

**PROJEKT BUDOWLANY I WYKONAWCZY
ZAGOSPODAROWANIA BRZEGÓW JEZIORA GUZIANKA DUŻA
WRAZ Z PRZYLEGŁYMI TERENAMI ZIELENI MIEJSKIEJ I DAWNEGO TARTAKU
W RUCIANEM-NIDZIE – CZĘŚĆ PÓŁNOCNA**

Nazwa elementu projektu budowlanego

**PROJEKT TECHNICZNY I WYKONAWCZY ZEWNĘTRZNEJ INFRASTRUKTURY
TECHNICZNEJ**

Numer tomu projektu technicznego

TOM XIII / XIV

Specjalność

**INSTALACYJNA W ZAKRESIE SIECI, INSTALACJI I URZĄDZEŃ: CIEPLNYCH,
WODOCIĄGOWYCH I KANALIZACYJNYCH**

Imię i nazwisko lub nazwa inwestora oraz jego adres

GMINA RUCIANE NIDA

Al. Wczasów 4, 12-220 Ruciane Nida

Nazwa zamierzenia budowlanego

Zagospodarowanie brzegów jeziora Guzianka Duża wraz z przyległymi terenami zieleni miejskiej i dawnego tartaku w Rucianem-Nidzie – część północna: budynek zaplecza sanitarnego; sezonowy budynek obsługi publicznych terenów sportowo-rekreacyjnych; trzy parkingi naziemne; plac rekreacyjno-sportowy; mała architektura wraz z następującymi urządzeniami budowlanymi: przyłączy i instalacja zewnętrzna wodociągowa; przyłączy i instalacja zewnętrzna kanalizacji sanitarnej; instalacja zewnętrzna kanalizacji deszczowej; instalacja zewnętrzna elektroenergetyczna; instalacja zewnętrzna oświetleniowa; kanał kablowy; wraz z ukształtowaniem i zagospodarowaniem terenu.

Jednostka projektowa

RESTUDIO JACASZEK ARCHITEKCI sp. z o.o., 80-247 Gdańsk, ul. Sobótki 11A/6

Adres obiektu budowlanego

Ruciane Nida, dz. Nr 74, 97/3, 102 (część działki)

Kategoria obiektu budowlanego

Kategoria XXVI - sieci, jak: [...], wodociągowe, [...] – przebudowa fragmentu

Identyfikatory działek ewidencyjnych, na których obiekt jest usytuowany

281604_4.0001.74, 281604_4.0001.97/3, 281604_4.0001.102 (część działki)

Projektanci

mgr inż. Bożena Korczak projektant	nr upr. 19/Gd/96	w specjalności instalacyjnej w zakresie sieci, instalacji i urządzeń: cieplnych, wodociągowych i kanalizacyjnych
mgr inż. Piotr Korczak sprawdzający	nr upr. 116/Gd/00	w specjalności instalacyjnej w zakresie sieci, instalacji i urządzeń: cieplnych, wodociągowych i kanalizacyjnych

CZĘŚĆ OPISOWA

Oświadczenie o zgodności z przepisami	3
OPIS TECHNICZNY	4
1. Podstawa opracowania	4
2. Zakres opracowania	4
3. Opis stanu istniejącego i charakterystyka obiektu	4
4. Warunki gruntowo-wodne	4
5. Zaopatrzenie w wodę	5
5.1. Zapotrzebowanie na wodę	5
5.2. Przepływy obliczeniowe wody, dobór średnic podłączeń wodociągowych	5
5.3. Opis rozwiązań	5
5.3.1. Przyłącze wodociągowe	5
5.3.2. Studnia wodomierzowa	6
5.3.3. Trasy wodociągów	6
5.3.4. Głębokość ułożenia przewodów	6
5.3.5. Materiały	6
5.4. Technologia montażu i roboty ziemne	7
6. Odprowadzenie ścieków	8
6.1. Bilans ścieków	8
6.2. Natężenie przepływu ścieków i dobór średnic przewodów	8
6.3. Obliczenia parametrów przepompowni PS1	9
6.4. Opis rozwiązań	9
6.4.1. Trasy kanalizacji i lokalizacja urządzeń	9
6.4.2. Profil podłużny kanalizacji – głębokość ułożenia przewodów	9
6.4.3. Materiały	9
6.4.4. Ubrojenie kanalizacji grawitacyjnej	9
6.4.5. Ubrojenie kanalizacji ciśnieniowej	10
6.4.6. Separator tłuszczu	10
6.4.7. Przepompownia ścieków PS1	10
6.4.8. Zasilanie elektroenergetyczne, automatyka i sterowanie	11
6.4.9. Przyłącze kanalizacji sanitarnej	11
6.5. Technologia wykonania	11
7. Odprowadzenie i zagospodarowanie wód opadowych	12
7.1. Opis ogólny rozwiązań	12
7.2. Bilans wód opadowych	12
7.3. Obliczenie stężenia zanieczyszczeń w wodach deszczowych	13
7.4. Dobór urządzeń podczyszczających	14
7.5. Opis rozwiązań	15
7.5.1. Trasy kanalizacji i lokalizacja urządzeń	15
7.5.2. Profil podłużny kanalizacji – głębokość ułożenia przewodów	15
7.5.3. Materiały	15
7.5.4. Ubrojenie kanalizacji deszczowej	15
7.6. Technologia wykonania	15
8. Uwagi końcowe	16

ZAŁĄCZNIKI

Karta techniczna doboru przepompowni	18
--	----

CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. 1.	Plan sytuacyjny – przyłącza, zewnętrzne instalacje wodociągowe i kan. sanitarnej	1:500
Rys. 2.	Plan sytuacyjny – instalacja kanalizacji deszczowej	1:500
Rys. 3.	Profil wodociągów	1:100 / 1:500
Rys. 4.	Profil kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej i tłocznej	1:100 / 1:500
Rys. 5.	Profil kanalizacji sanitarnej tłocznej	1:100 / 1:500
Rys. 6.	Profil kanalizacji deszczowej	1:100 / 1:500
Rys. 7.	Schemat studni wodomierzowej	-----
Rys. 8.	Schemat studni i wpustów kanalizacyjnych	-----

2023-12-20 (zaktualizowano 06.03.2024)

Oświadczenie o zgodności z przepisami

Zgodnie z art. 34 ust. 3d pkt 3 ustawy z dnia 07.07.1994r. – Prawo Budowlane (t.j. Dz. U. z 2023 r. poz. 682, 553, 967, 1506, 1597, 1681, 1762, 1890, 1963, 2029 wraz z późniejszymi zmianami) oświadczam, że niniejszy

PROJEKT TECHNICZNY I WYKONAWCZY ZEWNĘTRZNEJ INFRASTRUKTURY TECHNICZNEJ
Specjalność: INSTALACYJNA W ZAKRESIE SIECI, INSTALACJI I URZĄDZEŃ: CIEPLNYCH,
WODOCIĄGOWYCH I KANALIZACYJNYCH
stanowiący element PROJEKTU BUDOWLANEGO ZAGOSPODAROWANIA BRZEGÓW JEZIORA
GUZIANKA DUŻA WRAZ Z PRZYŁĘGŁYMI TERENAMI ZIELENI MIEJSKIEJ I DAWNEGO TARTAKU
W RUCIANEM-NIDZIE – CZĘŚĆ PÓŁNOCNA [dz. nr 74, 97/3, 102 (część działki)]

sporządzony został zgodnie z obowiązującymi przepisami i zasadami wiedzy technicznej.

Projektanci

mgr inż. Bożena Korczak projektant	nr upr. 19/Gd/96	w specjalności instalacyjnej w zakresie sieci, instalacji i urządzeń: cieplnych, wodociągowych i kanalizacyjnych
mgr inż. Piotr Korczak sprawdzający	nr upr. 116/Gd/00	w specjalności instalacyjnej w zakresie sieci, instalacji i urządzeń: cieplnych, wodociągowych i kanalizacyjnych

Uwaga:

Projektant i Sprawdzający są wpisani do centralnego rejestru osób posiadających uprawnienia budowlane.

OPIS TECHNICZNY

1. Podstawa opracowania

Formalną podstawą opracowania jest zlecenie Restudio Sp. z o.o. z Gdańska.

Merytoryczną podstawę opracowania stanowią:

- 1.1. Wielobranżowe projekty zagospodarowania terenu i architektoniczno-budowlane obiektów w trakcie opracowywania;
- 1.2. Opinia geotechniczna z dokumentacją badań podłoża gruntowego opracowana przez Soft-Soil inż. G. Prusik ze Szczecina z 07.11.2022 r.;
- 1.3. Warunki techniczne nr ZGK.W.79.2022 i ZGK.K.86.2022 z dn. 10.10.2022 r. wydane przez ZGK w Rucianem-Nidzie;
- 1.4. Uzgodnienie nr ZGK.DT.14.2023 z dn. 27.06.2023 r. wydane przez ZGK w Rucianem-Nidzie;
- 1.5. Warunki techniczne nr ZGK.W.73.2023 i ZGK.K.84.2023 z dn. 26.10.2022 r. wydane przez ZGK w Rucianem-Nidzie;
- 1.6. Uzgodnienie nr ZGK.DT.39.2023 z dn. 27.11.2023 r. wydane przez ZGK w Rucianem-Nidzie;
- 1.7. obowiązujące normy i przepisy;
- 1.8. katalogi producentów urządzeń, rur i armatury.

2. Zakres opracowania

Opracowanie obejmuje projekt zaopatrzenia w wodę i odprowadzenia ścieków oraz odprowadzenia i zagospodarowania wód opadowych i roztopowych dla terenu planowanej inwestycji pn. „Zagospodarowanie brzegów jeziora Guzianka Duża wraz z przyległymi terenami zieleni miejskiej i dawnego tartaku – część północna, Ruciane-Nida, ul. Dworcowa – Ruciane Nida, dz. nr: 74, 97/3, 102 (część działki)”.

Projekt przewiduje odrębne systemy wody i kanalizacji sanitarnej dla części północnej oraz części południowej (odrębne przyłącza wod.-kan. do sieci gminnej).

W części północnej wydzielono odrębną zlewnię (nr 1) wód opadowych i roztopowych z wylotem do ogrodu deszczowego ujętego w projekcie dla części południowej.

3. Opis stanu istniejącego i charakterystyka obiektu

W rejonie inwestycji przebiegają sieci, przyłącza i instalacje wodociągowe oraz kanalizacji sanitarnej, częściowo nieczynne.

Główny przewód sieci wodociągowej to rurociąg \varnothing 160 mm biegnący wzdłuż ulic Dworcowej i Mazurskiej.

Na działce nr 74 w północnej części inwestycji przebiega gminna sieć kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej \varnothing 160 mm.

W części południowej grawitacyjna kanalizacja sanitarna sprowadzona jest do przepompowni ścieków na działce nr 115/96, z której wyprowadzony jest przewód tłoczny \varnothing 160 mm.

Na terenie inwestycji brak sieci kanalizacji deszczowej. Ulica Dworcowa i ulica Mazurska na wysokości przedmiotowej inwestycji posiadają system odwadniający poprzez wpusty drogowe do kolektorów deszczowych DN 200 ÷ 600.

Przedmiotem całego zamierzenia budowlanego jest budowa zespołu budynków usługowych związanych z budową portu jachtowego (część południowa) oraz urządzeniem terenów rekreacyjnych (część północna).

Na terenach rekreacyjnych w części północnej projektuje się sezonowe obiekty: zaplecze sanitarne [6] oraz budynek obsługi [7].

W ramach inwestycji powstanie infrastruktura towarzysząca, w tym urządzenia budowlane i instalacje oraz obiekty terenowe (np. mała architektura, miejsca postojowe).

Na terenie wyznaczone będą drogi dojazdowe, chodniki oraz ciągi pieszo-jezdne.

4. Warunki gruntowo-wodne

(na podst. Opinii wym. w punkcie 1.2.)

Warstwę przypowierzchniową o miąższości 0,7 ÷ 2,5 m tworzą nasypy niekontrolowane zbudowane z piasków, gleby oraz w znacznej ilości gruzu i trocin oraz kory. Lokalnie natrafiano na oznaki występowania zanieczyszczeń ropopochodnych.

Poniżej nasypów lokalnie nawiercano grunty organiczne – torf i namuł.

Poniżej zalegają wilgotne utwory fluwioglacjalne. Są to piaski drobne lokalnie przewarstwione piaskami gliniastymi w stanie od luźnego do średnio zagęszczonego.

Lokalnie natrafiono na wkładki pyłów piaszczystych i piasków gliniastych w stanie twardoplastycznym.

Udokumentowano występowanie jednego poziomu wód gruntowych. Wody stabilizowały się na rzędnej około 117,8 ÷ 118,2 m n.p.m. Poziom silnie powiązany z poziomem lustra wód jeziora.

Współczynnik filtracji dla piasków drobnych: $k = (0,12 \div 0,023) \times 10^{-3}$ m/s.

Warunki gruntowo-wodne zaliczono do prostych w strefach przyszłej zabudowy kubaturowej oraz w przewadze do złożonych w strefie portu z racji zalegania nasypów, gruntów organicznych i płytko zalegającej wody podskórnej.

5. Zaopatrzenie w wodę

Woda na potrzeby projektowanych obiektów w części północnej – tereny rekreacyjne doprowadzona będzie z istniejącej sieci wodociągowej Ø 160 zlokalizowanej na działce nr 74.

W tej części projektuje się doprowadzenie wody do:

[6] budynek zaplecza sanitarnego - toalety

[7] budynek obsługi

hydrant pożarowy.

5.1. Zapotrzebowanie na wodę

Woda zimna zużywana będzie na cele socjalno-bytowe oraz na cele pożarowe. Zapotrzebowanie na wodę określono na podstawie rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dn. 14.01.2002 r. w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody (Dz.U. Nr 8, poz. 70) oraz na podstawie danych dostarczonych przez Inwestora.

Budynki [6] i [7] użytkowane będą tylko w okresie letnim.

Zapotrzebowanie na wodę przedstawiono w poniższej tabeli:

obiekt i typ rozbioru	lato	zima
Średnie dobowe $Q_{db, \text{sr}}$ [$\text{m}^3/\text{dobę}$]		
[6] Zaplecze sanitarne: 9 oczek \times 150 l/os/d (szatnie publiczne)	1,4	0
[7] Punkt obsługi: 2 os. \times 100 l/os/d (jak sklep, ciastkarnia)	0,2	0
RAZEM [$\text{m}^3/\text{dobę}$]	1,6	0
Maksymalne dobowe $Q_{db, \text{max}}$ [$\text{m}^3/\text{dobę}$] ($N_d = 1,5$)	2,4	0
Maksymalne godzinowe $Q_{h, \text{max}}$ [m^3/h] ($N_h = 3,0$)	1,2	0

5.2. Przepływy obliczeniowe wody, dobór średnic połączeń wodociągowych

Przepływ na potrzeby bytowo-socjalne

Przepływ obliczeniowy wody wg normy PN-92/B-01706 w oparciu o wzór dla usług:

$q = 0,698 \times (\Sigma q_n)^{0,5} - 0,12$ [dm^3/s], dla $0,1 \leq \Sigma q_n \leq 20 \text{ dm}^3/\text{s}$ i dla punktów czerpalnych o $q_n < 0,5 \text{ dm}^3/\text{s}$,

i wzór: $q = 1,08 \times (\Sigma q_n)^{0,5} - 1,82$ [dm^3/s], dla $\Sigma q_n \geq 20 \text{ dm}^3/\text{s}$,

q_n - normatywny wypływ z punktu czerpalnego [dm^3/s].

Na podstawie projektów poszczególnych obiektów:

obiekt	wypływ normatywny Σq_n	przepływ obliczeniowy q	średnica połączenia PE100 SDR17	wodomierz
[6] Zaplecze sanitarne	3,10	1,11	50 \times 3,0	JS10 DN32
[7] Punkt obsługi	1,00	0,58	32 \times 2,0	JS2,5 DN20
razem	4,10	1,28	50 \times 3,0	JS10 DN32

Przepływ na potrzeby pożarowe

Zapotrzebowanie wody do zewnętrznego gaszenia pożarów wynosi $10 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Projektuje się 1 hydrant nadziemny DN 80 o wydajności $q = 10 \text{ dm}^3/\text{s}$ przy ciśnieniu 0,2 MPa.

Przepływ obliczeniowy dla sytuacji pożarowej: $q = 10,0 + 0,15 \times 1,28 = 10,19 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Przyłącze

Projektuje się wykonanie przyłącza wodociągowego z rur PE100 Ø 110 \times 6,6 mm (PN10, SDR17).

Prędkość przepływu w przyłączy Ø 110 \times 6,6 dla przepływu obliczeniowego wyniesie: $w = 1,38 \text{ m/s}$.

Obliczenia hydrauliczne dla hydrantu pożarowego

Projektowany hydrant DN80 zamontowany będzie na odgałęzieniu gminnej sieci wodociągowej.

Założone minimalne ciśnienie w sieci w miejscu włączenia: 0,25 MPa.

Przepływ obliczeniowy: $q = 10,0 \text{ dm}^3/\text{s} = 36,0 \text{ m}^3/\text{h}$.

Ciśnienie na projektowanym hydrancie wyniesie:

ciśnienie początkowe:	25,00
geometryczna różnica wysokości: 124,90 – 120,30 =	+ 4,60
straty liniowe: $184,07 \times 0,018 + 2,38 \times 0,048 =$	- 3,43
straty miejscowe: $10\% \times 8,95 =$	- 0,34
straty miejscowe na wodomierzu:	- 2,40
straty miejscowe na zaworze antyskażeniowym:	- 0,97
ciśnienie końcowe na wylocie:	22,46 m H ₂ O = 0,225 MPa

czyli więcej niż wymagane 0,20 MPa.

5.3. Opis rozwiązań

5.3.1. Przyłącze wodociągowe

Projektuje się wykonanie przyłącza wodociągowego z rur PE100-RC Ø 110 \times 6,6 mm (PN10, SDR17) łączonych przez zgrzewanie elektrooporowe.

Włączenie do istniejącej sieci wodociągowej wykonać poprzez montaż trójnika żeliwnego redukcyjnego DN 150/100 kołnierзовego. Na odgałęzieniu zamontować zasuwę odcinającą kołnierзовą DN 100 z żeliwa sferoidalnego z miękkim doszczelnieniem i teleskopowym przedłużaczem.

Na przyłączy wodociągowym zamontować wodomierz do rozliczeń z dostawcą wody – Zakładem Gospodarki Komunalnej w Rucianem-Nidzie Sp. z o.o.

5.3.2. Studnia wodomierzowa

Umowny przepływ wodomierza:

$$q_w = 2 \times q = 2 \times 1,28 = 2,56 \text{ dm}^3/\text{s} = 9,22 \text{ m}^3/\text{h} < q_{\max} = Q_4 \text{ (wg MID, PN-EN 14154)}$$

Przepływ w sytuacji pożarowej: $q_{\text{poż}} = 10,19 \text{ dm}^3/\text{s} = 36,68 \text{ m}^3/\text{h}$.

Dobrano wodomierz sprzężony MWN/JS 65/4,0 o następujących parametrach:

ciągły strumień objętości	$Q_3 = 40 \text{ m}^3/\text{h}$
przeciążeniowy strumień objętości	$Q_4 = 50 \text{ m}^3/\text{h}$
minimalny strumień objętości	$Q_1 = 0,04 \text{ m}^3/\text{h}$
przepływ przełączania	$Q_{x1} = 2,0 \text{ m}^3/\text{h} / Q_{x2} = 2,8 \text{ m}^3/\text{h}$
zakres pomiarowy Q_3/Q_1	R1000
długość	300 mm
przyłącza	DN 65 kołnierзовe

Przed i za wodomierzem zachować odcinki pomiarowe zgodnie z instrukcją montażu wodomierza.

Zestaw wodomierzowy wraz z zaworem antyskażeniowym umieścić w studni wodomierzowej przy granicy działki. Projektuje się studnię prefabrykowaną o wymiarach $1,5 \times 2,5 \text{ m}$ i wysokości $2,0 \text{ m}$.

Studnia zlokalizowana będzie w terenie zielonym – pobocze drogi dojazdowej.

5.3.3. Trasy wodociągów

Główny przewód zewnętrznej instalacji wodociągowej $\varnothing 110$ przebiega od studni wodomierzowej w rejon przepompowni ścieków i dalej rozgałęzia się w kierunku budynków [6] i [7].

Trasę głównego wodociągu wytyczono wzdłuż ciągu komunikacyjnego.

W sąsiedztwie przepompowni ścieków zamontować hydrant pożarowy.

5.3.4. Głębokość ułożenia przewodów

Zagłębienie rurociągów przyjęto w nawiązaniu do projektowanej niwelety terenu oraz skrzyżowań z innym uzbrojeniem podziemnym istniejącym i projektowanym.

Na podłączeniach sezonowych punktów poboru wody, takich jak postumenty na nabrzeżach i pomostach oraz zawory czerpalne przy punktach zrzutu ścieków i w rejonie polanie rekreacyjnej, zabudowane będą studzienki zaworowe umożliwiające odcięcie i spust wody na okres zimowy.

Minimalne przykrycie przyłącza wodociągowego wynosi $1,6 \text{ m}$.

Przewody instalacji zewnętrznej prowadzić ze spadkami w kierunku studzienek odwodnieniowych. Przewiduje się spuszczenie wody z instalacji na okres zimowy.

Głębokość wykopu powinna uwzględniać wykonanie na całej szerokości wykopu podsypki piaskowo-żwirowej o grubości 15 cm , a w rejonach gruntów nienośnych wykonanie ławy żwirowej o grubości 20 cm .

5.3.5. Materiały

RURY: Przyłącze i zewnętrzną instalację wodociągową wykonać z rur polietylenowych wielowarstwowych PN10, SDR17 wg PN-EN 12201-2 z warstwą wewnętrzną z PE100-RC z płaszczem zewnętrznym z PE100-RC, łączonych przez zgrzewanie doczołowe oraz na kształtki zaciskowe dla średnic $\leq \varnothing 110$.

W odległości $0,20 \text{ m}$ nad wodociągami ułożyć należy taśmę lokalizacyjno-ostrzegawczą o szerokości $0,20 \text{ m}$ koloru niebieskiego z zatopioną wkładką metalową zamocowaną do zasuw, kurków i hydrantów.

KSZTAŁTKI: Odgałęzienia, zmiany kierunku i połączenia wykonać przy użyciu kształtek wg PN-EN 12201-3 w tym samym systemie i tego samego producenta co rury. Stosować kształtki zgrzewane segmentowe lub elektrooporowe, a dla średnic $\leq \varnothing 110$ także zaciskowe – zależnie od oferowanego asortymentu.

Przy etapowaniu robót odgałęzienia wykonać poprzez nawiązki typu NWZ do rur polietylenowych (stopy i obejmy z żeliwa sferoidalnego z wykładziną gumową, zewnętrzne i wewnętrzne zabezpieczenie antykorozyjne farbą proszkowo epoksydową) zintegrowane z zasuwami odcinającymi, zgodne z PN-EN 1074-2. Korpusy i pokrywy zasuw z żeliwa sferoidalnego obustronnie epoksydowanego, pierścienie z elastomeru, wrzeciona ze stali nierdzewnej, kliny z mosiądzu z powłoką elastomerową. Przyłącza gwintowe wg PN-EN 228-1.

Przy armaturze kołnierзовej zastosować kształtki z żeliwa sferoidalnego kołnierзовe wg PN-EN-545.

HYDRANT: Na odgałęzieniu od wodociągu zamontować hydrant nadziemny wg PN-EN 14384 (głowica - z żeliwa sferoidalnego pokryta fluidyzacyjnie żywicą epoksydową z powłoką poliestrową, stopa - z żeliwa sferoidalnego pokryta fluidyzacyjnie żywicą epoksydową, kolumna - stalowa ocynkowana ogniowo z zewnętrzną 2-składnikową powłoką poliuretanową, trzpień - ze stali nierdzewnej 1.4301, wrzeciono - ze stali nierdzewnej 1.4021, tłok - z mosiądzu z powłoką elastomerową) z zabezpieczeniem w przypadku złamania i z możliwością całkowitego odwodnienia. Hydrant zamontować tak, aby miejsce dopuszczalnego złamania

znajdowało się na wysokości $6 \div 10$ cm nad poziomem terenu.

Hydrant zamontować na odgałęzieniu z zasuwą odcinającą DN 80. Zasuwę zamontować w odległości min. 1 m od hydrantu i pozostawić w położeniu otwartym. Podłączenie hydrantu wykonać z użyciem kształtek (trójnik, kolana, kolano ze stopką) kołnierzych z żeliwa sferoidalnego obustronnie epoksydowanych wg PN-EN 545. Stopkę kolana hydrantowego oprzeć na fundamencie betonowym.

ZASUWY: Dla średnic $> DN 50$ należy zastosować zasuwy odcinające zgodne z PN-EN 1074-2, owalne klinowe kołnierze PN16, z miękkim uszczelnieniem i teleskopowymi przedłużaczami. Korpusy i pokrywy z żeliwa sferoidalnego obustronnie epoksydowanego, wrzeciona ze stali nierdzewnej, kliny z żeliwa sferoidalnego pokrytego powłoką z EPDM.

Dla średnic $\leq \varnothing 50$ zastosować zasuwy z przyłączem gwintowym wg PN-EN 228-1, korpusy i pokrywy z żeliwa sferoidalnego obustronnie epoksydowanego, pierścienie z elastomeru, wrzeciona ze stali nierdzewnej, kliny z mosiądzu z powłoką elastomerową.

Zasuwy oprzeć na fundamentach betonowych i wyposażyć w teleskopowe przedłużacze.

Zasuwy wyposażyć w obudowy i skrzynki uliczne żeliwne do instalacji wodnych wg PN-85/M-74081. W terenach nieutwardzonych skrzynki ustabilizować w nawierzchni warstwą betonu $0,5 \times 0,5 \times 0,3$ m, w nawierzchniach brukowanych – skrzynki obrukować.

Lokalizację zasuw i hydrantu należy trwale oznakować przy użyciu tabliczek segmentowych z tworzywa sztucznego.

STUDNIA WODOMIERZOWA: Projektuje się studnię prefabrykowaną z elementów betonowych o wymiarach $1,5 \times 2,5$ m i wysokości 2,0 m. Studnię wyposażyć we włącz żeliwny $\varnothing 600$ mm klasy D400, włącz izolacyjny, stopnie, klamry złączowe lub drabinkę oraz wentylację nawiewno-wywiewną. Kanały wentylacyjne wyprowadzić na najbliższy teren zielony. W dnie wykonać zagłębienie do celów odwodnienia. Przejścia rurociągów przez ściany studni wykonać jako szczelne.

Alternatywnie zastosować studnię prefabrykowaną mrozoodporną z tworzywa sztucznego $\varnothing 1000$ mm.

STUDNIE ZAWOROWE: Jako studzienki z zaworami odcinającymi i spustowymi zastosować studzienki małogabarytowe o średnicy 600 mm z dnem otwartym. Korpusy z tworzywa sztucznego, izolowane termicznie obwodowo do głębokości min. 0,6 m ppt. Studzienki zlokalizowane w terenach poza ruchem kołowym wyposażyć w pokrywy żeliwne klasy B125. Zastosować pokrywy z izolacją termiczną.

W studzienkach zamontować kulowe kurki odcinające i spustowe ze złączkami do węży oraz izolatory przepływu typu HA.

5.4. Technologia montażu i roboty ziemne

Roboty prowadzić w wykopach otwartych wąskoprzestrzennych o ścianach pionowych umocnionych, zabezpieczonych szalunkami pełnymi. Pionowe ściany wykopów o głębokości ponad 1,0 m muszą być bezwzględnie umocnione. Szerokość dna wykopu w świetle min. 0,8 m. W miejscach montażu armatury i studni wykonać poszerzenia zachowując odległość min. 0,5 m od ściany studni. Wykopy w miejscach zbliżeń i skrzyżowań z istniejącym uzbrojeniem podziemnym, w sąsiedztwie drzew i przy budynkach wykonywać ręcznie.

Do umocnienia ścian wykopów zastosować szalunki systemowe płytowe z zamkami zapewniającymi szczelność w gruntach nawodnionych i rozporami o regulowanej długości. Rozparcia obudowy wykonywać tak, aby minimalizować odkształcenia konstrukcji mogące mieć wpływ na przyległe obiekty. Obudowy opuszczać nadążnie za pogłębianiem wykopów. Szalunki wyciągać stopniowo z równoczesnym zagęszczaniem kolejnych warstw zasypki.

Roboty należy prowadzić odcinkami bardzo szybko, aby nie doprowadzić do pogorszenia parametrów gruntu przez czynniki atmosferyczne.

Istniejące rurociągi i przewody przebiegające przez wykopy należy zabezpieczyć przed uszkodzeniami mechanicznymi osłonami lub obudowami, a następnie ich podwieszenie lub podparcie.

Rurociągi układać na podsypce piaskowo-żwirowej grubości 15 cm zagęszczonej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$.

W miejscach występowania gruntów słabonośnych wykonać częściową wymianę gruntu. Z dna wykopu należy usunąć warstwę o grubości min. 0,35 m. Na dnie wykopu należy wykonać materac o grubości 0,20 m z warstwy kruszywa łamanego lub żwiru o uziarnieniu $2 \div 63$ mm i zagęszczeniu do wskaźnika $I_s \geq 0,95$ w geowłókninie o gramaturze 250 g/m^2 . Geowłókninę ułożyć z zakładem 0,5 m. Na materacu wykonać podsypkę piaskową jw.

Obsypkę i zasypkę wstępną do wysokości 30 cm nad rurą wykonać z piasku lub pospółki, dokładnie zagęszczając kolejne warstwy do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0,97$ pod drogami i $I_s \geq 0,95$ w terenach zielonych. Zasypkę główną wykonać z piasku lub pospółki zagęszczanej lub gruntu rodzimego pod warunkiem, że maksymalna wielkość cząstek nie przekracza 30 mm. Pod drogami zasypkę wykopów wykonać zgodnie z punktem 2.11. normy PN-S-02205. Wskaźnik zagęszczenia zasypki powinien wynosić $I_s \geq 1,00$ do głębokości 1,2 m od spodu podbudowy drogi. Na większych głębokościach oraz w terenach zielonych dopuszczalny jest wskaźnik zagęszczenia $I_s \geq 0,97$ pod warunkiem zastosowania środków łagodzących skutki osiadań (zastosowanie kruszyw dobrze zagęszczalnych). Zasypkę do wysokości 1,0 m nad rurą zagęszczać sprzętem lekkim (ubijaki wibracyjne do 0,3 kN, lub wstrząsarki płytowe do 1 kN).

W przeważającej większości przewody posadowione będą powyżej poziomu wód gruntowych, więc ich montaż w wykopach otwartych nie będzie wymagał robót odwodnieniowych.

Wodociągi biegnące w pobliżu placu nawodnego posadowione będą w strefie, gdzie w zależności od sezonowych wahań zwierciadła wody gruntowej, może wystąpić konieczność zabezpieczenia przed napływem wody do wykopu. Jako zabezpieczenie wykopów przed napływem wód zastosować szczelne obudowy z szalunków płytowych z zamkami lub z grodziec stalowych typu Larssen. Roboty w tym rejonie prowadzić krótkimi odcinkami, a wykopy chronić przed napływem wód opadowych. Ewentualnie napływające wody opadowe usuwać drenażem wzdłużnym do studzienki zbiorczej. Dopuszcza się wykonanie tych odcinków metodami bezwykopowymi lub wąskowykopowymi z rur o podwyższonej wytrzymałości. W przypadku zastosowania tych rur nie jest wymagane wykonanie podsypki ani obsypki.

Głębiej posadowione studzienki posadowić w wykopach z obudową szczelną z grodziec stalowych typu Larssen z korkami betonowymi wykonanymi metodą betonowania podwodnego.

Zasuwy wodociągowe i stopki hydrantów ustawić na fundamentach z betonu C12/15.

Studzienki posadowić na podbudowie z piasku stabilizowanego cementem (60 kg na 1 m³ piasku) grubości 30 cm lub warstwie zagęszczonego piasku grubości 30 cm do osiągnięcia wskaźnika I_s = 0,98.

Alternatywnie studnie posadowić na płytach betonowych.

Po zakończeniu montażu należy wykonać próby szczelności zgodnie z PN-B-10725: 1997 i wytycznymi producenta rur. Próby szczelności wykonywać sukcesywnie w miarę postępu robót. Próbę przeprowadzić na ciśnienie 1,0 MPa przez okres 30 min. Przed wykonaniem próby należy rurociągi zabezpieczyć przed możliwością przemieszczenia i odsłonić wszystkie złącza. Próbę wykonać wodą wodociągową.

Po uzyskaniu pozytywnego wyniku próby szczelności należy wykonać płukanie rurociągów czystą wodą wodociągową z prędkością przepływu ok. 1,0 m/s. Wodę po zakończeniu płukania należy poddać badaniom fizykochemicznym i bakteriologicznym w upoważnionym laboratorium.

W przypadku negatywnego wyniku badań bakteriologicznych, rurociągi poddać dezynfekcji roztworem wodnym wapna chlorowanego (0,5 kg / 1 m³ wody) lub podchlorynu sodu (2 dm³ / 1 m³ wody). Czas trwania dezynfekcji: 24 godziny. Po usunięciu roztworu ponownie wykonać płukanie i badanie. Czynności powtórzyć do osiągnięcia pozytywnego wyniku badania. Przed wprowadzeniem do odbiornika wodę zawierającą chlor poddać neutralizacji przy użyciu tiosiarczanu sodu.

6. Odprowadzenie ścieków

Ścieki z projektowanych obiektów w części północnej – tereny rekreacyjne odprowadzone będą do istniejącej sieci kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej Ø 200 zlokalizowanej na działce nr 74.

W tej części projektuje się odprowadzenie ścieków z:

[6] budynek zaplecza sanitarnego - toalety

[7] budynek obsługi.

Ścieki będą miały charakter ścieków bytowych, przy czym ścieki z budynku obsługi mogą zawierać zwiększone stężenia tłuszczów i będą podczyszczane.

6.1. Bilans ścieków

Ilość ścieków wynosić będzie ok. 90% zapotrzebowania wody, tj.:

	lato	zima
Średnie dobowe Q _{db,śr} [m ³ /dobę]	1,4	0
Maksymalne dobowe Q _{db,max} [m ³ /dobę]	2,2	0
Maksymalne godzinowe Q _{h,max} [m ³ /h]	0,3	0

6.2. Natężenie przepływu ścieków i dobór średnic przewodów

Chwilowa natężenie przepływu ścieków sanitarnych wg normy PN-EN-12056-2:2002 w oparciu o wzór:

$$Q_{tot} = Q_{ww} + Q_p = K \times (\Sigma DU)^{0,5} [dm^3/s],$$

K – współczynnik częstości,

DU – odpływ jednostkowy [dm³/s].

Na podstawie projektów poszczególnych obiektów:

obiekt	ΣDU [dm ³ /s]	K	Q _{ww} [dm ³ /s]	podłączenie PVC SN8 [mm]
ścieki bytowo-gospodarcze				
[6] Zaplecze sanitarne	20,80	1,0	4,56	Ø 160 × 4,7
[7] Punkt obsługi	3,30	0,7	1,27	Ø 160 × 4,7
razem ścieki byt.-gosp.	24,10	0,959	4,71	Ø 160 × 4,7
ścieki technologiczne z zaplecza gastronomicznego				
[7] Punkt obsługi	3,40	0,7	1,29	Ø 160 × 4,7
razem [7]	7,70	0,7	1,94	Ø 160 × 4,7
RAZEM – przepompownia PS1	27,50	0,952	4,99	Ø 160 × 4,7

Minimalny spadek przyłącza wynosi 1,5 %.

Przylącze

Projektuje się wykonanie przylącza kanalizacji sanitarnej z rur PVC-U o średnicy $\varnothing 160 \times 4,7$ mm.

Prędkość przepływu w przylączu $\varnothing 160 \times 4,7$ dla przepływu obliczeniowego przy spadku $i = 1,5\%$ wyniesie: $w = 0,91$ m/s, wypełnienie 35%, zatem zapewni samoczyszczenie i przewietrzanie..

Ścieki technologiczne

Przepływ maksymalny ścieków technologicznych dla doboru separatora tłuszczu: $Q_{\max} = 1,29$ l/s.

Nominalna wielkość separatora: $NS = Q_{\max} \times f_t \times f_d \times f_r$, gdzie współczynniki $f_t = 1$, $f_d = 1$, $f_r = 1,3$, stąd
 $Q_{\max} = 1,29 \times 1 \times 1 \times 1,3 = 1,68$ l/s.

6.3. Obliczenia parametrów przepompowni PS1

Dopływ obliczeniowy do przepompowni:

$$Q_{h\max} = 1,4 \times 1,5 \times 3,0 / 10 \text{ h} = 0,63 \text{ m}^3/\text{h}$$

Wydajność przepompowni przyjęto: $Q_p = 2,0 \text{ m}^3/\text{h} = 0,58 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Zgodnie z wymaganiami ZGK przyjęto zastosowanie pomp wirowych wyporowych z wirnikiem ślimakowym wraz z rozdrabniaczem. Gestor sieci dopuszcza montaż przepompowni prod. Inwar lub Presk Pol. W projekcie przyjęto jako referencyjną przepompownię prod. Inwar.

Rurociąg tłoczny PE100-RC $\varnothing 40 \times 3,0$ mm o długości 158,8 m.

Przyjęto 2 pompy zatapialne pracujące naprzemiennie, z możliwością pracy równoległej w okresach dużego napływu ścieków.

Geometryczna wysokość podnoszenia: $H_{\text{geo}} = 4,51 + 1,12 = 5,63$ m

Straty liniowe: $H_l = 2,44$ m

Straty miejscowe: $H_m = 0,43$ m

Wymagana całkowita wysokość podnoszenia: $H_p = H_{\text{geo}} + H_l + H_m = 5,63 + 2,44 + 0,43 = 8,50$ m.

Przyjęto 2 pompy typu ORKA-N ($P_1 \leq 2 \times 0,8$ kW; $\sim 3 \times 400$ V).

Parametry zbiornika:

średnica zbiornika $\varnothing 1,00$ m

wysokość wlotu nad dnem 1,00 m (wg uzgodnienia ZGK)

Rzędna dna zbiornika $R_d = 117,85 - 1,00 = 116,85$ m n.p.m.

6.4. Opis rozwiązań

6.4.1. Trasy kanalizacji i lokalizacja urządzeń

Trasy kanalizacji sanitarnej dostosowano do projektowanego zagospodarowania terenu oraz układu wysokościowego terenu i odbiornika. Przebieg głównych ciągów kanalizacyjnych wytyczono w miarę możliwości wzdłuż ciągów komunikacyjnych dostosowując do wyjść instalacji kanalizacyjnej z poszczególnych obiektów podłączanych do kanalizacji sanitarnej.

Separator tłuszczu dla budynku obsługi zlokalizowano w odległości powyżej 5,0 m od otworów okiennych.

W ostatniej studni przed przepompownią zamontować zastawkę naścienną odcinającą na wlocie oraz kratę z prętów na wylocie. Studnię wykonać z osadnikiem 0,30 m.

Z przepompowni PS1 wyprowadzony jest przewód tłoczny do studni rozprężnej z wylotem do kanalizacji grawitacyjnej. Przewód wentylacyjny przepompowni wyprowadzić na teren zielony.

6.4.2. Profil podłużny kanalizacji – głębokość ułożenia przewodów

Zagłębienie kanalizacji sanitarnej przyjęto przy uwzględnieniu projektowanej niwelety terenu i rzędnych przewodów odpływowych na wyjściu z poszczególnych obiektów.

Minimalne przykrycie rurociągów grawitacyjnych wynosi 1,2 m, a rurociągów tłocznych 1,6 m.

Odcinki o mniejszym przykryciu należy zaizolować termicznie warstwą keramzytu pod folią budowlaną.

Maksymalne zagłębienie rurociągów nie przekracza 3,3 m.

Głębokość wykopu powinna uwzględniać wykonanie na całej szerokości wykopu podsypki piaskowo-żwirowej o grubości 15 cm, a w rejonach gruntów nienośnych wykonanie ławy żwirowej o grubości 20 cm.

6.4.3. Materiały

Kanały kanalizacji grawitacyjnej wykonać z rur PVC-U ze ścianką litą SDR34, SN8, o średnicach $\varnothing 160 \times 4,7$ mm łączonych na kielichy z uszczelkami, wg PN-EN 1401-1.

Przewód tłoczny kanalizacji ciśnieniowej wykonać z rur $\varnothing 40 \times 2,4$ mm PE100-RC SDR17 PN10 łączonych przez zgrzewanie, wg PN-EN 12201-2.

6.4.4. Uzbrojenie kanalizacji grawitacyjnej

STUDNIE REWIZYJNE: Na załamaniach trasy i połączeniach kanałów zaprojektowano studnie rewizyjne betonowe $\varnothing 1200$ i inspekcyjne $\varnothing 425$ z tworzywa sztucznego.

Studnie rewizyjne $\varnothing 1200$ wykonać z elementów z betonu C35/45 wodoszczelnego W-8, mało nasiąkliwego $n_w \leq 4\%$, mrozoodpornego F-150. Połączenia kręgów na fabryczną uszczelkę gumową. Studnie wyposażać w stopnie złazowe żeliwne rozmieszczone co 25 cm w dwóch rzędach w rozstawie 30 cm. Elementy denne

studni monolityczne. Płyty nastudzienne z otworem \varnothing 600 mm osadzić na pierścieniach odciążających. Studnie zabezpieczyć od zewnątrz preparatami bitumicznymi. Studnie zwieńczyć włazami z żeliwa szarego klasy D400. Studnie zamówić z wbudowanymi króćcami odpowiednimi do materiału i średnicy rurociągów lub z otworami do osadzenia przejść szczelnych.

Studzienki inspekcyjne \varnothing 425 wykonać z elementów systemowych z tworzywa sztucznego z kinetami DN 160. Trzony studni z rur karbowanych DN/ID 425 mm SN4. Zwieńczenie studzienek z rur teleskopowych DN/OD 425 mm z uszczelkami do rur karbowanych. Przykrycie włazami żeliwnymi klasy D400 z zamknięciem.

Pozostałe wymagania dot. studni wg PN-EN 1917.

ZASTAWKA: W ostatniej studni przez przepompownię PS1 na rurociągu wlotowym zamontować zastawkę naścienną DN 150 z kolistym przełotem dna lub rurową, z zamontowanym króćcem do podłączenia rurociągu. Zastawka przeznaczona do obsługi ręcznej z przedłużką do góry studni. Elementy zastawki powinny być wykonane ze stali nierdzewnej EN 1.4401 lub lepszej. Zawierało powinno posiadać uszczelnienie na obwodzie z EPDM. Szczelność dwustronna min. klasy 3 wg DIN 19569-4. Na ścianie studni należy przygotować powierzchnię do montażu zastawki przy pomocy kotew lub zastosować prefabrykowany element przylgowy dla studni DN 1200. Uszczelnienie do ściany z gumy piankowej EPDM.

KRATA: W ostatniej studni przez przepompownię PS1 na wylocie zamontować kratę z prętów stalowych \varnothing 14 mm w rozstawie co 50 mm. Zadaniem kraty jest wyłapywanie najgrubszych zanieczyszczeń w celu ochrony pomp. Czyszczenie kraty ręczne przez wygrabywanie z częstotliwością dostosowaną do potrzeb. Studzienkę wykonać z osadnikiem 0,30 m.

6.4.5. Uzbrojenie kanalizacji ciśnieniowej

STUDNIA ROZPRĘŻNA: Przewód tłoczny wprowadzić do studni rozprężnej. Zastosować studnię \varnothing 1000 mm z tworzywa sztucznego z kinetą rozprężną. Zwieńczenie studzienki włazem żeliwnym klasy D400 osadzonym na stożku betonowym. W studni zamontować antyodorowy neutralizator podwłazowy.

6.4.6. Separator tłuszczu

Na odpływie ścieków z budynku obsługi [7] zamontować separator tłuszczu NS = 2 zintegrowany z osadnikiem, wg PN-EN 1825-1 do zabudowy podziemnej. Zbiornik z prefabrykatów betonowych \varnothing 1200 z betonu C35/45, wodoszczelnego W-8, mało nasiąkliwego $n_w \leq 5\%$, mrozoodpornego F-150 wg PN-EN 858-1. Zbiornik wyposażać we właz żeliwny klasy D400 z antyodorowym neutralizatorem podwłazowym. Jako referencyjny w projekcie przyjęto separator typu EST-H 2/200 prod. Ecol-Unicon.

6.4.7. Przepompownia ścieków PS1

Na odpływie ścieków z budynków [6] i [7] projektuje się przepompownię w formie zbiornika podziemnego z 2 pompami zatapialnymi pracującymi naprzemiennie z możliwością pracy równoległej.

Jako referencyjne przyjęto 2 pompy prod. Inwap typu ORKA-N. Alternatywnie można zastosować przepompownię prod. Preskol.

Obliczeniowy punkt pracy: $Q_p = 0,85 \text{ dm}^3/\text{s}$ $H_p = 11,06 \text{ m}$

Przy pracy równoległej: $Q_p = 0,80 \text{ dm}^3/\text{s}$ $H_p = 21,76 \text{ m}$

Moc nominalna pompy $P_N = 0,8 \text{ kW}$; $\sim 3 \times 400 \text{ V}$.

Pompy wirowe wyporowe z wirnikiem ślimakowym i z rozdrabniaczem. Silnik przeznaczony do pracy ciągłej lub przerywanej, wyposażony w zabezpieczenia termiczne i przeciwwilgociowe.

Zbiornik przepompowni

Zbiornik z PEHD z nadstawką.

Możliwy montaż w trudnych warunkach gruntowo-wodnych (po wykonaniu balastu betonowego).

Średnica wewnętrzna: $D_{zb} = 1,0 \text{ m}$

Całkowita głębokość przepompowni: $H = 3,41 \text{ m}$

Wysokość całkowita z nadstawką: $H_{zb} = 2,50 + (0,50 \div 0,70) = 3,00 \div 3,20 \text{ m}$

Powyżej nadstawki zbiornika zamontować właz żeliwny ciężki osadzony na betonowym pierścieniu odciążającym.

Rzędne: pokrywy $H_{pok} = 120,26 \text{ m n.p.m.}$

terenu $H_{ter} = 120,26 \text{ m n.p.m.}$

wlotu (\varnothing 160 PVC) $H_{wlot} = 117,85 \text{ m n.p.m.}$

osi rurociągu tłoczego (\varnothing 40 PE) $H_{ti} = 118,37 \text{ m n.p.m.}$

dna $H_{dno} = 116,85 \text{ m n.p.m.}$

Jako referencyjną przyjęto przepompownię prod. Inwap typu INWAP PKS PEK1,0N/3,20.

Przepompownia dostarczana jest jako kompletna, gotowa do montażu w wykopie.

Posadowienie zbiornika wykonać na płycie betonowej z zabezpieczeniem przed wypłynięciem wg projektu konstrukcyjnego i instrukcji producenta.

Wyposażenie przepompowni

Właz żeliwny DN 600 klasy D400 osadzony na betonowym pierścieniu odciążającym.

Wentylacja grawitacyjna w formie kominka wentylacyjnego \varnothing 110 z rur PVC wyprowadzonych na wysokość

0,5 m nad teren, z wkładem antyodorowym.

Drabinka zejściowa sprowadzona do dna zbiornika.

Prowadnice do wyciągania pomp w systemie zawieszanym rurowe z kluczem do zasuw, ze stali nierdzewnej 304 lub 306.

Przejścia szczelne na rurociągi i kable w ścianach zbiornika (wkładki in situ).

Rurociągi technologiczne wewnątrz przepompowni DN 32 z rur ze stali nierdzewnej 304.

Szybkozłącza hydrauliczne z zasuwami nożowymi odcinającymi do ścieków wg EN 1171, EN 1074-1 i EN 1074-2 na rurociągach tłocznych każdej z pomp.

Zawory zwrotne kulowe wg EN 1074-3, PN-EN 12050-4:2002 na rurociągach tłocznych każdej z pomp, z ochroną antykorozyjną.

6.4.8. Zasilanie elektroenergetyczne, automatyka i sterowanie

Zasilanie przepompowni PS1 wg odrębnego projektu. Podłączenia wykonać wg instrukcji producenta.

Szafkę sterującą zamontować na stojaku z fundamentem w odległości max 3,0 m od zbiornika przepompowni. Szafkę zabezpieczyć przed dostępem osób nieuprawnionych i aktami wandalizmu typu szafka w szafce.

Wyposażenie szafki typu SZS-2xPMP-E13F z oferty firmy Inwap:

- obudowa z tworzywa IP66, do montażu na zewnątrz, z zamkiem
- rozruch bezpośredni
- wyłącznik sterowania/główny (WS), wyłącznik RDC różnicowo-prądowy dla 2 pomp, zasilacz 24 V / 50 VA
- bezpiecznik PLC, styczniki, zaciski, kontrola faz
- sygnalizacja alarmowa akustyczna i optyczna zewnętrzna, ogrzewanie 24 V, przepust wentylacyjny
- moduł sterujący PLC z wyświetlaczem realizujący funkcje:
 - zliczanie: czasów pracy, załączeń, prąd pracy, szacunkowej ilości cieczy
 - zabezpieczenia: termiczne, nadprądowe, podprądowe, ciągłej pracy, kontroli załączeń, pracy stycznika
 - kontrolne: wymuszony przepływ, rewers, autokalibracja SA, autopracza/zastojowe
 - opóźnienia: załączenia sterowania, załączenia pomp, wyłączenia pompy, czujników
 - tryb pracy: Auto / Stop / Harmonogram oraz Ręka; tryb pomp: 1P+1R / 2P+0R / 1P+0R dla 2xPMP
 - wyświetlanie alarmów bieżących oraz historii do 64 wystąpień
 - możliwość podłączenia do BMS, systemu monitoringu SMS/WWW.

Przepompownia pracować będzie bezobsługowo, wymagać będą jedynie okresowej obsługi serwisowej.

Automatyka i sterownie pracą przepompowni realizowane w oparciu o pływak i hydrostatyczny przetwornik poziomu w wykonaniu „na ścieki”.

Dodatkowy pływakowy wskaźnik poziomu do sygnalizacji przekroczenia alarmowego poziomu ścieków.

Przewody i kable pomiędzy zbiornikiem i rozdzielnicami ułożyć w rurach giętkich z tworzyw sztucznych, np. DVR 110.

6.4.9. Przyłącze kanalizacji sanitarnej

Projektuje się wykonanie przyłącza kanalizacji sanitarnej z rur PVC-U o średnicy $\varnothing 160 \times 4,7$ mm (SDR34, SN8) łączonych na kielichy z uszczelką.

Włączenie przyłącza w poziomie kinety do istniejącej studni rewizyjnej $\varnothing 315$ na sieci gminnej $\varnothing 200$. Należy wykorzystać istniejącą kinetę – przyłącze włączyć do zaślepionego króćca lub wymienić na kinetę zbiorczą $\varnothing 200$ (przelot + 2 dopływy).

6.5. Technologia wykonania

Roboty prowadzić w wykopach otwartych wąskoprzestrzennych o ścianach pionowych umocnionych, zabezpieczonych szalunkami pełnymi. Pionowe ściany wykopów o głębokości ponad 1,0 m muszą być bezwzględnie umocnione. Szerokość dna wykopu w świetle min. 0,8 m. W miejscach montażu armatury i studni wykonać poszerzenia zachowując odległość min. 0,5 m od ściany studni. Wykopy w miejscach zbliżeń i skrzyżowań z istniejącym uzbrojeniem podziemnym, w sąsiedztwie drzew i przy budynkach wykonywać ręcznie.

Do umocnienia ścian wykopów zastosować szalunki systemowe płytowe z zamkami zapewniającymi szczelność w gruntach nawodnionych i rozporami o regulowanej długości. Rozparcia obudowy wykonywać tak, aby minimalizować odkształcenia konstrukcji mogące mieć wpływ na przyległe obiekty. Obudowy opuszczać nadążnie za pogłębianiem wykopów. Szalunki wyciągać stopniowo z równoczesnym zagęszczaniem kolejnych warstw zasypki.

Roboty należy prowadzić odcinkami bardzo szybko, aby nie doprowadzić do pogorszenia parametrów gruntu przez czynniki atmosferyczne.

Istniejące rurociągi i przewody przebiegające przez wykopy należy zabezpieczyć przed uszkodzeniami mechanicznymi osłonami lub obudowami, a następnie ich podwieszenie lub podparcie.

Rurociągi układać na podsypce piaskowo-żwirowej grubości 15 cm zagęszczonej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$.

W miejscach występowania gruntów słabonośnych wykonać częściową wymianę gruntu. Z dna wykopu należy usunąć warstwę o grubości min. 0,35 m. Na dnie wykopu należy wykonać materac o grubości 0,20 m

z warstwy kruszywa łamanego lub żwiru o uziarnieniu $2 \div 63$ mm i zagęszczeniu do wskaźnika $I_s \geq 0,95$ w geowłókninie o gramaturze 250 g/m^2 . Geowłókninę ułożyć z zakładem $0,5 \text{ m}$. Na materacu wykonać podsypkę piaskową jw.

Obsypkę i zasypkę wstępną do wysokości 30 cm nad rurą wykonać z piasku lub pospółki, dokładnie zagęszczając kolejne warstwy do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0,97$ pod drogami i $I_s \geq 0,95$ w terenach zielonych. Zasypkę główną wykonać z piasku lub pospółki zagęszczanej lub gruntu rodzimego pod warunkiem, że maksymalna wielkość cząstek nie przekracza 30 mm . Pod drogami zasypkę wykopów wykonać zgodnie z punktem 2.11. normy PN-S-02205. Wskaźnik zagęszczenia zasypki powinien wynosić $I_s \geq 1,00$ do głębokości $1,2 \text{ m}$ od spodu podbudowy drogi. Na większych głębokościach oraz w terenach zielonych dopuszczalny jest wskaźnik zagęszczenia $I_s \geq 0,97$ pod warunkiem zastosowania środków łagodzących skutki osiadań (zastosowanie kruszyw dobrze zagęszczalnych). Zasypkę do wysokości $1,0 \text{ m}$ nad rurą zagęszczać sprzętem lekkim (ubijaki wibracyjne do $0,3 \text{ kN}$, lub wstrząsarki płytowe do 1 kN).

W przeważającej większości przewody posadowione będą powyżej poziomu wód gruntowych, więc ich montaż w wykopach otwartych nie będzie wymagał robót odwodnieniowych.

Kanały biegnące w pobliżu placu nawodnego, gdzie w zależności od sezonowych wahań zwierciadła wody grunтовой, może wystąpić konieczność zabezpieczenia przed napływem wody do wykopu. Jako zabezpieczenie wykopów przed napływem wód zastosować szczelne obudowy z szalunków płytowych z zamkami lub z grodzic stalowych typu Larssen. Roboty w tym rejonie prowadzić krótkimi odcinkami, a wykopy chronić przed napływem wód opadowych. Ewentualnie napływające wody opadowe usuwać drenażem wzdłużnym do studzienki zbiorczej. Dopuszcza się wykonanie tych odcinków metodami bezwykopowymi lub wąskowykopowymi z rur przeciskowych o równoważnej średnicy.

Studnie posadowić na podbudowie z piasku stabilizowanego cementem (60 kg na 1 m^3 piasku) grubości 30 cm lub warstwie zagęszczonego piasku grubości 30 cm do osiągnięcia wskaźnika $I_s = 0,98$. Alternatywnie studnie posadowić na płytach betonowych.

Głębiej posadowione studnie ustawić w wykopach z obudową szczelną z grodzic stalowych typu Larssen z korkami betonowymi wykonanymi metodą betonowania podwodnego.

Przejścia rurociągów przez ściany studzienek wykonać w tulejach ochronnych krótkich.

Studnie zaizolować od zewnątrz lepikiem asfaltowym na gorąco lub masami asfaltowo-kauczukowymi ($2 \times$ gruntująca + szpachlowa).

Prace ziemne, a w szczególności wykonanie wymiany gruntu prowadzić pod nadzorem uprawnionego geologa.

Montaż urządzeń i armatury wykonać wg instrukcji producentów.

Po zakończeniu montażu należy wykonać próby szczelności kanalizacji grawitacyjnej zgodnie z PN-EN 1610, a kanalizacji ciśnieniowej zgodnie z PN-EN 805.

Roboty prowadzić zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych”, COBRTI Instal, Warszawa 2003, normą PN-ENV 1046: 2007 oraz wytycznymi producentów zastosowanych elementów.

7. Odprowadzenie i zagospodarowanie wód opadowych

7.1. Opis ogólny rozwiązań

Na terenie inwestycji planuje się zbieranie i odprowadzanie wód opadowych i roztopowych z dachów i terenów uszczelnionych, przy czym część powierzchni uszczelnionych odwadniana będzie powierzchniowo na przyległe tereny zielone.

Jako odbiorniki wód opadowych i roztopowych w części północnej przyjęto:

- ogrody deszczowe w śladzie dawnego kanału spławnego (poprzez 1 wylot)
- grunt (powierzchniowo jako pobocze żwirowe lub tereny zielone)
- grunt (powierzchniowo z dachów, z awaryjnymi drenażami).

Wody opadowe odprowadzane będą grawitacyjnie do odbiorników. Wody mogące zawierać zanieczyszczenia stałe i substancje ropopochodne będą podczyszczane przed wprowadzeniem do odbiorników.

Ze względu na istniejące ukształtowanie sąsiadujących terenów w bilansie wód opadowych dla inwestycji uwzględniono możliwy spływ z części tych terenów, w szczególności w rejonie połączeń pieszych i drogowych z ulicami Dworcową i Mazurską.

7.2. Bilans wód opadowych

Bilans ilości wód opadowych sporządzono w oparciu o mapę sytuacyjno-wysokościową z projektem zagospodarowania terenu.

Obliczenia przepływu maksymalnego wód deszczowych wykonano wg metody stałych natężeń:

$$Q = F \times q \times \psi \times \phi \text{ [dm}^3\text{/s]}, \text{ gdzie:}$$

F – powierzchnia odwadnianej zlewni [ha]

q – natężenie deszczu miarodajnego [dm³/(s×ha)]

ψ – współczynnik spływu obliczony na podstawie rodzaju powierzchni

ϕ – współczynnik opóźnienia spływu zależny od kształtu i rozmiaru zlewni (powierzchnia zlewni < 1 ha, więc $\phi = 1,0$).

Do obliczeń kanałów przyjęto dane o opadach uzyskane z Polskiego Atlasu Natężeń Deszczów (PANDa) dla deszczu obliczeniowego wg PN-EN 752:2017 o parametrach:

- deszcz miarodajny (przepływ bez przeciążeń)
częstotliwość 1 raz na 2 lata (jak dla terenów mieszkaniowych)
prawdopodobieństwo przekroczenia w roku $p = 50\%$
- deszcz kontrolny (zagrożenie wylewami i podtopieniami)
częstotliwość 1 raz na 5 lat (wpływ wylań średni – przestrzenie otwarte w pobliżu budynków)
prawdopodobieństwo przekroczenia w roku $p = 20\%$.
- czas trwania deszczu $t = 10$ min.

Dla lokalizacji inwestycji w Rucianem-Nidzie w rejonie ulicy Dworcowej 6 i ww. założeń natężenie deszczu wynosi:

- deszcz miarodajny: 193,25 l/s/ha, przyjęto $q_m = 195$ l/s/ha,
- deszcz kontrolny: 247,79 l/s/ha, przyjęto $q_k = 250$ l/s/ha.

Wielkość spływu wód opadowych ujętych w zamknięte systemy kanalizacyjne w poszczególnych zlewniach dla deszczu miarodajnego wyniesie:

Zlewnia 1 – drogi i parkingi [N1]-[N3] przy plaży łącznie z łącznikiem z ulicą Mazurską, z wylotem nr 1 do ogrodu deszczowego w śladzie historycznego kanału [S]

rodzaj powierzchni	nawierzchnia	pole pow. F [m ²]	wsp. spływu ψ [-]	pow. zred. F _{red} [m ²]	wielkość spływu Q [l/s]
jezdnia-dojazd	beton / asfalt	442	0,9	397,8	7,8
jezdnia	beton / asfalt	545	0,9	490,5	9,6
parkingi	przepuszczalna (geokrata)	1 750	0,15	262,5	5,1
suma		2 737		1 150,8	22,4

Pozostałe powierzchnie utwardzone takie jak chodniki i ciągi pieszo-jezdne prowadzące przez tereny parkowe będą ukształtowane ze spadkami w kierunku przyległych terenów zielonych.

Część nawierzchni komunikacji pieszej wykonana będzie z elementów drewnianych ażurowych umożliwiających swobodną infiltrację wód opadowych i roztopowych.

Parkingi [N1] – [N3] będą miały nawierzchnie utwardzone nieuszczelnione – typu geokrata na podbudowie z kruszywa zagęszczanego mechanicznie.

7.3. Obliczenie stężenia zanieczyszczeń w wodach deszczowych

Stan i skład odprowadzanych wód opadowych ustalono na podstawie wartości stężeń podstawowych wskaźników jakości spływów wód opadowych i roztopowych wg H. Sawicka-Siarkiewicz „Ograniczanie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg”, IOS, Warszawa 2004.

Obliczenie stężeń zanieczyszczeń przeprowadzono dla poszczególnych zlewni.

maksymalne dopuszczalne stężenia zanieczyszczeń w wodach odprowadzanych do wód lub do ziemi wg Rozporządzenia Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej z dn. 12.07.2019 r. w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego oraz warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu do wód lub do ziemi ścieków, a także przy odprowadzaniu wód opadowych lub roztopowych do wód lub do urządzeń wodnych (Dz.U. z 2019 poz.1311).

Rodzaj powierzchni	Wielkość powierzchni [m ²]	Powierzchnia zredukowana [m ²]	Zawiesiny ogólne [mg/dm ³]	Substancje ekstr. eterem [mg/dm ³]	Substancje ropopochodne [mg/dm ³]
jezdnia-dojazd	442	397,8	477,2	30,4	1,2
jezdnia	545	490,5	477,2	30,4	1,2
parkingi (geokrata)	1 750	262,5	84,6	2,3	1,7
suma	2 737	1 150,8			
średnia ważona stężenia			387,6	24,0	1,3
wartości dopuszczalne*			100,0		15,0

Ze względu na możliwość okresowego zwiększenia stężeń zanieczyszczeń (np. spływ w okresie roztopów) do obliczeń przyjęto stężenia:

- zawiesiny ogólnej 500 mg/dm³,
- substancji ropopochodnych 20 mg/dm³

Wody deszczowe odprowadzane do odbiorników wymagają podczyszczenia ze względu na zawartość zawiesin, w tym celu przewiduje się montaż studni z osadnikami i osadnika poziomego.

7.4. Dobór urządzeń podczyszczających

Zlewnia 1 $F_{red} = 1\,150,8\,m^2 = 0,1151\,ha$

Natężenie deszczu, przy którym wymagane jest podczyszczanie wód opadowych $q = 15\,l/s/ha$.

Wyznaczenie przepustowości nominalnej separatora: $NS \geq 0,1151 \times 15 = 1,73\,dm^3/s$

Natężenie deszczu dla wyznaczenia przepływu maksymalnego (deszcz kontrolny) $q_{max} = 250\,l/s/ha$.

Wyznaczenie przepustowości maksymalnej separatora, przy której nie ma niebezpieczeństwa wypłukania zgromadzonych zanieczyszczeń: $Q_{max} \geq 0,1151 \times 250 = 28,8\,dm^3/s$

Dobrano lamelowy separator substancji ropopochodnych o przepływie nominalnym $NS = 3\,dm^3/s$ i przepływie maksymalnym $Q_{max} = 30\,dm^3/s$.

Jako referencyjny przyjęto separator lamelowy typu ESL-Z 3/30 prod. Ecol-Unicon.

Separator lamelowy należy do tzw. oddzielaczy cieczy lekkich klasy II wg normy PN-EN 858-1.

Skuteczność oczyszczania z zanieczyszczeń ropopochodnych separatora lamelowego wynosi co najmniej 97 % dla przepływów mniejszych od NS.

Przewidywane stężenie substancji ropopochodnych na odpływie z separatora przy opadzie $q = 15\,l/s/ha$ wyniesie: $S_{dop,sr} = S_{dop,sr} \times (1 - R_{sr}/100\%) = 20 \times (1 - 97/100) = 0,6\,mg/dm^3$,

czyli spełnia wymagania Rozporządzenia Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej z dn.

12.07.2019 r. w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego oraz warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu do wód lub do ziemi ścieków, a także przy odprowadzaniu wód opadowych lub roztopowych do wód lub do urządzeń wodnych (Dz.U. z 2019 poz.1311).

W skład separatora wchodzi obudowa (zbiornik) z wyposażeniem (przegrody wewnętrzne, sekcje lamelowe). Podstawowe parametry separatora lamelowego 3/30:

- średnica wewnętrzna 1200 mm
- pojemność magazynowania oleju 150 dm^3
- pojemność części osadowej 180 dm^3

Przed separatorem w celu redukcji zawiesin projektuje się osadnik poziomy.

Wymagany stopień oczyszczenia (sprawność osadnika):

$$\eta = (1 - S_{dop,zo} / S_{zo}) \times 100\% = (1 - 100,0 / 500) \times 100\% = 80\%.$$

Przyjęto osadnik poziomy o średnicy 2,0 m i pojemności 3,0 m^3 .

Jako referencyjny przyjęto osadnik poziomy typu EOS-O 2000/3,0 prod. Ecol-Unicon.

Osadnik ma formę zbiornika szczelnego z deflektorami na wlotach.

Obliczenie sprawności usuwania zawiesiny w dobranym osadniku:

obciążenie hydrauliczne osadnika: $q_F = \alpha \times Q / A_{os}$

α – współczynnik bezpieczeństwa, $\alpha = 1,25$

Q – przepływ wymagający oczyszczenia, tj. przy natężeniu $q = 15\,l/s/ha$, $Q = 1,73\,l/s = 6,2\,m^3/h$

A_{os} – powierzchnia osadnika w planie, $A_{os} = \pi \times 2,0^2 / 4 = 3,14\,m^2$.

$$q_F = 1,25 \times 6,2 / 3,14 = 2,5\,m^3/(m^2 \times h)$$

Przy obciążeniu hydraulicznym osadnika $q_F = 2,5\,m^3/(m^2 \times h)$ uzyskiwany stopień redukcji zawiesiny ogólnej będzie wynosić powyżej 80% (wg danych katalogowych), zatem przewidywane stężenie zawiesiny ogólnej na odpływie z osadnika wyniesie:

$$S_{dop,zo} < S_{dop,zo} \times (1 - R_{zo}/100\%) = 500 \times (1 - 80/100) = 100\,mg/dm^3,$$

czyli spełnia wymagania Rozporządzenia Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej z dn.

12.07.2019 r. w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego oraz warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu do wód lub do ziemi ścieków, a także przy odprowadzaniu wód opadowych lub roztopowych do wód lub do urządzeń wodnych (Dz.U. z 2019 poz.1311).

Roczna sucha masa osadu zatrzymanego w osadniku: $M = F_{red} \times (S_{dop,zo} - S_{dop,zo}) \times H_r / 100$

$S_{dop,zo}$ – stężenie zawiesiny ogólnej na dopływie, $S_{dop,zo} = 500\,mg/dm^3$

$S_{dop,zo}$ – stężenie zawiesiny ogólnej na odpływie, $S_{dop,zo} = 100\,mg/dm^3$

H_r – roczna wysokość opadów, $H_r = 607\,mm$

$$M = 0,1151 \times (500 - 100) \times 607 / 1000 = 28\,kg/rok$$

Roczna objętość osadu: $V_{os} = 28 \times 1,1 / 1000 = 0,03\,m^3$

Zalecana częstotliwość usuwania osadu: 2 razy/rok, stąd objętość maksymalna ilość osadu w osadniku:

$$V_{os} = 0,03 / 2 = 0,015\,m^3.$$

Wymagana wysokość części osadowej w osadniku: $h_{os} = V_{os} / A_{os} = 0,015 / 3,14 = 0,005\,m$.

Wymagana część przepływowa osadnika (dla przepływu nominalnego): $F_p = Q / v_{max}$

v_{max} – prędkość graniczna, przy której występują dobre warunki sedymentacji, $v_{max} = 0,05\,m/s = 180\,m/h$

$$F_p = 6,2 / 180 = 0,03\,m^2$$

Średnia szerokość przepływającej strugi: $B = D_w / 2 = 2,0 / 2 = 1,0\,m$.

Wymagana wysokość części przepływowej: $h_p = F_p / B = 0,03 / 1,0 = 0,03\,m$.

Wymagana wysokość czynna osadnika: $h_{cz} = h_{os} + h_p = 0,01 + 0,03 = 0,04\,m$

Wymagana część przepływowa osadnika (dla przepływu maksymalnego): $F_p = Q_{max} / v_{max}$

Q_{max} – przepływ maksymalny, $Q_{max} = 28,8\,l/s = 103,7\,m^3/h$

v_{max} – prędkość graniczna, przy której następuje wynoszenie osadu (dla przepływu maksymalnego), $v_{max} = 0,3\,m/s = 1080\,m/h$

$$F_p = 103,7 / 1080 = 0,10\,m^2$$

Wymagana wysokość części przepływowej: $h_p = F_p / B = 0,10 / 1,0 = 0,10 \text{ m}$.
Wymagana wysokość czynna osadnika: $h_{cz} = h_{os} + h_p = 0,01 + 0,10 = 0,11 \text{ m}$
Wymagana objętość czynna osadnika: $V_{cz} = h_{cz} \times A_{os} = 0,11 \times 3,14 = 0,35 \text{ m}^3$.
Dobry osadnik posiada objętość $V_{cz} = 3,0 \text{ m}^3 > 0,35 \text{ m}^3$.
Na wylocie do ogrodu deszczowego możliwy będzie pobór prób do badań laboratoryjnych.

7.5. Opis rozwiązań

7.5.1. Trasy kanalizacji i lokalizacja urządzeń

Trasy kanalizacji deszczowej dostosowano do projektowanego zagospodarowania terenu oraz układu wysokościowego terenu i odbiorników. Przebieg głównych ciągów kanalizacyjnych wytyczono w miarę możliwości wzdłuż ciągów komunikacyjnych.

Urządzenia podczyszczające (osadnik + separator) zlokalizowane będą bezpośrednio przed wylotem do odbiornika.

Wylot ze zlewni 1 umieścić w skarpie projektowanego ogrodu deszczowego na działce nr 103/1 – wg projektu dla części południowej.

7.5.2. Profil podłużny kanalizacji – głębokość ułożenia przewodów

Zagłębienie kanalizacji deszczowej przyjęto przy uwzględnieniu projektowanej niwelety terenu i rzędnych przewodów odpływowych na wyjściu z poszczególnych obiektów.

Minimalne przykrycie rurociągów wynosi 1,2 m. Odcinki o mniejszym przykryciu należy zaizolować termicznie warstwą keramzytu pod folią budowlaną.

Maksymalne zagłębienie rurociągów nie przekracza 3,0 m.

Głębokość wykopu powinna uwzględniać wykonanie na całej szerokości wykopu podsypki piaskowo-żwirowej o grubości 15 cm, a w rejonach gruntów nienośnych wykonanie ławy żwirowej o grubości 20 cm.

7.5.3. Materiały

Kanały kanalizacji deszczowej wykonać z rur PVC-U ze ścianką litą SDR34, SN8, o średnicach $\varnothing 200 \div 315$ mm łączonych na kielichy z uszczelkami, wg PN-EN 1401-1.

7.5.4. Uzbrojenie kanalizacji deszczowej

STUDNIE REWIZYJNE: Na załamaniach trasy i połączeniach kanałów zaprojektowano studnie rewizyjne betonowe $\varnothing 1200$. Wszystkie studnie z osadnikami.

Studnie rewizyjne $\varnothing 1200$ wykonać z elementów z betonu C35/45 wodoszczelnego W-8, mało nasiąkliwego $n_w \leq 4\%$, mrozoodpornego F-150. Połączenia kręgów na fabryczną uszczelkę gumową. Studnie wyposażać w stopnie żłazowe żeliwne rozmieszczone co 25 cm w dwóch rzędach w rozstawie 30 cm. Elementy denne studni monolityczne. Płyty nastudzienne z otworem $\varnothing 600$ mm osadzić na pierścieniach odciążających. Studnie zabezpieczyć od zewnątrz preparatami bitumicznymi. Studnie zwieńczyć włazami z żeliwa szarego klasy D400. Studnie zamówić z wbudowanymi króćcami odpowiednimi do materiału i średnicy rurociągów lub z otworami do osadzenia przejść szczelnych.

Pozostałe wymagania dot. studni wg PN-EN 1917.

WPUSTY DROGOWE: Wpusty drogowe wykonać z rur betonowych $\varnothing 500$ mm z osadnikami. Element denne monolityczny. Przykrycie kratami żeliwnymi klasy D400 na płytach odciążających.

SEPARATOR SUBSTANCJI ROPOPOCHODNYCH: Separator lamelowy wg PN-EN 858-1:

zlewnia	$Q_{nom} (NS)$ [dm ³ /s]	Q_{max} [dm ³ /s]	średnica wewn. zbiornika [mm]	poj. magazynowa oleju [dm ³]	poj. części osadowej [dm ³]
1	3	30	1200	150	180

Skuteczność oczyszczania z substancji ropopochodnych $\geq 97\%$ dla przepływów mniejszych od NS, tj. zawartość $< 5 \text{ mg/dm}^3$ substancji ropopochodnych na odpływie.

Zbiornik wg PN-EN 1917, monolityczny betonowy i żelbetowy C35/45, z otworami lub przejściami szczelnymi do podłączenia rur kanalizacyjnych, kręgi nadbudowy i pokrywa. Właz żeliwny DN 600 klasy D400. Wyposażenie wewnętrzne (przegrody, sekcje lamelowe) fabrycznie montowane.

OSADNIK POZIOMY: Średnica wewnętrzna osadnika 2000 mm, objętość czynna 3,0 m³. Efekt oczyszczania $< 100 \text{ mg/dm}^3$ zawiesiny ogólnej na odpływie przy przepływie nominalnym.

Zbiornik wg PN-EN 1917, monolityczny betonowy i żelbetowy C35/45, z otworami lub przejściami szczelnymi do podłączenia rur kanalizacyjnych, kręgi nadbudowy i pokrywa. Właz żeliwny DN 600 klasy D400. Wyposażenie wewnętrzne (deflektory odporne na korozję) fabrycznie montowane.

WYLOT DO OGRODU DESZCZOWEGO: (wylot 1) Typowy prefabrykowany betonowy wylot kolektora z kratą zabezpieczającą z prętów stalowych poz. 02.16 wg KPED – wg projektu dla części południowej.

7.6. Technologia wykonania

Roboty prowadzić w wykopach otwartych wąskoprzestrzennych o ścianach pionowych umocnionych, zabezpieczonych szalunkami pełnymi. Pionowe ściany wykopów o głębokości ponad 1,0 m muszą być

bezwzględnie umocnione. Szerokość dna wykopu w świetle min. 0,8 m. W miejscach montażu armatury i studni wykonać poszerzenia zachowując odległość min. 0,5 m od ściany studni. Wykopy w miejscach zbliżeń i skrzyżowań z istniejącym uzbrojeniem podziemnym, w sąsiedztwie drzew i przy budynkach wykonywać ręcznie.

Do umocnienia ścian wykopów zastosować szalunki systemowe płytowe z zamkami zapewniającymi szczelność w gruntach nawodnionych i rozporami o regulowanej długości. Rozparcia obudowy wykonywać tak, aby minimalizować odkształcenia konstrukcji mogące mieć wpływ na przyległe obiekty. Obudowy opuszczać nadążnie za pogłębianiem wykopów. Szalunki wyciągać stopniowo z równoczesnym zagęszczaniem kolejnych warstw zasypki.

Roboty należy prowadzić odcinkami bardzo szybko, aby nie doprowadzić do pogorszenia parametrów gruntu przez czynniki atmosferyczne.

Istniejące rurociągi i przewody przebiegające przez wykopy należy zabezpieczyć przed uszkodzeniami mechanicznymi osłonami lub obudowami, a następnie ich podwieszenie lub podparcie.

Rurociągi układać na podsypce piaskowo-żwirowej grubości 15 cm zagęszczonej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$.

W miejscach występowania gruntów słabonośnych wykonać częściową wymianę gruntu. Z dna wykopu należy usunąć warstwę o grubości min. 0,35 m. Na dnie wykopu należy wykonać materac o grubości 0,20 m z warstwy kruszywa łamanego lub żwiru o uziarnieniu $2 \div 63$ mm i zagęszczeniu do wskaźnika $I_s \geq 0,95$ w geowłókninie o gramaturze 250 g/m². Geowłókninę ułożyć z zakładem 0,5 m. Na materacu wykonać podsypkę piaskową jw.

Obsypkę i zasypkę wstępną do wysokości 30 cm nad rurą wykonać z piasku lub pospółki, dokładnie zagęszczając kolejne warstwy do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0,97$ pod drogami i $I_s \geq 0,95$ w terenach zielonych. Zasypkę główną wykonać z piasku lub pospółki zagęszczanej lub gruntu rodzimego pod warunkiem, że maksymalna wielkość cząstek nie przekracza 30 mm. Pod drogami zasypkę wykopów wykonać zgodnie z punktem 2.11. normy PN-S-02205. Wskaźnik zagęszczenia zasypki powinien wynosić $I_s \geq 1,00$ do głębokości 1,2 m od spodu podbudowy drogi. Na większych głębokościach oraz w terenach zielonych dopuszczalny jest wskaźnik zagęszczenia $I_s \geq 0,97$ pod warunkiem zastosowania środków łagodzących skutki osiadań (zastosowanie kruszyw dobrze zagęszczalnych). Zasypkę do wysokości 1,0 m nad rurą zagęszczać sprzętem lekkim (ubijaki wibracyjne do 0,3 kN, lub wstrząsarki płytowe do 1 kN).

W przeważającej większości kanały deszczowe posadowione będą powyżej poziomu wód gruntowych, więc ich montaż w wykopach otwartych nie będzie wymagał robót odwodnieniowych.

W zależności od sezonowych wahań zwierciadła wody gruntowej, może wystąpić konieczność zabezpieczenia wykopu przed napływem wody. W tym przypadku zastosować szczelne obudowy z szalunków płytowych z zamkami lub z grodzic stalowych typu Larssen. Roboty w tym rejonie prowadzić krótkimi odcinkami, a wykopy chronić przed napływem wód opadowych. Ewentualnie napływające wody opadowe usuwać drenażem wzdłużnym do studzienki zbiorczej. Dopuszcza się wykonanie tych odcinków metodami bezwykopowymi lub wąskowykopowymi z rur przeciskowych o równoważnej średnicy.

Studnie posadowić na podbudowie z piasku stabilizowanego cementem (60 kg na 1 m³ piasku) grubości 30 cm lub warstwie zagęszczonego piasku grubości 30 cm do osiągnięcia wskaźnika $I_s = 0,98$. Alternatywnie studnie posadowić na płytach betonowych.

Głębiej posadowione studnie ustawić w wykopach z obudową szczelną z grodzic stalowych typu Larssen z korkami betonowymi wykonanymi metodą betonowania podwodnego.

Przejścia rurociągów przez ściany studzienek betonowych wykonać w tulejach ochronnych krótkich.

Studnie betonowe zaizolować od zewnątrz lepikiem asfaltowym na gorąco lub masami asfaltowo-kauczukowymi (2 x gruntująca + szpachlowa).

Prace ziemne, a w szczególności wykonanie wymiany gruntu prowadzić pod nadzorem uprawnionego geologa.

Montaż urządzeń i armatury wykonać wg instrukcji producentów.

Po zakończeniu montażu należy wykonać próby szczelności kanalizacji grawitacyjnej zgodnie z PN-EN 1610. Roboty prowadzić zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych”, COBRTI Instal, Warszawa 2003, normą PN-ENV 1046: 2007 oraz wytycznymi producentów zastosowanych elementów.

8. Uwagi końcowe

- 8.1. Przed przystąpieniem do robót należy wykonać przekopy próbne w celu potwierdzenia przebiegu istniejącego uzbrojenia podziemnego. W przypadku stwierdzenia odstępstwa od rzędnych przyjętych w projekcie należy zwrócić się do Projektanta w celu opracowania rozwiązania zamiennego.
- 8.2. Prace ziemne w rejonie zbliżeń i skrzyżowań z istniejącym uzbrojeniem podziemnym wykonywać ręcznie.
- 8.3. Przy pracach ziemnych należy zachować warunki dotyczące podsypki i zasypki wg wytycznych producenta rur i studni.
- 8.4. Po zakończeniu prac montażowych należy przeprowadzić próby szczelności zgodnie z normami dotyczącymi wymagań i badań przy odbiorze.
- 8.5. Roboty wykonać zgodnie z:

- treścią uzgodnień i decyzji załączonych do projektu budowlanego;
 - Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dn. 12.04.2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (t.j. Dz.U. z 2002 r. poz. 1225 z późn. zm.);
 - Wymaganiami technicznymi COBRTI INSTAL, Zeszyt 3 „Warunki techniczne wykonania i odbioru sieci wodociągowych”, Warszawa 2001;
 - Wymaganiami technicznymi COBRTI INSTAL, Zeszyt 9 „Warunki techniczne wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych”, Warszawa 2003;
 - normą PN-B-10729: marzec 1999 Kanalizacja -- Studzienki kanalizacyjne;
 - normą PN-B-10736: 1999 Roboty ziemne -- Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych -- Warunki techniczne wykonania;
 - normą PN-ENV 1046: 2007 Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych -- Systemy poza konstrukcjami budynków do przesyłania wody lub ścieków -- Praktyka instalowania pod ziemią i nad ziemią;
 - Polskimi normami w zakresie wymagań i badań przy odbiorze;
 - zaleceniami producentów i instrukcjami montażu zastosowanych rur, armatury i urządzeń.
- 8.6. Wszystkie materiały i producenci przedstawieni w niniejszym projekcie mają charakter przykładowy. Zgodnie z Prawem Zamówień Publicznych Wykonawca ma prawo zastosować urządzenia innego producenta jednak o parametrach nie gorszych od urządzeń przedstawionych w projekcie. Zgodnie Dz.U. z dn. 22.12.2015 r. Art. 29 p. 3 ze względu na mnogość i złożoność parametrów opisujących urządzenia, w załącznikach przedstawiono główne przykładowe urządzenia spełniające wymagania projektu, które winny stanowić wyjściową bazę porównawczą dla dokonywanych przez Wykonawcę zakupów urządzeń, nie stanowią w żaden sposób przymusu stosowania dokładnie tych urządzeń. Propozycję materiałów i urządzeń Wykonawca powinien przedstawić Projektantowi i Inwestorowi do akceptacji.

Bożena Korczak

