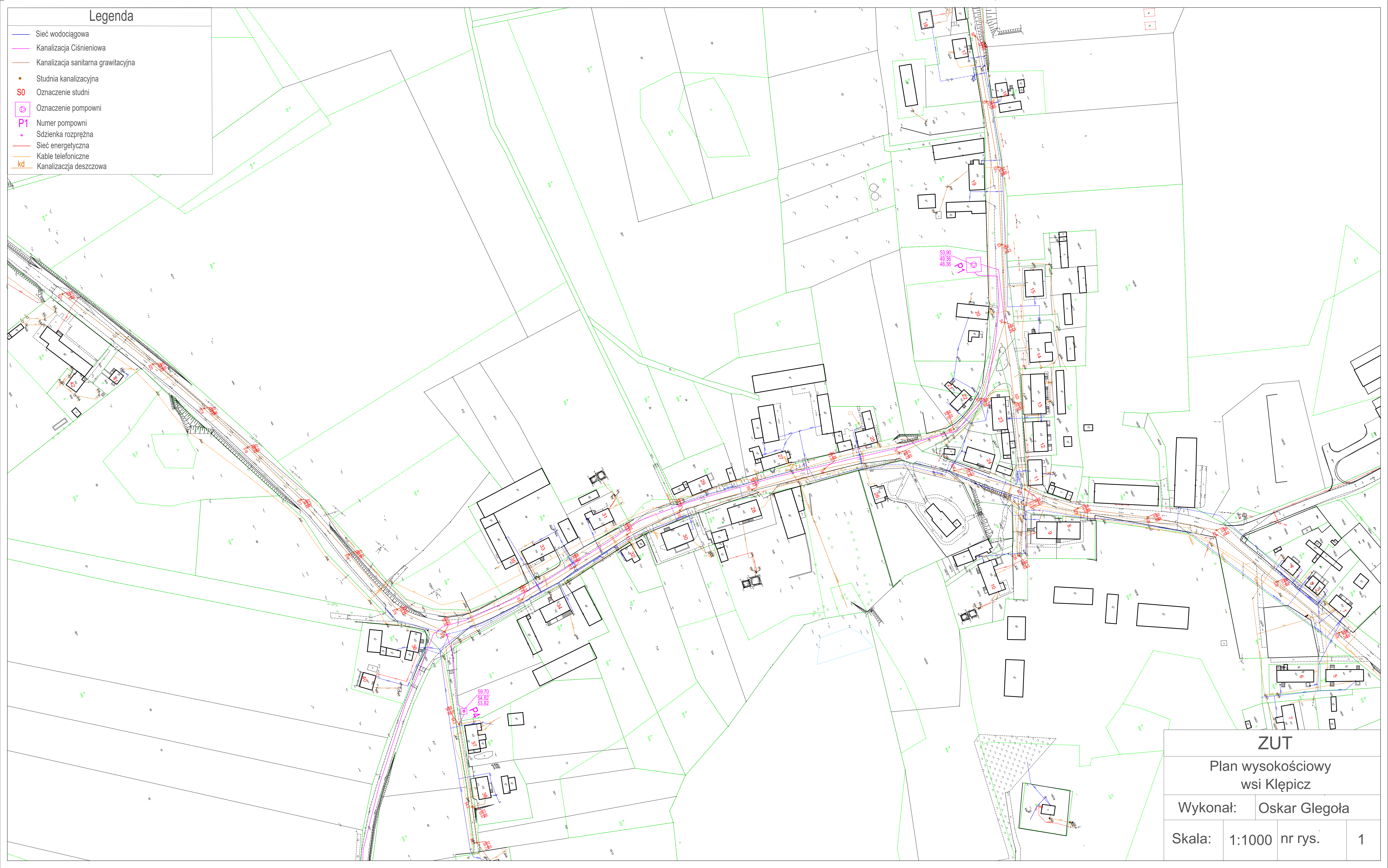
Numer pompowni

Sdzienka rozprężna

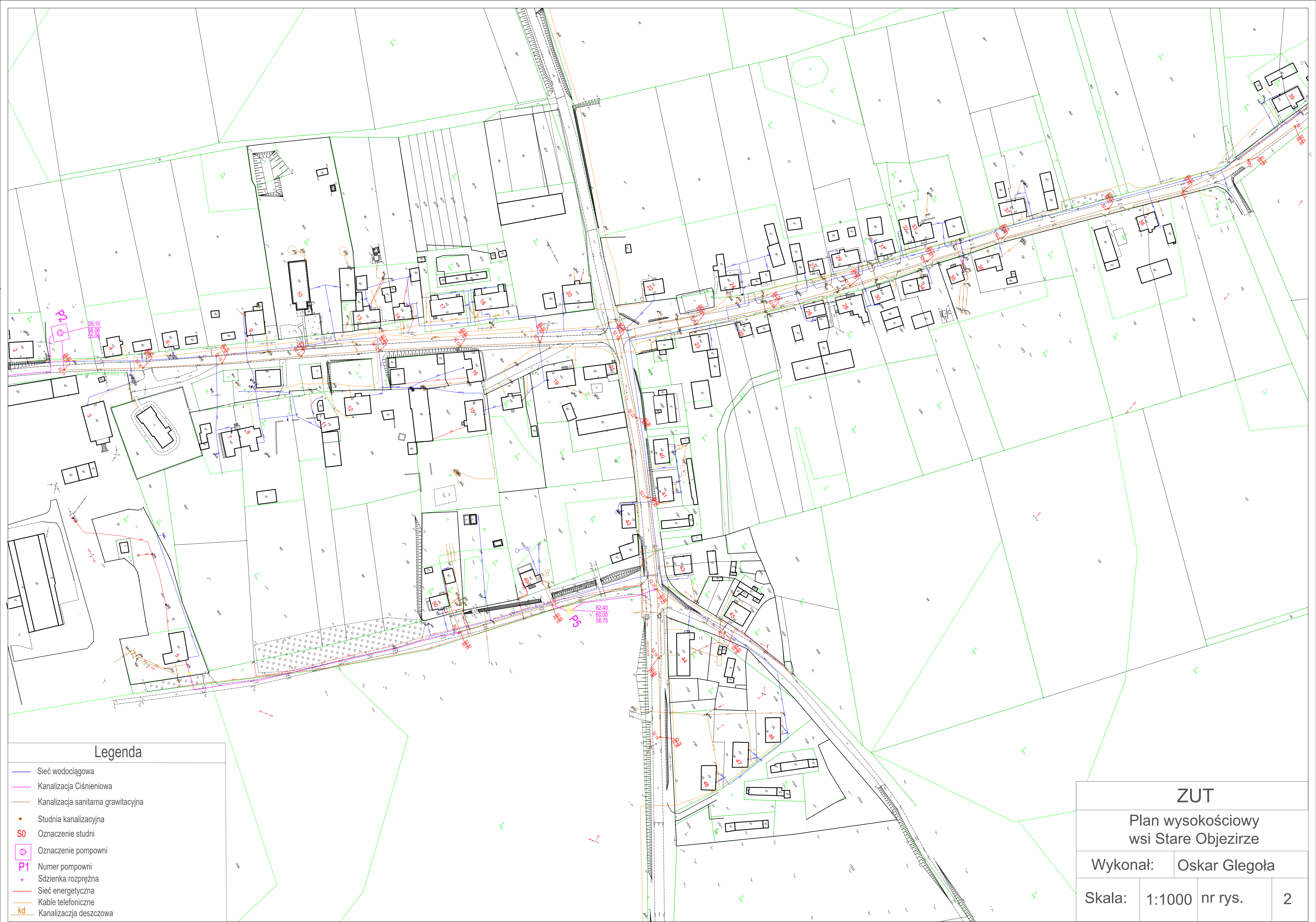
Sieć energetyczna

Kable telefoniczne

Kanalizacja deszczowa



ZUT			
Plan wysokościowy wsi Kłepicz			
Wykonał:	Oskar Glegoła		
Skala:	1:1000	nr rys.	1



Legenda

Sieć wodociągowa

Kanalizacja Ciśnieniowa

Kanalizacja sanitarna grawitacyjna

Studnia kanalizacyjna

S0 Oznaczenie studni

Oznaczenie pompowni

P1 Numer pompowni

Sdzienka rozprężna

Sieć energetyczna

Kable telefoniczne

kd Kanalizacja deszczowa

ZUT

Plan wysokościowy
wsi Stare Objezirze

Wykonał:

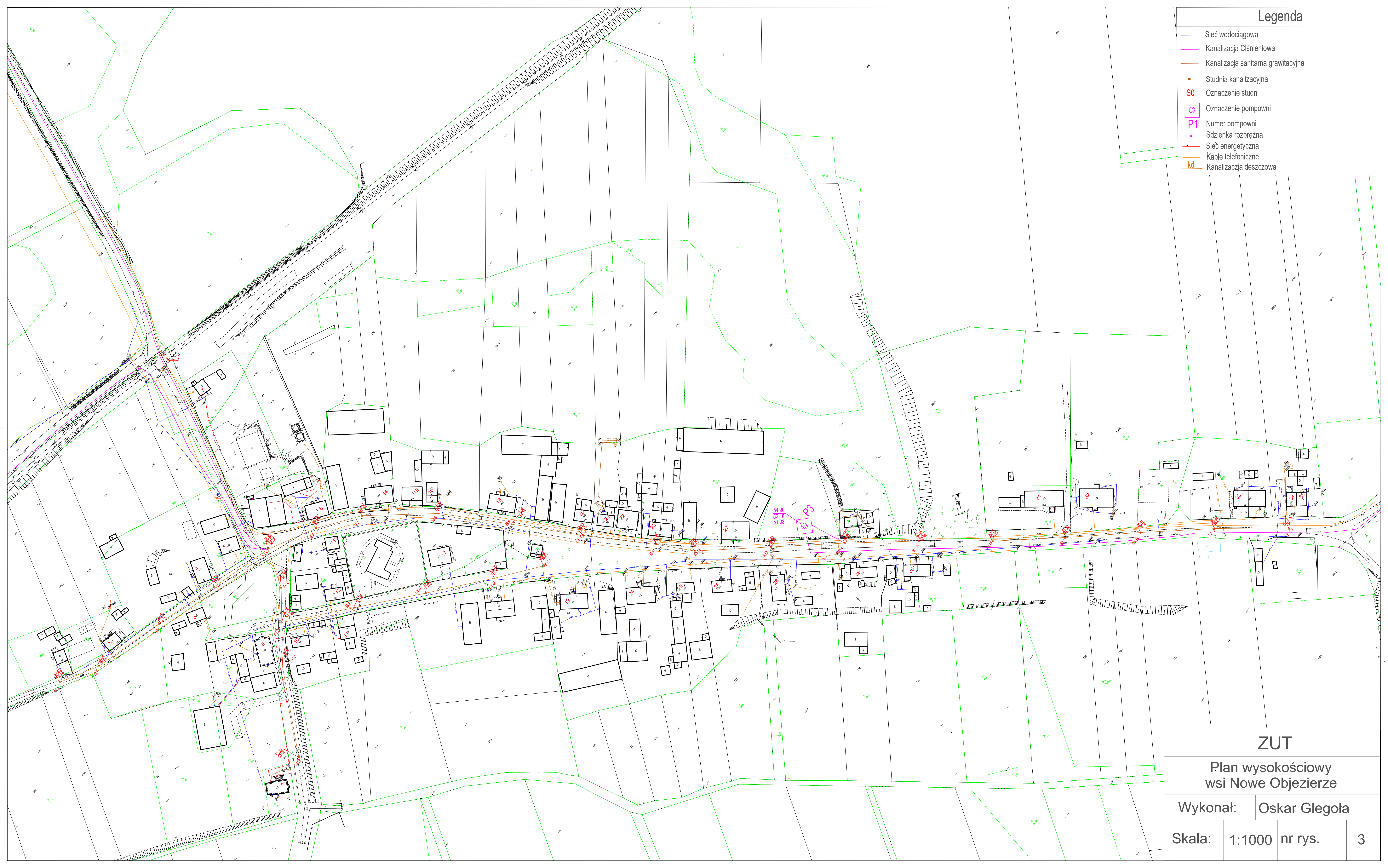
Oskar Glegoła

Skala:

1:1000

nr rys.

2



Legenda

- Sieć wodociągowa
- Kanalizacja Ciśnieniowa
- Kanalizacja sanitarna grawitacyjna
- Studnia kanalizacyjna
- S0 Oznaczenie studni
- Oznaczenie pompowni
- P1 Numer pompowni
- Sdzienka rozprężna
- Sieć energetyczna
- Kable telefoniczne
- kd Kanalizacja deszczowa

ZUT

Plan wysokościowy
wsi Nowe Objezierze

Wykonał: Oskar Glegoła

Skala: 1:1000 nr rys. 3

KŁĘPICZ

STARE OBJEZIERZE

NOWE OBJEZIERZE

P4
PE80 SDR17-63
ŚREDNICA WEWNĘTRZANA: 55,4mm
DŁUGOŚĆ: 52,9m

P1
PE80 SDR17-75
ŚREDNICA WEWNĘTRZANA: 66mm
DŁUGOŚĆ: 2013,8m

P2
PE80 SDR17-75
ŚREDNICA WEWNĘTRZANA: 66mm
DŁUGOŚĆ: 940,1m

P5
PE80 SDR17-75
ŚREDNICA WEWNĘTRZANA: 66mm
DŁUGOŚĆ: 54m

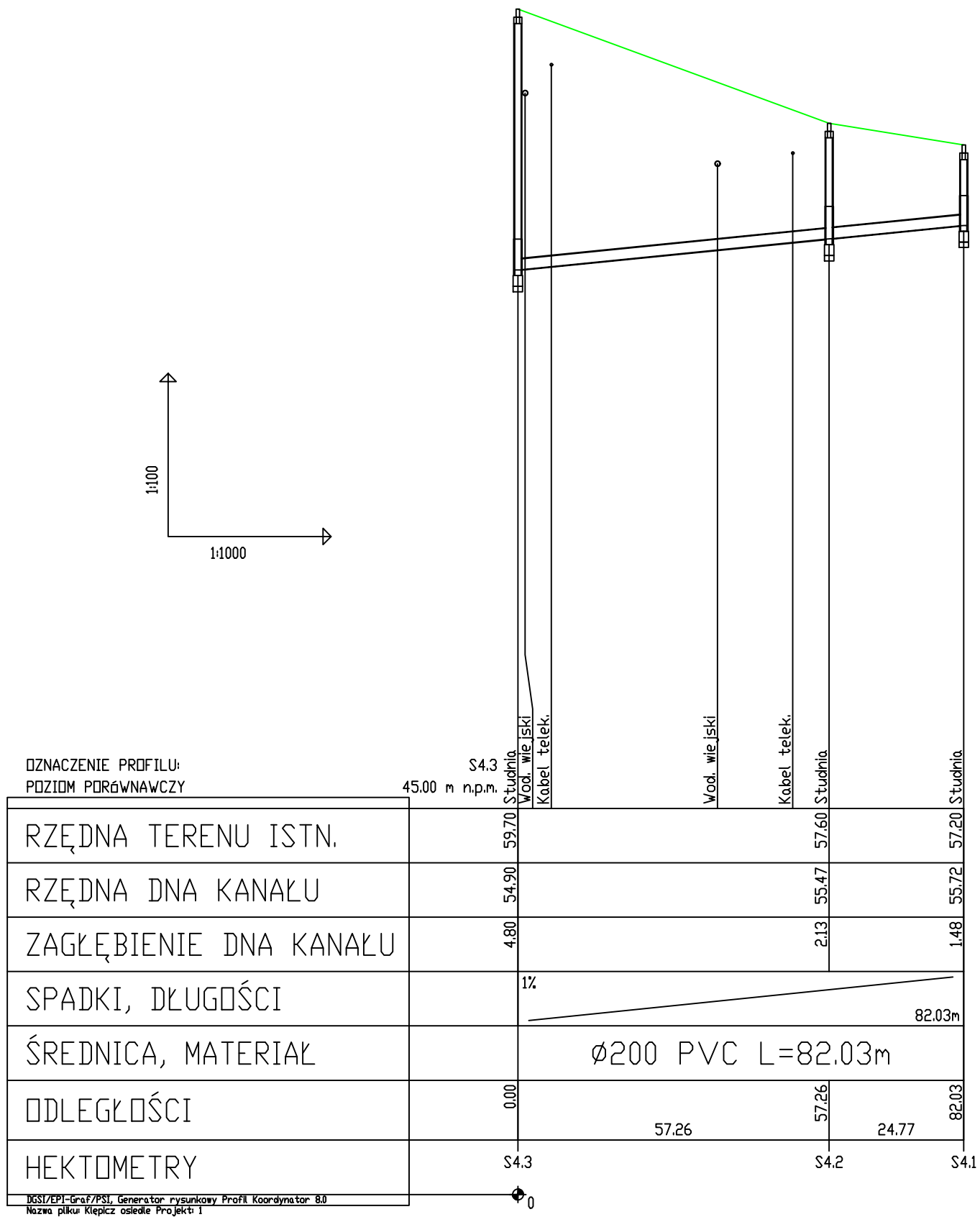
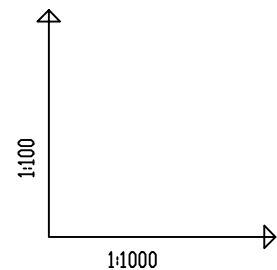
P3
PE100 SDR17-110
ŚREDNICA WEWNĘTRZANA: 96,8mm
DŁUGOŚĆ: 1278m

ZUT

Schemat trasy
przewodów ciśnieniowych

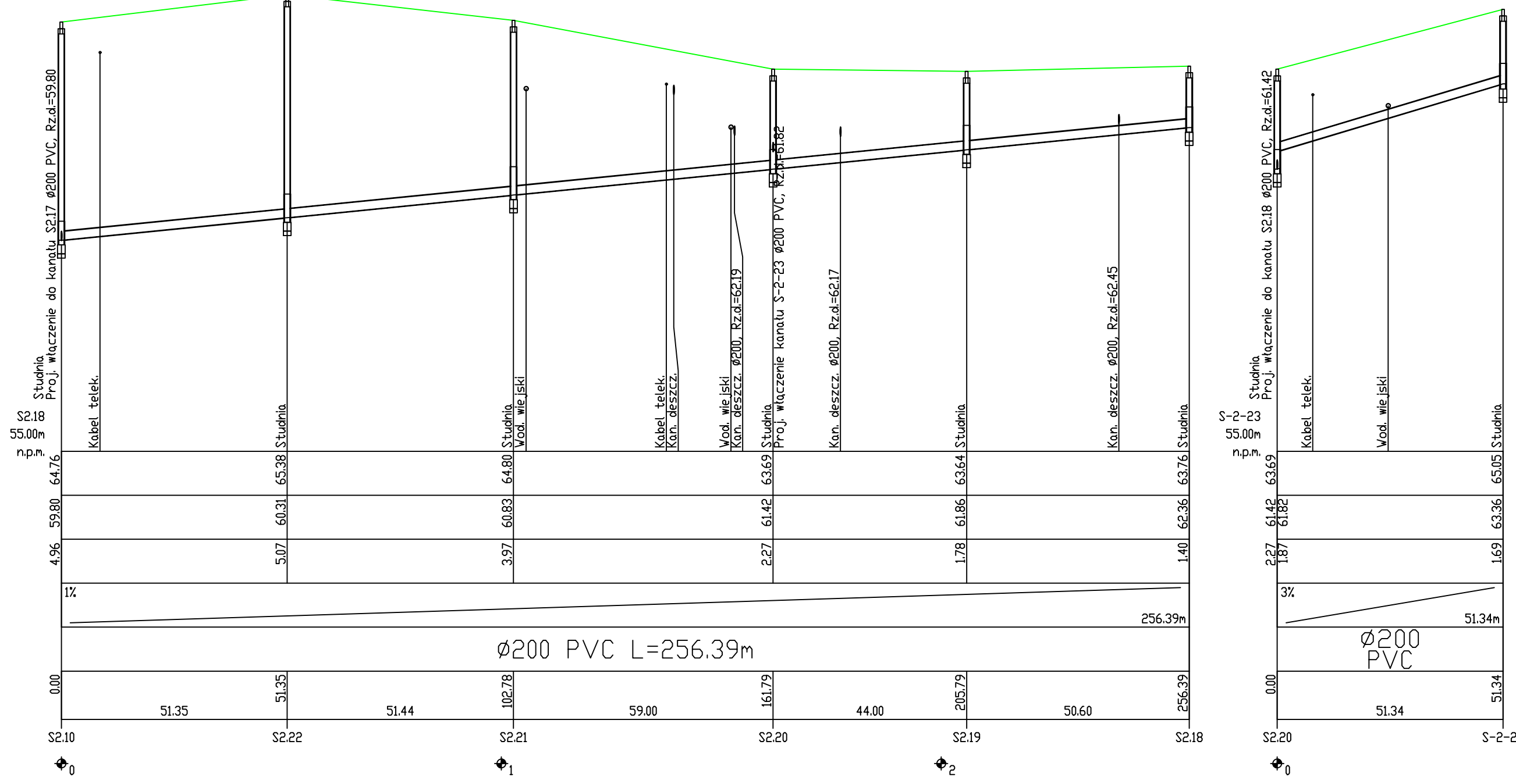
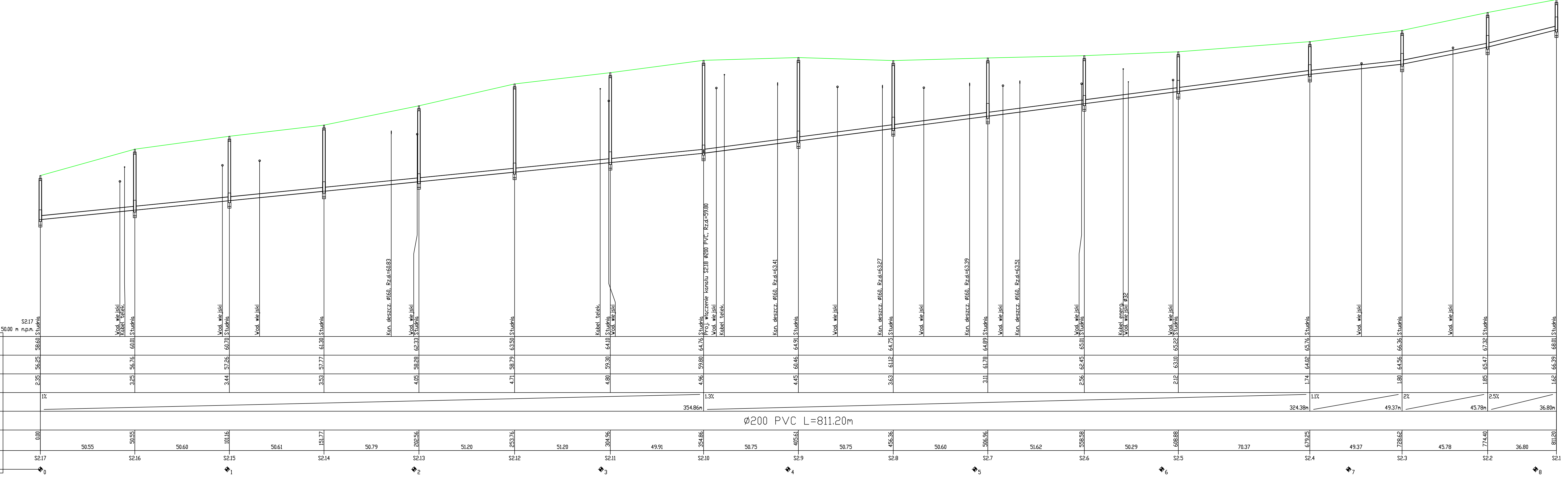
Wykonał: Oskar Glegoła

nr rys. 4



ZUT			
Profil oddzielnego osiedla Klepicz			
Wykonał:		Oskar Glegoła	
Skala:	1:1000	nr rys.	6

DZNIACZENIE PROFILU: POZIOM PORÓWNAWCZY	
RZĘDNA TERENU ISTN.	
RZĘDNA DNA KANAŁU	
ZAGŁĘBIENIE DNA KANAŁU	
SPADKI, DŁUGOŚCI	
ŚREDNICA, MATERIAŁ	
ODLEGŁOŚCI	
HEKTOMETRY	
1000 1:1000	

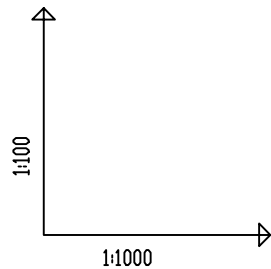


ZUT

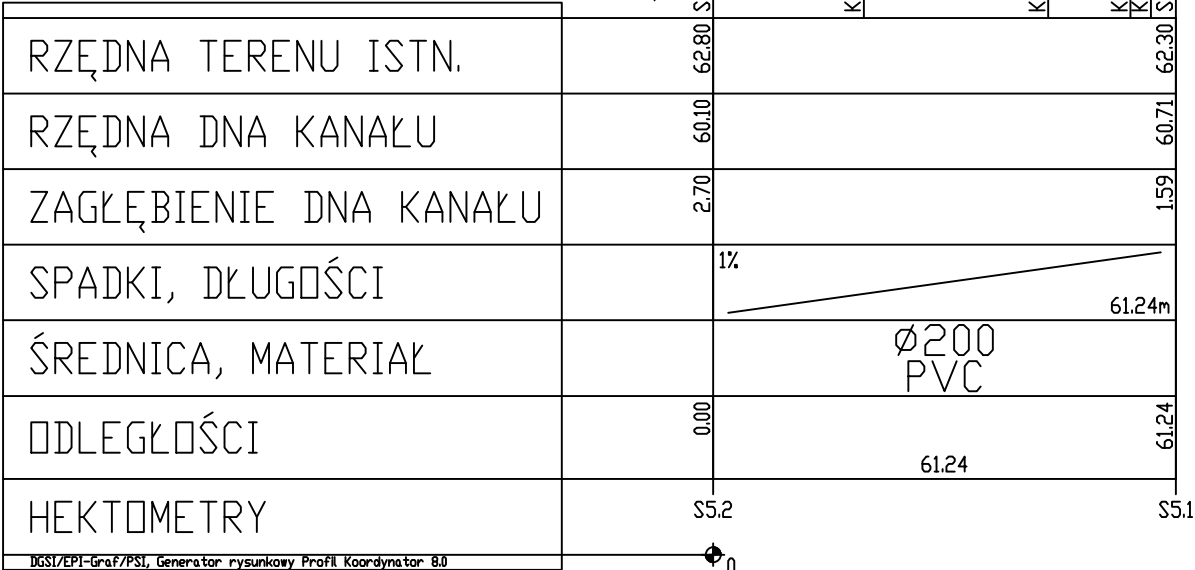
Profil kanalizacji
grawitacyjnej Stare Objezierze

Wykonał: Oskar Glegoła

Skala: 1:1000 nr rys. 7



OZNACZENIE PROFILU:
POZIOM PORÓWNAWCZY



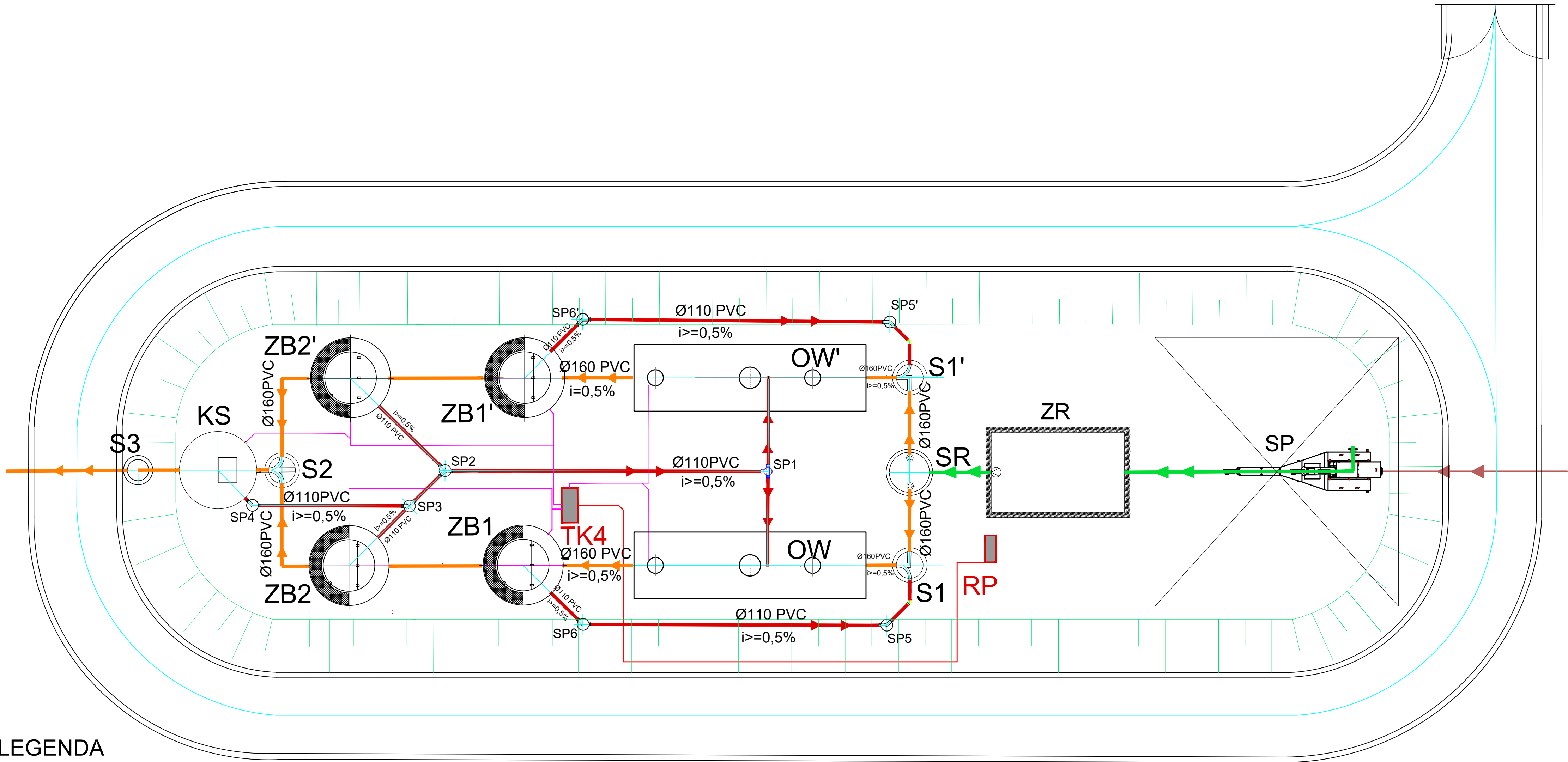
DGSI/EPI-Graf/PSI, Generator rysunkowy Profil Koordynator 8.0
Nazwa pliku: STARE OBJEZIERZE Projekt 1

ZUT

Profil oddzielnego
osiedla Stare Objezierze

Wykonał: Oskar Glegoła

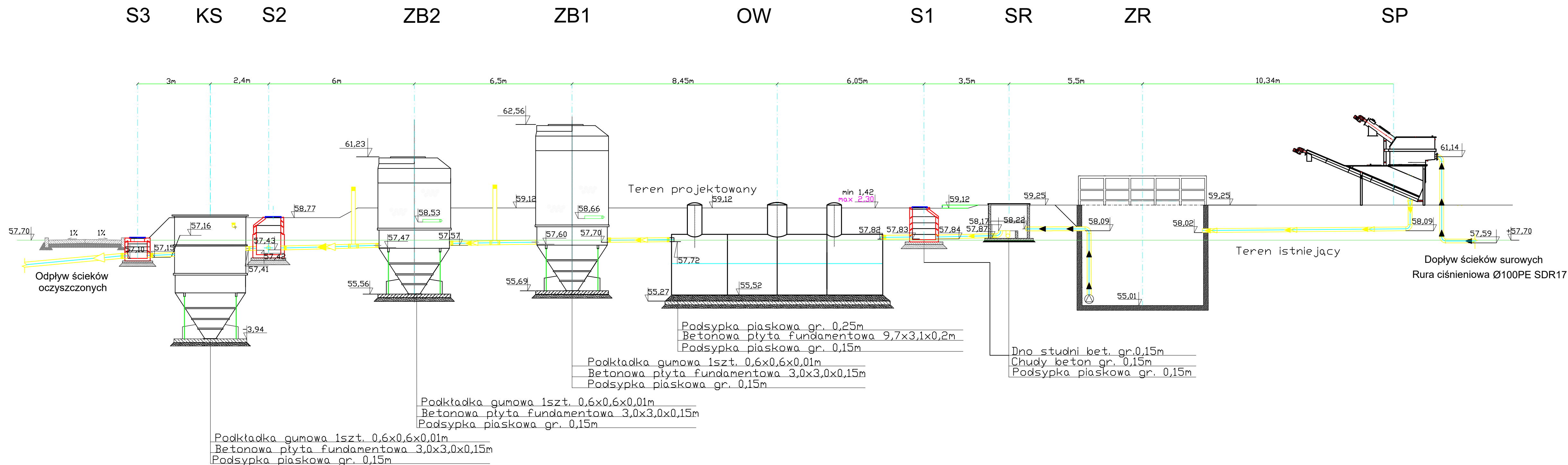
Skala: 1:1000 nr rys. 8



LEGENDA

- SP SITO-PIASKOWNIK
- ZR ZBIORNIK RETENCYJNY
- PW POMPOWNIĄ WSTĘPNA (wg proj./ pompowni)
- SR STUDNIE ROZPRĘŻNO-ROZDZIELCZA
- OW OSADNIK WSTĘPNY V=36m3
- ZB1 ZŁOŻE BIOLOGICZNE 1-stopnia (np. BIOCLERE B210)
- ZB2 ZŁOŻE BIOLOGICZNE 2-stopnia (np. BIOCLERE B150)
- KS KOMORA SEDYMENTACYJNA Ø 2900
- S1-3 STUDZIENKA betonowa Ø 1000-1200

ZUT			
Plan oczyszczalni ścieków z drogą dojazdową			
Wykonał: Oskar Glegoła			
Skala:	1:50	nr rys.	10



LEGENDA

- SP SITO-PIASKOWNIK
- ZR ZBIORNIK RETENCYJNY
- PW POMPOWNIA WSTĘPNA (wg proj./ pompowni)
- SR STUDNIE ROZPRĘŻNO-ROZDZIELCZA
- OW OSADNIK WSTĘPNY V=36m3
- ZB1 ZŁOŻE BIOLOGICZNE 1-stopnia (np. BIOCLERE B210)
- ZB2 ZŁOŻE BIOLOGICZNE 2-stopnia (np. BIOCLERE B150)
- KS KOMORA SEDYMENTACYJNA Ø 2900
- S1-3 STUDZIENKA betonowa Ø 1000-1200

- KANALIZACJA ŚCIEKÓW SUROWYCH
GRAWITACYJNA / TŁOCZNA
- KANALIZACJA TECHNOLOGICZNA Ø160PVC
- KANALIZACJA ŚCIEKÓW OCZYSZCZONYCH
Ø160PVC

ZUT			
Profil linii oczyszczania ścieków			
Wykonał:		Oskar Glegoła	
Skala:	1:50	nr rys.	11

Obróbka osadu

Odwadnianie osadu przez workownice

► MODEL: FILSA

Funkcja:

- Usuwanie i odwadnianie osadu pochodzącego z oczyszczalni o małych i średnich przepływach.
- Worki, po oddzieleniu większej części wody od osadu, zostają pozostawione w obszarach suszenia w celu całkowitego odwodnienia – dwa etapy procesu odwadniania.



Charakterystyka:

- Stosowanie worków z materiału zapewniającego doskonałą przepuszczalność wody i powietrza. Osad nie zatyka porów materiału, co sprzyja dobrej cyrkulacji powietrza.
- Urządzenie wykonane z polipropylenu z wewnętrznym stelażem ze stali nierdzewnej AISI 304
- Taczka do transportu worków.
- Dostępna liczba worków 1, 2, 4 lub 8.
- Worki filtrujące, wykonane z geowłókniny.
- 10 sztuk worków na każdy spust z komory rozdzielczej.
- Elektrozwór i zestawem bezpieczeństwa (opcjonalnie)
- Sonda poziomu podłączona do panelu sterowania.
- Panel sterowania (opcjonalnie).
- Zawór motylkowy na wlocie do urządzenia.
- Zawory motylkowe do podłączania worków.
- Automatyczna faza filtracji i napętnianie grawitacyjne.
- Niskie koszty utrzymania i energii.
- Wysoka wydajność od 10 do 20% suchej masy po kilku godzinach i 40 do 80% suchej masy po suszeniu na zewnątrz.



MODEL	PRZEP. MAKS. [M3/D]	LICZBA SPUSTÓW/ ILOŚĆ WORKÓW	SZER. [MM]	WYS. [MM]	DŁ. [MM]	DOPŁYW DN	ODPŁYW DN	PRZEWÓD DN
FILSA 01	1	1 / 10	660	1.690	951	1 X 80	1 X 80	1X100
FILSA 02	2	2 / 20	770	1.750	1.300	1 X 100	1 X 100	1X100
FILSA 04	4	4 / 40	1.100	1.750	1.350	2 X 100	1 X 100	1X100
FILSA 08	8	8 / 80	1.145	1.750	2.250	2 X 100	1 X 100	1X100

* dla różnych przepływów i liczby worków, prosimy o kontakt

SITOPISKOWNIK SSP/ 1

Ściek surowy w pierwszym etapie oczyszczania poddawany jest zazwyczaj oczyszczaniu mechanicznemu, w którym usuwane są zanieczyszczenia stałe (skratki) oraz piasek.

Optymalnym rozwiązaniem technicznym na tym etapie jest zastosowanie zintegrowanego sitopiaskownika typu SSP. Urządzenie może być instalowane zarówno wewnątrz pomieszczeń jak i na wolnym powietrzu, gdyż opcjonalnie wyposażone jest w system grzewczy wraz z ociepleniem.

Ściek surowy podawany z przepompowni kierowany jest w urządzeniu najpierw na sito spiralne, gdzie następuje separacja skratek. Są one usuwane na zewnątrz urządzenia przenośnikiem ślimakowym. Przenośnik w części sitowej wyposażony jest w szczotkę czyszczącą sito oraz w części transportowej w system płukania i prasowania skratek.

Ściek oczyszczony na sicie trafia do separatora piasku, gdzie następuje sedymentacja i usuwanie piasku na zewnątrz przenośnikiem ślimakowym.

Urządzenie w całości sterowane jest automatycznie z możliwością ręcznego włączania.

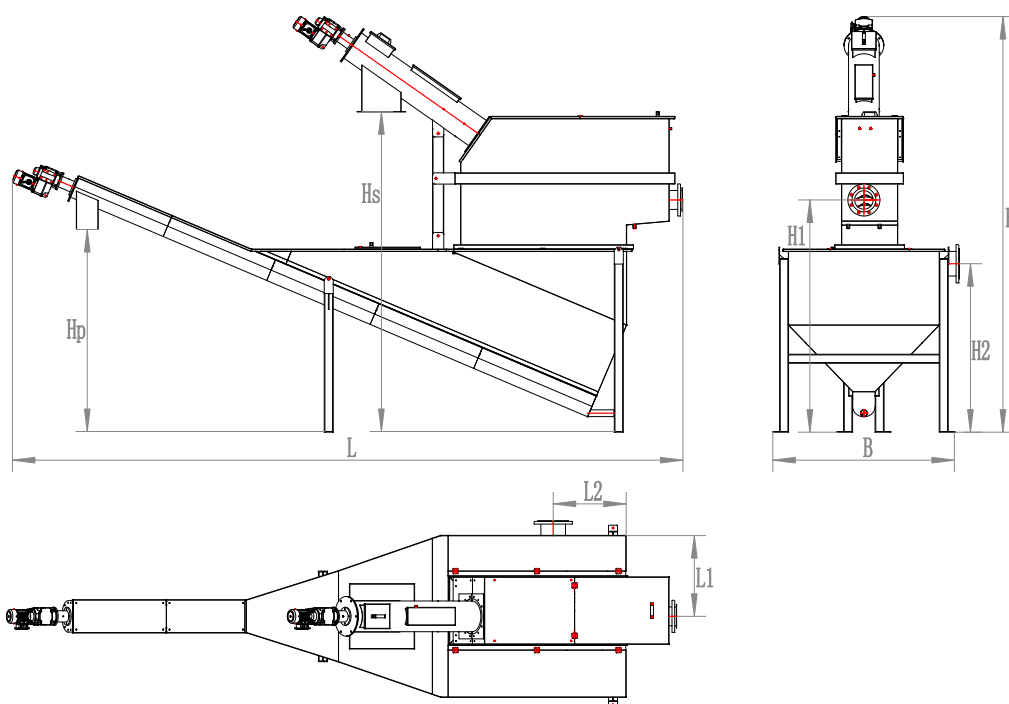
Proces oczyszczania w sitopiaskowniku jest zhermetyzowany, a wszystkie elementy konstrukcyjne wykonane są ze stali nierdzewnej gatunku AISI 304.



DANE TECHNICZNE

Podstawowe parametry

	SSP 15	SSP 30
Przepustowość [l/s]	5- 15	15- 30
Średnica perforacji sita [mm]	3 - 6	
Średnica rury wlotowej [mm]	100-200	150-200
Średnica rury wylotowej [mm]	150-200	200-250
Masa netto [kg]	900	1000
Moc zainstalowana [kW]	2 x 0,18 = 0,36	
Moc ogrzewania [kW]	3-5	
Zdolność usuwania piasku [%]	90% dla cząstek > 0,2 mm	

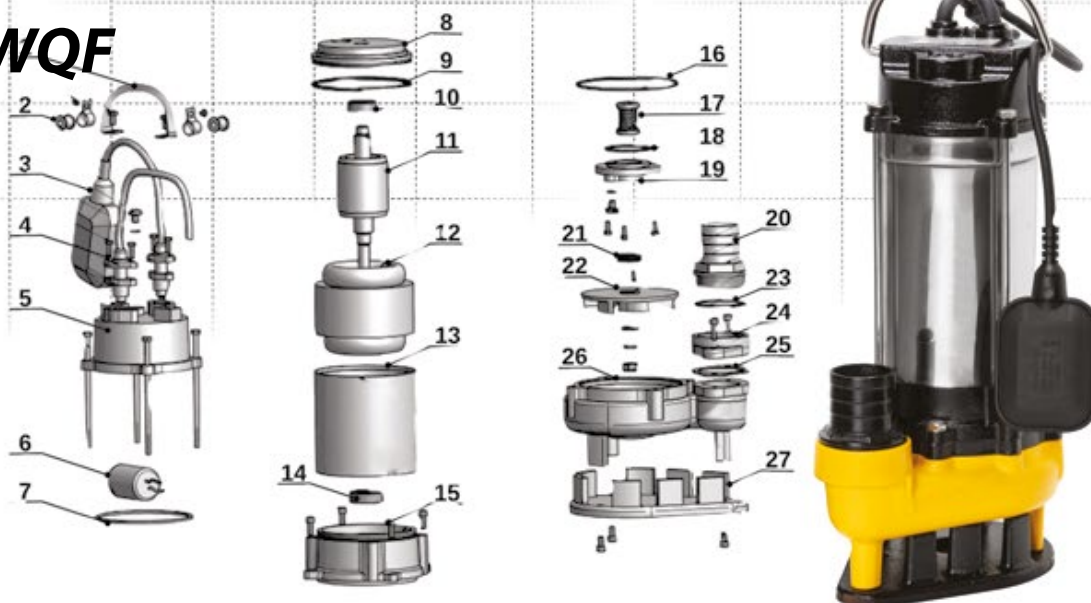


Wymiary [mm]

	SSP 15	SSP 30
Długość L	6000	6000
Szerokość B	1600	2200
Wysokość H	3700	3700
Zrzut skratek Hs	1400	1400
Zrzut piasku Hp	1400	1400
Wlot H1/ L1	2000	2000
Wylot H2/ L2	1500	1500

Producent zastrzega sobie prawo
do wprowadzania modyfikacji w celu
ciągłego ulepszania produktów

WQF

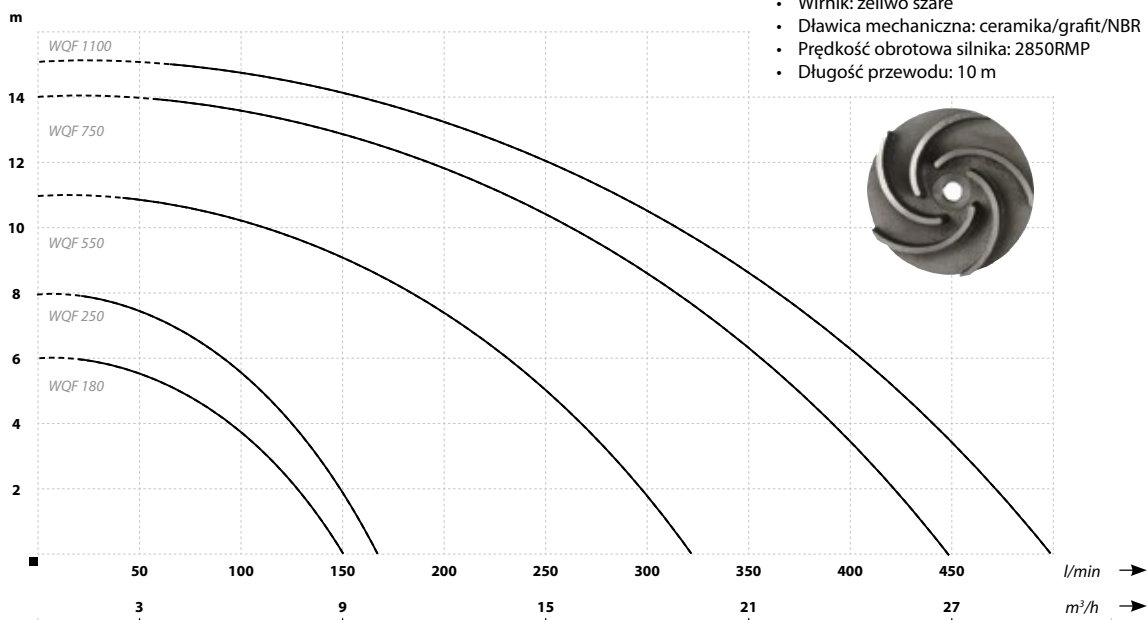


Seria pomp zatapialnych przeznaczonych do przepompowywania ścieków, brudnej wody oraz wody z zalanych pomieszczeń. Pompy zaopatrzone są w wyłącznik pływakowy automatycznie sterujący ich pracą. Gwintowany króciec tłoczny oraz komplet redukcji umożliwia podłączenie węża tłocznego za pomocą opaski lub szybkozłącza strażackiego. Pompy WQF wyposażone zostały w zabezpieczenie termiczne montowane w uzwojeniu silnika. Obudowa silnika wykonana została ze stali nierdzewnej AISI304 a wirnik z żeliwa szarego.

ZASTOSOWANIE:

Pompowanie ścieków z szamb przydomowych oraz odwadnianie zalanych pomieszczeń, domów, garaży i lokali. Pompowanie wód deszczowych i powierzchniowych ze stawów, jezior i rzek, zasilanie oczek wodnych.

↑ Wydajność/Podnoszenie



Warunki pracy:

- Maksymalna temperatura cieczy 35°C
- Maksymalna temperatura otoczenia 40°C
- Zabezpieczenie termiczne: tak
- Klasa izolacji B
- Tryb pracy – ciągły
- Bezpieczeństwo – IP68
- PH wody: 5-9

Materiały:

- Obudowa silnika: stal nierdzewna AISI 304
- Korpus: żeliwo szare
- Wał i rotor: stal nierdzewna AISI 304
- Wirnik: żeliwo szare
- Dławica mechaniczna: ceramika/grafit/NBR
- Prędkość obrotowa silnika: 2850RPM
- Długość przewodu: 10 m

PARAMETRY

Nazwa	Podnoszenie (m)	Wydajność (l/min)	Moc silnika (W)	Zasilanie (V)	Przełot przez wirnik (mm)	Pobór prądu (A)	Króciec (cale)	Wymiary śr/wys (cm)	Waga (kg)
WQF 180	6	150	180	230	20	1,75	1	17/37	8
WQF 250	8	170	250	230	20	2,6	1	17/39	9
WQF 550	11	320	550	230	35	4,6	2	25/45	15
WQF 750	14	450	750	230	35	6,7	2	25/47	18,1
WQF 1100	15	500	1100	230	35	9,1	2	26/48	21