

### **Projekt zagospodarowania terenu**

1. Przedmiot inwestycji
2. Projekty związane.
3. Zestawienie projektowanych obiektów
4. Podstawy opracowania projektu
5. Charakterystyka terenu inwestycji
  - 5.1. Dane ogólne
  - 5.2. Istniejące uzbrojenie podziemne
  - 5.3. Szata roślinna.
  - 5.4. Warunki geotechniczne
6. Koncepcja rozwiązania technicznego
7. Stan własnościowy terenu
8. Oddziaływanie obiektu
9. Wpływ obiektu na środowisko
10. Informacja o ochronie konserwatorskiej
11. Uzgodnienia projektu

### **Projekt architektoniczno-budowlany**

1. Przeznaczenie obiektu
2. Obliczenia hydrauliczne
  - 2.1. Założenia
  - 2.2. Powierzchnia zlewni rzeczywistej i zredukowanej
  - 2.3. Wyniki obliczeń hydraulicznych
3. Sieć kanalizacji deszczowej - Opis przyjętych rozwiązań technicznych.
  - 3.1. Materiały rur. Posadowienie.
  - 3.2. Zestawienie długości projektowanej sieci.
  - 3.3. Studnie rewizyjne
  - 3.4. Wpusty uliczne.
  - 3.5. Rury spustowe od rynien
4. Retencja, podczyszczanie i odprowadzanie wód opadowych ze zlewni „A”
  - 4.1. Jakość wód opadowych (ścieków surowych)

- 4.2. Podczyszczanie wód opadowych.
- 4.3. Retencja wód opadowych.
- 4.4. Przepompownia wód opadowych PD.
- 4.5. Zasilanie w energię elektryczną
- 4.6. Sterowanie. Sygnalizacja.
- 4.7. Rurociąg tłoczny.
- 5. Wytyczne realizacji – roboty ziemne i montażowe.
  - 5.1. Organizacja i kolejność wykonania robót
  - 5.2. Roboty ziemne.
  - 5.3. Zabezpieczenie istn. uzbrojenia.
  - 5.4. Przewierty – wytyczne wykonania.
  - 5.5. Roboty montażowe.
  - 5.6. Montaż zbiorników retencyjnych.
  - 5.7. Urządzenia do podczyszczania wód opadowych.
  - 5.8. Zasyпка wykopów.
  - 5.9. Roboty drogowe.
  - 5.10. Prace wykończeniowe po robotach ziemnych
  - 5.11. Próby techniczne.
- 6. Uwagi dla wykonawcy

Wykaz tabel:

Tabela nr 1 – Podział terenu Szpitala na zlewnie cząstkowe

Tabela nr 1 – Obliczenia hydrauliczne kolektora deszczowego na terenie Szpitala w Świeciu –  
Stan istniejący po podłączeniu terenu Szpitala

Tabela nr 2 – Obliczenia hydrauliczne kolektora deszczowego na terenie Szpitala w Świeciu –  
układ projektowany z retencją wód opadowych – zlewnia docelowa.

Tabela nr 3 – Obliczenia hydrauliczne kanałów deszczowych na terenie Szpitala w Świeciu –  
II etap - zlewnia „A” i „C”

Tabela nr 4 – Obliczenia hydrauliczne urządzeń do podczyszczania wód opadowych – zlewnia  
kanalizacji deszczowej „A”

Tabela nr 5 – Obliczenie hydrauliczne wymaganej pojemności retencyjnej zbiornika.

Tabela nr 6 – Przepompownia wód opadowych PD – obliczenia hydrauliczne.

Tabela nr 7 – Charakterystyka projektowanych pomp w przepompowni PD.

Tabela nr 8 – Wykaz działek przez które przebiega projektowana kanalizacja deszczowa – II  
etap.

Tabela nr 9 – Zestawienie długości projektowanych kanałów deszczowych.

Tabela nr 10 - Zestawienie projektowanych wpustów deszczowych.

Tabela nr 11 – Zestawienie przyłączy do rur spustowych rynien.

Tabela nr 12 – Zestawienie projektowanych studni rewizyjnych.

## Wykaz załączników:

- Załącznik nr 1 – Mapa ewidencyjna 1: 1000
- Załącznik nr 2 – Wypisy z rejestru gruntów
- Załącznik nr 3 – Plan miejscowy zagospodarowania przestrzennego terenu między ulicami Wojska Polskiego, Wodną, Nadbrzeżną oraz teren „Starego Miasta położony za rzeką Wda – zatwierdzony w dniu 28.04.2008 roku.
- Załącznik nr 4 – Decyzja o uwarunkowaniach środowiskowych zgody nr ROŚiGK 6220.1.6.2013 wydana przez Burmistrza w dniu 05.04.2013 roku
- Załącznik nr 5 – Uzgodnienie Wojewódzkiego Urzędu Ochrony Zabytków w Toruniu – Delegatura w Bydgoszczy z dnia 16.07.2018 roku.
- Załącznik nr 6 – Opinia Zespołu Uzgadniania Dokumentacji Projektowej Starostwa Powiatowego w Świeciu nr WGK.I.ZUD.6630.255.2018 z dnia 04.07.2018 roku.
- Załącznik nr 7 – Decyzja Burmistrza Świecia z dnia 25.07.2018 roku zezwalająca na lokalizację urządzeń infrastruktury technicznej w pasie drogi gminnej.
- Załącznik nr 8 – Uzgodnienie tras projektowanej kanalizacji deszczowej przez Urząd Miejski w Świeciu Wydział Inwestycyjny – pismo z dnia 27.06.2018 roku.
- Załącznik nr 9 – Uzgodnienie tras projektowanej kanalizacji deszczowej przez Urząd Miejski w Świeciu Wydział Gospodarki Komunalnej i Ochrony Środowiska – pismo z dnia 06.07.2018 roku.
- Załącznik nr 10 - Pismo Powiatowego Zarządu Dróg w Świeciu z dnia 11.06.2018 roku w sprawie działki nr 869/6.
- Załącznik nr 11 - Uzgodnienie Starostwa Powiatowego w Świeciu z dnia 14.06.2018 roku dot. lokalizacji projektowanej kanalizacji deszczowej na działce nr 869/6.
- Załącznik nr 12 - Notatka służbowa ze spotkania roboczego odbytego w dniu 13.06.2018 roku.
- Załącznik nr 13 - Zgoda Gminy Świecie z dnia 25.07.2018 roku na dysponowanie nieruchomościami własności Gminy Świecie na cele budowlane.
- Załącznik nr 14 – Projekt geotechniczny.
- Załącznik nr 15 – Opinia Gminy Świecie z dnia 25.07.2018 roku dot. realizacji robót na działce nr 869/6.
- Załącznik nr 16 – Informacja BIOZ.

## Spis rysunków:

Rys. nr 1 – Projekt zagospodarowania terenu – skala 1:500

Rys. nr 2 – Projekt zagospodarowania terenu- Podział na zlewnie – skala 1:1000

Rys. nr 3 – Profile podłużne kolektorów „A-2; A-2.1; A-2.2; A-2.3; A-2.4; A-2.5; A-2.6” – skala 1:  
 $\frac{100}{500}$

Rys. nr 4 – Profil podłużny kolektora „A” – skala 1:  $\frac{100}{500}$

Rys. nr 5 – Profile podłużne kolektorów „d-10 istn. - d-48 istn. - d-15/2” – skala 1:  $\frac{100}{500}$

Rys. nr 6 – Profil podłużny kolektora „C-1” - skala 1:  $\frac{100}{500}$

Rys. nr 7 – Profile podłużne kolektorów „d-42 - d-42/3; C-1/1” - skala 1:  $\frac{100}{500}$

Rys. nr 8 – Profile podłużne kolektorów „d-29 istn. - d-29/4, d-31 istn. - d-31/3; d-32 istn. - d-  
 32/4” - skala 1:  $\frac{100}{500}$

Rys. nr 9 – Zbiorniki retencyjne ZR-1 i ZR-2 – skala 1:200

Rys. nr 10 – Przepompownia ścieków - PD z komorą pomiarową - KZ – skala 1:20

Rys. nr 11 – Profile podłużne przyłączy do wpustów ulicznych Wp-1, Wp-2, Wp-3, Wp-4,  
 Wp-5, Wp-6, Wp-7, Wp-8 – skala 1:100

Rys. nr 12 – Profile podłużne przyłączy do wpustów ulicznych Wp-9, Wp-10, Wp-11,  
 Wp-12, Wp-13, Wp-14, Wp-15 – skala 1:100

Rys. nr 13 – Profile podłużne przyłączy do wpustów ulicznych Wp-16 i Wp-17 – skala  
 1:100

Rys. nr 14 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-1, RD-2, RD-3, RD-4, RD-5,  
 RD-6, RD-7 – skala 1:100

Rys. nr 15 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-8, RD-9, RD-10, RD-11, RD-12,  
 RD-13, RD-14, RD-15, RD-16 – skala 1:100

Rys. nr 16 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-17, RD-18 – skala 1:100

Rys. nr 17 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-19, RD-20, RD-21, RD-22, RD-23,  
 RD-24, RD-25, RD-26, RD-27, RD-28 – skala 1:100

Rys. nr 18 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-29, RD-30, RD-31, RD-32, RD-33,

RD-34 – skala 1:100

Rys. nr 19 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-35, RD-36, RD-37, RD-38, RD-39, RD-40, RD-41, RD-42, RD-43, RD-44, RD-45 – skala 1:100

Rys. nr 20 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-46, RD-47, RD-48, RD-49, RD-50 – skala 1:100

Rys. nr 21 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-55, RD-56, RD- 57, RD-58, RD-59 – skala 1:100

Rys. nr 22 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-60, RD-61, RD-62, RD-63, RD-64, RD-65 – skala 1:100

Rys. nr 23 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-66, RD-67, RD-68, RD-69, RD-70 – skala 1:100

Rys. nr 24 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-71, RD-72, RD-73, RD-74 – skala 1:100

Rys. nr 25 – Profile podłużne przyłączy do rynien RD-75. RD-76, RD-77, RD-78, RD-79, RD-80, RD-81, RD-82 – skala 1:100

Rys. nr 26 – Profil podłużny istniejącego kolektora do przełożenia - skala 1:  $\frac{100}{500}$

Rys. nr 27 – Przekroje poprzeczne – 1:100

Rys. nr 28 – Wpust uliczny DN 450 mm z osadnikiem

Rys. nr 29 - Wpust uliczny DN 500 mm z osadnikiem

Rys. nr 30 – Studnia inspekcyjna Ø 425 mm

Rys. nr 31 – Studnia inspekcyjna Ø 600 mm

Rys. nr 32 – Studnia betonowa Ø 1.000 mm

Rys. nr 33 – Studnia betonowa – kaskadowa Ø 1.000 mm

## **Projekt zagospodarowania terenu**

### 1. Przedmiot inwestycji.

Przedmiotem inwestycji jest rozbudowa sieci kanalizacji deszczowej na terenie Wojewódzkiego Szpitala dla Nerwowo i Psychicznie Chorych im. dr J. Bednarza w Świeciu. Całość zamierzenia inwestycyjnego podzielono na dwa etapy realizacji.

I etap obejmował przebudowę sieci kanalizacji deszczowej w rejonie obiektów nr IV, XIII, XIV, XV i XVII i został zrealizowany w okresie 2014 – 2015 roku.

II etap stanowi przedmiot niniejszego projektu budowlanego i obejmuje rozbudowę sieci kanalizacji deszczowej wraz z podczyszczalnią i retencją wód opadowych oraz przepompownią wraz z podłączeniem do istniejącego miejskiego kolektora deszczowego o średnicy 500 mm, z wylotem do rzeki Wda.

Zakresem rzeczowym projektu objęto:

- sieć kanalizacji deszczowej o średnicach w zakresie 200-500mm o łącznej długości 999,0 m
- obiekty technologiczne dla podczyszczenia, retencjonowania i przepompowania wód opadowych (zlewnia „A”);
- przyłącza do ulicznych wpustów deszczowych i rur spustowych rynien.

Pod względem topograficznym zasięgiem II etapu rozbudowy objęto administracyjno-gospodarczy sektor Szpitala wraz z pawilonami dla chorych nr I, III, XI i XXI, północno-wschodni sektor Szpitala z pawilonami dla chorych nr IV, V, IX, i XIII oraz teren zaplecza magazynowego, zlokalizowanego na północnym skraju terenu Szpitala.

### 2. Projekty związane.

Niniejsze opracowanie stanowi część I projektu budowlanego, obejmującego projekt zagospodarowania terenu i projekt technologiczny.

Opracowaniami związanymi są:

- część II – Konstrukcje budowlane – Przepompownia, Zbiornik retencyjny.
- część III – Przepompowni wód opadowych – Instalacje elektryczne.

### 3. Zestawienie projektowych obiektów.

Zakresem rzeczowym inwestycji objęto:

- sieci kanalizacji deszczowej o średnicach od 200 mm do 500 mm z rur PVC i PE o łącznej długości 999,0 m;

- studnie rewizyjne na sieci w łącznej ilości 80 szt., w tym włączowe o średnicy 1.000 mm – 45 szt. oraz studnie niewłączowe o średnicy 425-600 mm – 35 szt.;
- uliczne wpusty deszczowe o średnicy 500 mm z osadnikiem – ogółem szt.17;
- przyłącza do wpustów deszczowych o średnicy 200 mm – szt.17 o łącznej długości 129,0 m;
- przyłącza do rur spustowych od rynien o średnicy 160-200 mm o ilości 78 szt. o łącznej długości 512,4 m;
- osadnik o przepływie wirowym typu EOW-L 30/300 o średnicy komór 1.500 mm;
- separator lamelowy typu PSW 30/300 o średnicy komory 1.500 mm;
- zbiornik retencyjny 2-komorowy z rur PEHD o średnicy 2.400 mm o sumarycznej pojemności 180,0 m<sup>3</sup>;
- przepompownia wód opadowych o średnicy 2.000 mm i nominalnej wydajności 30,0 l/sek wraz z wyodrębnioną komorą zasuw i przewodem tłocznym o średnicy 180 mm PE i długości 2,5 m.

Ponadto zakresem inwestycji objęto roboty, polegające na:

- usunięciu kolizji z kanałem sanitarnym – wykonanie odcinka o średnicy 200 mm PVC o długości 7,0 m wraz ze studnią Ø 425 mm
- usunięciu 26 drzew, kolidujących z projektowaną kanalizacją deszczową
- odtworzeniu nawierzchni drogowych po robotach kanalizacyjnych.

#### 4. Podstawy opracowania projektu.

- 4.1. Umowa nr KPIM/15/2018 zawarta w dniu 04.04.2018 roku pomiędzy Kujawsko-Pomorskimi Inwestycjami Medycznymi Sp. z o.o. w Toruniu i ZIWS „Aqua-Project” w Bydgoszczy.
- 4.2. Mapa zasadnicza 1:500 do celów projektowych oprac. przez Przedsiębiorstwo Geodezyjno Kartograficzne „Kaja” Sp. z o.o. w Świeciu w kwietniu 2018 roku.
- 4.3. Miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego zatwierdzony uchwałą Rady Miejskiej w Świeciu nr 135/08 z dnia 24.04.2018 roku.
- 4.4. Opinia Zespołu Uzgodnienia Dokumentacji Projektowej Starostwa Powiatowego w Świeciu.
- 4.5. Badania geotechniczne podłoża gruntowego, oprac. przez Zakład Geotechnika mgr T. Andrzejewski w Bydgoszczy w 2012 roku.
- 4.6. Szczegółowa inwentaryzacja szaty roślinnej wraz z projektem wycinki drzew, oprac. przez mgr Marię Rudnicką-Tomczak w czerwcu 2018 roku.
- 4.7. Mapa ewidencyjna i wypisy z rejestru gruntów, udostępnione przez Wydział Geodezji, Kartografii i Katastru Starostwa Powiatowego w Świeciu w maju 2018 roku.
- 4.8. Projekt budowlano-wykonawczy przebudowy i rozbudowy kanalizacji deszczowej wraz z



przyłączami – II etap oprac. przez ZIWŚ „Aqua-Project” w kwietniu 2013 roku.

- 4.9. Projekt budowlany sieci wodociągowej z przyłączami sieci kanalizacji sanitarnej oraz remontu komory zasuw i zbiornika wody czystej oprac. przez Biuro LMD Inwest – Łukasz Dymura w Wejherowie w lipcu 2017 roku.
- 4.10. Projekt sieci kablowej oświetleniowej i sieci światłowodowej oprac. przez Biuro Pronetbud w Redzie w październiku 2015 roku.
- 4.11. Zgody właścicieli nieruchomości, na których zlokalizowano projektowane sieci i obiekty technologiczne kanalizacji deszczowej.
- 4.12. Wizje lokalne i pomiary w terenie.

## 5. Charakterystyka terenu inwestycji.

### 5.1. Dane ogólne.

Szpital zlokalizowany jest na północno-zachodnim skraju miasta, w rejonie ul. Wojska Polskiego, Sądowej i Nadbrzeżnej. Zajmuje obszar o powierzchni ok. 40 ha.

Z ogólnej ilości 22 obiektów kubaturowych należy wymienić budynki pawilonów dla chorych, obiekty administracyjne i obiekty gospodarcze. Teren w pełni zagospodarowany posiada sieć dróg wewnętrznych oraz własne tereny parkowo-rekreacyjne. Obszar Szpitala objęty jest miejscowym planem zagospodarowania przestrzennego, zatwierdzonym uchwałą nr 135/08 Rady Miejskiej w Świeciu z dnia 24.04.2008 roku i obejmującym tereny zawarte pomiędzy ulicami Wojska Polskiego, Wodną, Nadbrzeżną oraz teren Starego Miasta, położony za rzeką Wda.

### 5.2. Uzbrojenie podziemne.

#### 5.2.1 Sieci istniejące.

Teren Szpitala wyposażony jest w intensywne istniejące uzbrojenie podziemne, na które składają się następujące sieci:

- sieć wodociągowa o średnicach w zakresie od 80 do 160 mm, zasilana z sieci miejskiej w ul. Sądowej i Nadbrzeżnej oraz drugostronnie z awaryjnego ujęcia lokalnego;
- kanalizacja sanitarna o średnicach od 160 do 300 mm, podłączona zbiorczym kolektorem ogólnospławnym o średnicy 400 mm do sieci miejskiej w ul. Nadbrzeżnej oraz do kolektora sanitarnego tranzytowego o średnicy 200 mm, podłączonego do tłoczni ścieków przy ul. Nadbrzeżnej;
- kanalizacja deszczowa z sieciami obiektowymi o średnicy od 160 mm do 250 mm wraz siecią o średnicy w zakresie od 200 mm do 315 mm, zrealizowaną w ramach I etapu rozbudowy oraz z tranzytowym miejskim kolektorem o średnicy 500 mm, uzbrojonym w

separatory, zlokalizowane przy ul. Nadbrzeżnej, z wylotem do rz. Wdy;

- kable energetyczne s.n. i n.n.
- kable telekomunikacyjne
- ciepłociągi w kanałach zbiorczych lub w preizolacji
- sieć gazowa n/c o średnicy 63 mm i 90 mm.

Do wszystkich obiektów kubaturowych istnieją przyłącza z odpowiednich sieci zewnętrznych.

### 5.2.2. Uzbrojenie projektowane wg. odrębnych opracowań.

Opracowane i zatwierdzone odrębne projekty przebudowy i rozbudowy wybranych sieci do chwili obecnej niezrealizowane, obejmują:

- przebudowę sieci wodociągowej wraz z przyłączami na terenie Szpitala, opartą o 2-stronne zasilanie w wodę ze zbiornika wyrównawczego i pompowni strefowej, zlokalizowanych w południowej części terenu Szpitala oraz z przyłącza awaryjnego do sieci miejskiej, zlokalizowanego w części północnej. Projekt obejmuje wymianę istniejących przewodów rozdzielczych, uzupełnienie sieci hydrantów oraz remont zbiornika wyrównawczego wody czystej i komory zasuw.
- przebudowę sieci kanalizacji sanitarnej na terenie Szpitala, dowiązane do sieci miejskiej za pośrednictwem trzech odrębnych przyłączy, wyposażonych w urządzenie pomiarowe. W projekcie przewidziano wymianę istniejących kanałów wraz z przyłączami do budynków. Projekt został opracowany przez Biuro LMD-Inwest Łukasz Dymura w Wejherowie w lipcu 2017 roku.
- budowę sieci elektroenergetycznych 0,4 kW, sieci oświetlenia zewnętrznego terenu, kanalizacji kablowej dla terenu Szpitala, oprac. przez Biuro Pronetbud w Redzie w październiku 2015 roku.

Wymienione sieci zostały naniesione na projekt zagospodarowania terenu rozbudowy sieci kanalizacji deszczowej.

### 5.3. Szata roślinna.

Teren Szpitala wyposażony jest w bogatą szatę roślinną, szczególnie we wschodniej i południowej części, stanowiącej okazały park. W rejonie projektowanych obiektów technologicznych, w sąsiedztwie pawilonu chorych nr XVI oraz w rejonie magazynu „B” na północnym skraju terenu Szpitala, zachodzi konieczność usunięcia 26 drzew, w tym 16 drzew, wymagających uzyskania odpowiedniej decyzji administracyjnej na ich wycięcie.

Szczegółową inwentaryzację szaty roślinnej kolidującej z projektowaną inwestycją oraz projekt wycinki drzew przedstawiono w odrębnym opracowaniu branżowym. Kolidujące drzewa oznaczono na projekcie zagospodarowania terenu.

#### 5.4. Warunki geotechniczne.

W ramach nin. opracowania wykonano 5 otworów geotechnicznych o głębokości od 4,0 do 6,0 m. Ponadto do oceny warunków geotechnicznych wykorzystano analizę dodatkowych dwóch otworów archiwalnych. W podłożu stwierdzono występowanie stosunkowo jednolitych warunków gruntowych. Pod wierzchnią warstwą gruntów nasypowych i gleby zalegają piaski drobno- i średnio-ziarniste z przewarstwieniami piasków gliniastych. Miejscowo występują cienkie warstwy gliny lub piasków pylastych, jednak ich miąższość nie przekracza 0,6 – 0,7 m.

W żadnym z wykonanych otworów geotechnicznych nie nawiercono wody gruntowej. Dane szczegółowe przedstawiono w opinii geotechnicznej, stanowiącej załącznik nr 14 do nin. opisu.

Wniosek: Projektowane obiekty zaliczono do drugiej kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych (podstawa: Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012 roku – Dz. U. nr 2012.463).

#### 6. Koncepcja rozwiązania technicznego.

Wody opadowe i roztopowe zostaną odprowadzone z terenu Szpitala do kolektora miejskiego o średnicy 500 mm, przebiegającego przez teren Szpitala.

Przepustowość hydrauliczna kolektora wyznaczona odcinkami o minimalnym spadku dna na poziomie 5 ‰ wynosi 266,8 l/sek. Kolektor został zaprojektowany dla zlewni miejskiej z uwzględnieniem potrzeb Szpitala zaledwie w ilości 52,6 l/sek. Rzeczywisty maksymalny spływ wód opadowych z całego obszaru Szpitala wyniesie 350,9 sek ( tabela nr 3 i nr 4). Podłączenie Szpitala do kolektora wymaga zatem retencjonowania wód opadowych, mającego na celu obniżenie natężenia dopływu do kolektora. W wyniku założonego retencjonowania odpływ ze zlewni „A” zostanie ograniczony do 30 l/sek, natomiast sumaryczny docelowy odpływ z kolektora zostanie zredukowany do 293,4 l/sek ( tabela nr 2). Wody opadowe z wyznaczonych zlewni „B” i „C” będą doprowadzane do istniejącego kolektora miejskiego Ø 500 mm bez potrzeby retencjonowania, ponieważ odpływ z tego obszaru mieści się w przepustowości kolektora.

Kolejnym czynnikiem ograniczającym swobodny odpływ wód opadowych z terenu Szpitala są istniejące separatory, zlokalizowane w ciągu istniejącego kolektora miejskiego, przy ul. Nadbrzeżnej.

Przepustowość istniejących separatorów wyznaczona stosunkiem przepływów 40/400 jest niewystarczająca dla potrzeb Szpitala.

Z powyższych powodów obszar „A” terenu Szpitala, obejmujący m. innymi pawilony nr III, IV, XIII, XIV, XV, XVII oraz obiekty obsługowe – kuchnia, kotłownia, pralnia, warsztaty, budynek dyrekcji, może być podłączony do istniejącego kolektora po zapewnieniu odpowiedniej retencji wód opadowych oraz właściwego podczyszczania na dodatkowych separatorach o przepustowości 30/300 l/sek.

Projektowane obiekty technologiczne, obejmujące zbiorniki retencyjne, separatory i przepompownię wód opadowych zostaną zlokalizowane w obrębie pasa zieleni, przed pawilonem nr XVI stanowią II etap rozbudowy kanalizacji deszczowej i są przedmiotem nin. projektu.

W okresie przejściowym, pomiędzy budową I i II etapu kanalizacji deszczowej, wody opadowe będą odprowadzane bezpośrednio do kolektora Ø 500 mm za pośrednictwem kanału, który przejmie w układzie docelowym funkcję przelewu awaryjnego.

#### 7. Stan własnościowy terenu inwestycji.

Projektowane sieci i obiekty technologiczne kanalizacji deszczowej zostały zlokalizowane na działkach położonych w obrębie ewidencyjnym 0001 Świecie:

- nr 869/8, 882/4, 881/30, 868/1, 867/25, 864/10, 864/34 własności Województwa Kujawsko-Pomorskiego z/s Urząd Marszałkowski Województwa Kujawsko-Pomorskiego w Toruniu, pl. Teatralny 2, 87-100 Toruń.
- nr 869/6 własność Skarbu Państwa w zarządzie Starosty Świeckiego z/s Starostwo Powiatowe w Świeciu, ul. Gen. J. Hallera 9, 86-100 Świecie.
- nr 869/7, 867/24 – własności Gminy Świecie z/s Burmistrz Świecia, ul. Wojska Polskiego 124, 86-100 Świecie.
- nr 881/3 – własność prywatna – współwłasność ustawowa osób fizycznych, reprezentowanych przez Zarząd Wspólnoty Mieszkaniowej budynku przy ul. Sadowej 18/27 w Świeciu.

Właściciele nieruchomości wyrazili zgodę na lokalizację sieci i obiektów kanalizacji deszczowej na terenie stanowiącym ich własność.

Wypisy z rejestru załączono do nin. opisu (zał. nr 2), natomiast zgoda właścicieli nieruchomości stanowi odrębne opracowanie, przekazane Inwestorowi.

#### 8. Oddziaływanie obiektu.

Obszar oddziaływania obiektu jest ograniczony do granic działek, na których zlokalizowano projektowaną sieć kanalizacji deszczowej wraz z towarzyszącymi obiektami technologicznymi i nie

powoduje ograniczeń w zagospodarowaniu terenu, w tym zabudowy tego terenu.

Projektowana sieć kanalizacji deszczowej stanowi układ grawitacyjno - ciśnieniowy, podziemny, zaprojektowany z materiałów obojętnych, wykluczających jakiekolwiek oddziaływanie na środowisko.

Nie jest powiązana z innymi działaniami, co wyklucza skumulowane oddziaływanie na otoczenie. W trakcie eksploatacji użytkownik ma obowiązek systematycznie monitorować stan techniczny kanalizacji, prowadzić systematyczną konserwację i dokonywać natychmiastowych napraw w przypadku stwierdzenia awarii.

#### 9. Wpływ obiektu na środowisko.

W celu wyeliminowania możliwości podtopienia miejskiego kolektora deszczowego i wyeliminowania cofki przyjęto retencjonowanie wód z deszczu nawalnego, odprowadzanego z administracyjno – technicznej części terenu Szpitala.

Wody opadowe i roztopowe zostaną przed odprowadzeniem do odbiornika podczyszczone na projektowanych separatorach zawiesin ogólnych oraz węglowodorów ropopochodnych. Wody opadowe i roztopowe zostaną podczyszczone w stopniu, spełniającym wymagania Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 roku. Zaprojektowana retencja wód opadowych ogranicza w znacznym stopniu intensywność zrzutu wód opadowych do odbiornika, eliminując możliwość podtopienia okolicznych terenów.

Oddziaływanie inwestycji na otoczenie ograniczy się wyłącznie do fazy realizacji i będzie miało charakter lokalny, czasowy i odwracalny.

Uciążliwości w czasie budowy będą minimalizowane poprzez ograniczenie powierzchni terenu objętego budową, zorganizowanie zaplecza sanitarnego, bazy materiałowej i sprzętu budowlanego, zapewnienie właściwego nadzoru na budowie.

Dyrektor Regionalny Ochrony Środowiska w Bydgoszczy wydał w dniu 05.04.2013 roku dla całości przedsięwzięcia decyzję o środowiskowych uwarunkowaniach zgody na realizację przedsięwzięcia, stanowiącą załącznik nr 4 do nin. opisu technicznego.

Inwestycję zaliczono do przedsięwzięć mogących potencjalnie znacząco oddziaływać na środowisko, bez konieczności przeprowadzenia oceny oddziaływania przedsięwzięcia na środowisko.

#### 10. Informacja o ochronie konserwatorskiej.

Teren inwestycji objęty jest ścisłą ochroną konserwatorską i archeologiczną.

Zespół obiektów Szpitala, powstałego w połowie XIX wieku jest usytuowany w rejonie domniemanego średniowiecznego grodu.

Projektowane roboty należy prowadzić pod stałym nadzorem archeologicznym.

W trakcie wykonywania robót należy przestrzegać zasad, określonych w piśmie Wojewódzkiego Urzędu Ochrony Zabytków w Toruniu – Delegatura w Bydgoszczy (zał. nr 5 do nin. opisu).

Inwestor przed zaplanowanym rozpoczęciem robót ziemnych powinien powiadomić Urząd Ochrony Zabytków – Delegaturę w Bydgoszczy o terminie rozpoczęcia.

#### 11. Uzgodnienia projektu.

Niniejszy projekt uzgodniono z następującymi jednostkami:

1. Urząd Miejski w Świeciu – Wydział Inwestycyjny.
2. Urząd Miejski w Świeciu – Wydział Rolnictwa, Ochrony Środowiska i Gospodarki Komunalnej
3. Kujawsko-Pomorskie Inwestycje Medyczne Sp. z o.o. w Toruniu.
4. Wojewódzki Szpital dla Nerwowo i Psychicznie Chorych w Świeciu.
5. Zakład Wodociągów i Kanalizacji Sp. z o.o. w Świeciu
6. Starostwo Powiatowe w Świeciu – Zespół Uzgadniania Dokumentacji Projektowej.
7. Wojewódzki Urząd Ochrony Zabytków w Toruniu – Delegatura w Bydgoszczy.

Oryginały uzgodnień dołączono do archiwalnego egzemplarza dokumentacji.

Opracował:  
mgr inż. Edward Smentek

## **Projekt architektoniczno – budowlany.**

### 1. Przeznaczenie obiektu.

Przeznaczeniem projektowanych obiektów jest zorganizowane odprowadzanie wód opadowych i roztopowych z terenu Szpitala do istniejącego miejskiego kolektora kanalizacji deszczowej. Projektowana sieć kanalizacji deszczowej umożliwi odprowadzanie wód opadowych i roztopowych z powierzchni ulic i chodników i terenów przyległych oraz z powierzchni dachów obiektów kubaturowych.

### 2. Obliczenia hydrauliczne.

#### 2.1. Założenia.

##### 2.1.1. Natężenie deszczu.

Zgodnie z założeniami Koncepcji Programowo – Przestrzennej oraz PFU kanalizację zwymiarowano dla natężenia deszczu o prawdopodobieństwa pojawiania się  $p = 50\%$  t.j.  $c=2$  lata.

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{c}}{t^{0,67}} \text{ [l/sek/ha]}$$

Dla czasu trwania deszczu miarodajnego  $t = 15$  minut oraz  $c = 2$ , natężenie deszczu miarodajnego

$$q_1 = \frac{470 \sqrt[3]{2}}{15^{0,67}} = 96,27 \text{ l/sek/ha.}$$

Natężenie deszczu dla czasu trwania deszczu  $t = 10$  minut, jako czasu minimalnego, przyjętego w metodzie natężeń granicznych, zastosowanej dla obliczeń hydraulicznych kanalizacji, wynosi 126,6 l/sek

##### 2.1.2. Metoda natężeń granicznych.

Zmienne natężenie deszczu ustalono z formułą wymienioną w punkcie 2.1.1. nin. opisu przy zastosowaniu obliczeniowego, faktycznego czasu przepływu przez odcinki kanału od końcówki do rozpatrywanego przekroju.

$$t = 1,2 \sum t_p + t_k \geq 10 \text{ min}$$

$t_p$  – czas przepływu przez poszczególne odcinki

$t_k$  – czas koncentracji terenowej

Dla  $n = 5 \text{ ‰}$  czas koncentracji terenowej  $t_k = 5$  minut. Wymiarowanie kanałów i ustalenie parametrów przepływu przyjęto analogicznie na podstawie wzoru Manninga.

### 2.1.3. Wzór Manninga

Prędkość przepływu przy napełnieniu całkowitym lub częściowym jest wyrażona równaniem :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}$$

gdzie : K – współczynnik Manninga [ $m^{1/3}/sek$ ]

$R_h$  – promień hydrauliczny [m]

I – spadek hydrauliczny

Współczynnik Manninga obliczamy w zależności :

$$K = 4 \times \sqrt{g} \times \left(\frac{32}{D}\right)^{1/6} \times \log_{10}\left(\frac{3,7 D}{k}\right)$$

gdzie : g – stała grawitacji [ $m/sek^2$ ]

D – wewnętrzna średnica rury [m]

k – chropowatość rury [m]

Współczynnik Manninga może być wyrażony w postaci :

$$K = \frac{1}{n}$$

gdzie : n – współczynnik szorstkości rur.

Niezależnie od rodzaju materiału dla kanałów ściekowych  $n = 0,013$  co wyznacza wartość  $K = 76,92 m^{1/3} / sek$ .

Średnice kanału ostatecznie obliczono w zależności :

$$Q = 60,41 \times D^2 \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \text{ m}^3/sek$$

$$Q = 24,2 \times D^{2,67} \times I^{1/2} \text{ m}^3/sek$$

### 2.2. Powierzchnia zlewni rzeczywistej i zredukowanej.

Powierzchnie zlewni cząstkowych, wyznaczonych w oparciu o docelowy sposób zagospodarowania terenu, ustalono w oparciu o ustalenia projektu budowlanego rozbudowy kanalizacji deszczowej dla I etapu realizacji oraz o miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego (vide rys. nr 1). Wynoszą one:

	zlewnia rzeczywista [ha]	zlewnia zredukowana [ha]
• zlewnia „A” (Z-1,Z-2,Z-3.1.,Z-3.2.,Z-4.1.,Z-4.2.,Z-12)	3,107	1,709
• zlewnia „B” (Z-5,Z-6,Z-7,Z-8)	1,425	0,784
• zlewnia „C” (Z-9.1.;Z-9.2.,Z-10)	1,205	0,663
Razem	5,737	3,156

Uśredniony współczynnik spływu powierzchniowego przyjęto wg. szczegółowych obliczeń na



poziomie  $\varphi = 0,55$ .

Powierzchnię zlewni cząstkowych, odniesionych do poszczególnych odcinków kanalizacji ustalono jako część zlewni ogólnej, proporcjonalną do długości odcinka, odniesionej do całkowitej projektowanej kanalizacji.

$$f_i = \frac{L_{odc}}{\sum L} \times F_{zlewni}$$

### 2.3. Wyniki obliczeń hydraulicznych.

Szczegółowe obliczenia hydrauliczne i wymiarowanie kanałów przeprowadzono dla prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu  $p = 50 \%$ , czasu trwania deszczu  $t = \geq 10$  minut, metodą natężeń granicznych.

W wymiarowaniu kanałów uwzględniono warunek wymaganej retencji w kanałach i natężenia zrzutu wód opadowych do odbiornika. Szczegółowe obliczenia przepustowości kolektora miejskiego po podłączeniu terenu Szpitala przedstawiono w wersji bez retencji wód opadowych dla zlewni sieci „A” (tabela nr 1) oraz w projektowanej wersji z retencją (tabela nr 2)

Brak retencji wskazuje na zaistnienie znacznych przeciążeń hydraulicznych kolektora miejskiego oraz przeciążeń istniejących separatorów, zlokalizowanych w ul. Nadbrzeżnej, w rejonie wylotu kolektora do rzeki Wda.

Retencjonowanie wód opadowych, odprowadzanych ze zlewni „A” i ograniczenie natężenia zrzutu wód opadowych z tej zlewni do kolektora miejskiego w ilości maksymalnie 30,0 l/sek spowoduje, że projektowane odpływy z terenu Szpitala zbilansują się z przepustowością hydrauliczną kolektora miejskiego.

Szczegółowe hydrauliczne obliczenia dla kanałów deszczowych, projektowanych w ramach II etapu inwestycji przedstawiono w załączonej tabeli nr 3. Obliczeniami objęto podstawowe kanały w zlewni „A” i „C”, pomijając przeprowadzenie szczegółowych obliczeń hydraulicznych dla zlewni cząstkowych Z-5, Z-6, Z-7, Z-8 oraz Z-11, obsługiwanych przez wyodrębnione odcinki kanalizacji o charakterze przyłączy z uwagi na dogodne podłączenia do kolektora miejskiego..

## 3. Sieć kanalizacji deszczowej - Opis przyjętych rozwiązań technicznych.

### 3.1. Materiał rur. Posadowienie.

Zgodnie z warunkami technicznymi Zamawiającego kanały o średnicach w zakresie od 160 do 500 mm zaprojektowano z rur kanalizacyjnych kielichowych PVC klasy „S”. Rury w przypadku zalegania lokalnie w strefie posadowienia glin zwartych lub glin piaszczystych, należy posadowić na podsypce piaskowej grubości 10 cm po zagęszczeniu.

Kanały o średnicach w zakresie od 200 mm do 400 mm zaprojektowano z rur kanalizacyjnych PVC litych klasy „S” o złączach z uszczelką gumową o wymiarach:

- Ø 200/5,9 mm
- Ø 250/7,3 mm
- Ø 315/9,2 mm
- Ø 400/11,7 mm
- Ø 500/14,6 mm

o długości montażowej 6,0 m.

### 3.2. Zestawienie długości projektowanej sieci.

Zakresem rzeczowym II etapu realizacji inwestycji objęto w sumie 999,0 m kanałów deszczowych, w tym na obszarze zlewni:

- „A” o łącznej długości 335,0 m
- „B” o łącznej długości 150,0 m
- „C” o łącznej długości 514,0 m.

Pozostałe odcinki mają charakter lokalny, stanowiąc uzupełnienie projektowanej sieci.

W rozbiciu na średnice i materiały rur:

- Ø 200 mm PVC - 382,5 m
- Ø 250 mm PVC, PE - 423,5 m
- Ø 315 mm PVC - 118,5 m
- Ø 400 mm PVC, PE - 57,5 m
- Ø 500 mm PVC - 10,0 m

Zakresem projektu objęto ponadto przyłącza do:

- wpustów deszczowych Ø 200 mm PVC o łącznej długości 129,0 m
- rur spustowych rynien Ø 160 – 200 mm PVC i PE o łącznej długości 512,4 m, w tym:
  - Ø 160 mm - 415,2 m
  - Ø 200 mm - 97,2 m

### 3.3. Studnie rewizyjne.

#### 3.3.1. Założenia.

Studzienki rewizyjne zaprojektowano na odcinkach prostych kanałów w rozstawie 40,0 do 60,0 m, na załamaniach trasy w poziomie i w pionie oraz w miejscach połączeń kanałów.

W projekcie przyjęto 3 rodzaje studzienek rewizyjnych:

- dla kanałów o średnicy do 400 mm o głębokości do 3,0 m – włączowe o średnicy studni

Ø 1.000 mm

- dla przyłączy do wpustów ulicznych oraz od rur spustowych do rynien – niewłazowe o średnicy 425 mm i 600 mm..

W projekcie ujęto w sumie 80 szt. studni rewizyjnych, w tym 45 szt. studni włazowych..

### 3.3.2. Studnie włazowe Ø 1.000 mm.

Studnie należy wykonać z elementów prefabrykowanych Ø 1.000 mm o konstrukcji żelbetowej z betonu B-45 z osadzonymi w sposób trwały i szczelny przejściami dla rur przewodowych kolektora, stopniami włazowymi oraz uszczelkami dla połączeń elementów prefabrykowanych. Studzienki wykonać zgodnie z PN-B-10729:1999 w sposób gwarantujący szczelność konstrukcji na infiltrację oraz ewentualną eksfiltrację, stosując uszczelnienia systemowe rur PVC lub PE w ścianach studni betonowych.

Należy wyposażyć je w włazy kanałowe, przejazdowe klasy D400 zgodnie z PN-87/H-7405 1 (napis kanalizacja deszczowa) oraz prefabrykowany pierścień odciążający. Teren wokół wjazdu należy obrukować kostką betonową „Polbruk” w promieniu 1,0 m.

W projekcie przyjęto ogółem 45 szt. studni włazowych Ø 1.000 mm.. Szczegół rozwiązania przedstawiono na załączonym rysunku..

### 3.3.3. Studzienki niewłazowe Ø 425 mm i 600 mm.

Studzienki należy wykonać z gotowych elementów z tworzyw sztucznych z zachowaniem następujących elementów:

- dno prefabrykowane z kinetą
- rura karbowana studzienki z uszczelkami Ø 425 mm lub Ø 600 mm
- teleskopowy adapter
- pierścień odciążający
- właz kanałowy klasy D400

W projekcie przyjęto ogółem 35 szt. studni niewłazowych, w tym o średnicy 600 mm – 13 szt. oraz o średnicy 425 mm – 22 szt. Szczegół rozwiązania przedstawiono na załączonym rysunku..

### 3.4. Wpusty uliczne.

Przyjęto zastosowanie ulicznych wpustów typu drogowego o konstrukcji betonowej o średnicy 500 mm z osadnikiem o głębokości 1,0 m, pierścieniem odciążającym i skrzynką żeliwną 400 x 600 klasy D 400.

Lokalizacja wpustów ulicznych zostanie ustalona w koordynacji z projektem modernizacji ulicy

branży drogowej. W projekcie przyjęto ogółem 17 wpustów ulicznych. Wpusty zostaną podłączone do kanalizacji za pośrednictwem przyłączy o średnicy 200 mm PVC o łącznej długości 129,0 m.

### 3.5. Rury spustowe od rynien.

W projekcie ujęto w sumie 78 szt. połączeń do rur spustowych rynien, zainstalowanych na obiektach kubaturowych, Zwymiarowano je na Ø 160 mm oraz odcinki zbiorcze na Ø 200 mm i zaprojektowano z rur i kształtek kanalizacyjnych PVC. Wszystkie rury spustowe zostaną uzbrojone w rewizje klapowe. Łączna długość odcinków połączeniowych wynosi 512,4 m.

## 4. Retencja, podczyszczanie i odprowadzanie wód opadowych ze zlewni „A”.

### 4.1. Założenia.

Maksymalny przepływ obliczeniowy, wynoszący 216,6 l/sec (tabela nr 3) oraz odpowiadający mu przepływ normatywny 25,6 l/sec, odniesiony do natężenia deszczu 15,0 l/sec/ha, odprowadzany będzie poprzez separator zawiesin ogólnych i separator węglowodorów ropopochodnych do zbiorników retencyjnych o wymaganej pojemności 180 m<sup>3</sup>. Uśredniony odpływ o natężeniu 30,0 l/sec doprowadzany będzie do komory czerpalnej przepompowni PD, skąd wody opadowe trafią do studzienki wytłumiającej i poprzez odcinek kanału grawitacyjnego o średnicy 250 mm do studzienki nr D-11, zlokalizowanej na trasie kolektora miejskiego Ø 500 mm. Urządzenia technologiczne jako obiekty podziemne zostaną zlokalizowane w obrębie trawnika w rejonie pawilonu nr XVI.

### 4.2. Podczyszczanie wód opadowych.

#### 4.2.1. Jakość opadowych (ścieków surowych).

W oparciu o dotychczasowe badania oraz dane z literatury przyjęto, że wody opadowe dopływające do kanalizacji będą charakteryzować się następującymi, przeciętnymi zanieczyszczeniami:

- zawiesiny ogólne                      - 350 g/m<sup>3</sup>
- tłuszcze i oleje mineralne        - 150 g/m<sup>3</sup>

Wody o takim składzie wymagają przed odprowadzeniem do odbiornika podczyszczania w zakresie spełniającym wymagania Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. (Dz. U. z 2014 r. poz. 1800) w szczególności stężenia zanieczyszczeń nie mogą przekraczać:

- zawiesiny ogólne < 100 g / m<sup>3</sup>
- tłuszcze i oleje mineralne < 15 g / m<sup>3</sup>

#### 4.2.2. Technologia podczyszczania wód opadowych.

Zaprojektowano podczyszczenie wód opadowych w procesach sedymentacji zawiesin łatwoopadających – mineralnych oraz separacji substancji ropopochodnych i tłuszczów w procesach flotacji i sedymentacji. Proces sedymentacji będzie przebiegać w projektowanym 2 – komorowym osadniku o przepływie wirowym, natomiast usuwanie substancji ropopochodnych – na układzie lamelowym, zamontowanym w drugiej komorze osadnika.

W osadniku o przepływie wirowym nastąpi wytrącenie zawiesin łatwoopadających o gęstości powyżej  $1 \text{ kg/dm}^3$ . Osadnik składa się z dwu zbiorników.

Pierwszy służy do wydzielania zawiesin łatwoopadających natomiast drugi podzielony na 2 komory – do usuwania części pływających oraz usuwania związków ropopochodnych.

Separację związków ropopochodnych uzyskuje się w procesie flotacji i sedymentacji podczas poziomego przepływu przez sekcje żaluzjowe układu lamelowego.

Projektowany osadnik zapewni redukcję zawiesin mineralnych na poziomie powyżej 80% natomiast projektowany separator zwymiarowano dla efektu usuwania substancji ropopochodnych na poziomie ok. 97,0 %.

#### 4.2.3. Dobór urządzeń technologicznych.

##### 4.2.3.1. Osadnik o przepływie wirowym.

Wymagana sprawność technologiczna osadnika powinna wynosić co najmniej:

$$\eta_{os} = (Z_1 - Z_2)/Z_2 \times 100 = (350,0 - 100,0) / 350,0 \times 100 = 71,4 \%$$

Dla wymienionych efektów maksymalne obciążenie hydrauliczne osadnika nie powinno być wyższe niż  $0h \leq 48,0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ . Wymagana minimalna powierzchnia osadnika wynosi:

$$F_{os} \geq Q_{godz}/0h = 25,6 \times 3600/1000 \times 48,0 = 1,92 \text{ m}^2$$

Przyjęto 2 – komorowy osadnik o przepływie wirowym typu EOW 2L o średnicy pierwszej komory sedymentacyjnej 1.500 mm oraz drugiej komory – 1.500 mm i sumarycznej powierzchni użytkowej  $F_{os'} = 3,53 \text{ m}^2$ , dla której rzeczywiste obciążenie hydrauliczne odniesione do  $Q_{d \text{ norm}}$  wyniesie  $26,1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ , natomiast przewidywany efekt usuwania zawiesin mineralnych:

$$\text{dla } Q_{d \text{ norm}} \quad \eta_{1 \text{ zg}} = 78,0 \%$$

Zaprojektowano 2 – komorowy osadnik o przepływie wirowym o parametrach :

komora nr 1 – średnica –  $D_{w1} = 1500 \text{ mm}$

Głęb. użytkowa:  $h_1 = 1,67 \text{ m}$

Całkowita wysokość konstrukcyjna  $H_{\text{cał.}} = 4,47 \text{ m}$ .

komora nr 2 - średnica –  $D_{w2} = 1.500 \text{ mm}$

Głęb. użytkowa:  $h_2 = 1,67 \text{ m}$

Całkowita wysokość konstrukcyjna  $H_{\text{cał.}} = 4,47 \text{ m}$ .

Średnica kanałów: dopływowego i odpływowego –  $\varnothing 500 \text{ mm}$ .

#### 4.2.3.2. Separator lamelowy.

Dla ustalonego  $q_{\text{norm}} = 25,6 \text{ l/sec}$  przyjęto separator o przepływie nominalnym, dopuszczalnym  $30 \text{ l/sec}$  i przepływie maksymalnym  $300 \text{ l/sec}$ . Skuteczność separacji związków ropopochodnych ustalona dla obciążenia hydraulicznego.

$$Q_h = (25,6/600) \times 100 = 4,27 \%$$

będzie osiągać poziom do  $97,0\%$ .

Dane techniczne separatora:

Zakres przepływu $Q_{\text{norm}}/Q_{\text{max}}$	30/300 l/sec
Średnica komory	$D_w = 1.500 \text{ mm}$
Głębokość użytkowa	$H_u = 1.67 \text{ m}$
Całkowita wysokość konstrukcyjna	$H_{\text{całk.}} = 4,50 \text{ m}$
Średnica kanałów: dopływowego i odpływowego – $\varnothing 500 \text{ mm}$ .	

#### 4.2.4. Opis przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych.

##### 4.2.4.1. Osadnik o przepływie wirowym.

Urządzenie zbudowane jest z dwóch cylindrycznych zbiorników połączonych rurą centralną.

Pierwszy zbiornik przeznaczony jest do wydzielenia z wód deszczowych zanieczyszczeń opadających (zawiesiny). Drugi zbiornik podzielony jest na dwie komory. Pierwsza komora stanowi „pułapkę części pływających”, druga pełni rolę komory odpływowej. Przewód wlotowy wprowadzony jest do zbiornika pierwszego stycznie do pobocznic, co wymusza ruch wirowy ścieków. Wylot z pierwszego zbiornika tzw. rurą centralną, znajduje się w centralnej części. Dzięki takiej konstrukcji efekt usuwania zawiesiny osiągany jest przy wykorzystaniu oprócz siły grawitacyjnej, siły odśrodkowej.

W konsekwencji uzyskujemy wysoką sprawność separacji zawiesiny przy wysokich obciążeniach hydraulicznych, a co za tym idzie, urządzenie posiada stosunkowo małą powierzchnię w planie. Pod względem konstrukcyjnym oba zbiorniki są zaprojektowane z monolitycznych elementów prefabrykowanych. Zbiorniki osadnika będą zmontowane z elementów prefabrykowanych w gotowym, odwodnionym wykopie.

##### 4.2.4.2. Separator lamelowy.

Separatory PSW Lamela przeznaczone są do oddzielenia wód deszczowych i roztopowych ze związków ropopochodnych oraz końcowego doczyszczania z zawiesiny. Separację uzyskuje się

podczas poziomego przepływu zanieczyszczonych wód przez sekcje żaluzjowe, będące wewnątrz, wykorzystując procesy flotacji i sedymentacji.

Separator zbudowany jest z monolitycznego korpusu betonowego z kompletnym wyposażeniem wewnętrznym, kręgu nadbudowy i pokrywy z włazem. Wewnątrz korpusu umieszczone są na wspornikach sekcje żaluzjowe, na których zachodzi oddzielanie zanieczyszczeń. Wszystkie elementy wewnętrzne i zewnętrzne przystosowane są do pracy w środowisku agresywnym i nie wymagają dodatkowego izolowania i uszczelniania. Zamknięcie stanowi pokrywa betonowa z włazem.

Separator zaprojektowano jako podziemną komorę przekroju kołowym, wykonaną z elementów prefabrykowanych:

- sekcji dennej
- kręgów pośrednich
- sekcji centralnej z wlotem i wylotem
- płyty stropowej uzbrojonej w 2 włazy żeliwne, posadowione 30 cm powyżej otaczającego terenu
- wyposażenia wewnętrznego ( przegrody, sekcje żaluzjowe )

Zbiornik separatora będzie zmontowany z elementów prefabrykowanych w gotowym, odwodnionym wykopie.

#### 4.2. 5. Ilość osadów.

Sucha masa osadów zatrzymanych w przeciągu roku na urządzeniach podczyszczających została obliczona przy założeniu rocznej sumy opadów na poziomie 600 mm.

$$M = F_{zr} \times (Z_1 - Z_2) \times H_r / 100$$

gdzie:

$F_{zr}$  – powierzchnia zredukowana zlewni

$Z_1$  – stężenie zawiesiny ogólnej na wlocie do osadnika

$Z_2$  - stężenie zawiesiny ogólnej na wylocie z osadnika

$H_r$  – roczna wysokość opadów

$$M_1 = 2,73 \text{ ton/rok}$$

Dla założonego przeciętnego uwodnienia osadu, zagęszczonego grawitacyjnie do stopnia uwodnienia  $u = 40\%$ , objętość osadów wyniesie w skali rocznej  $3,0 \text{ m}^3$ .

Pojemność części osadowej każdego z osadników, ustalona dla maksymalnego wypełnienia osadem ok.50% czynnej pojemności komór określa wymaganą częstotliwość usuwania osadów. Wynosi ona od 1 do 2 razy w ciągu roku.

#### 4.3. Retencja wód opadowych.

##### 4.3.1. Założenia.

Wymaganą pojemność wentylacyjną ustalono wg ATV-A-117, przy pomocy nomogramu Pechera. Dla natężenia dopływu do zbiornika  $Q_{\max} = 216,6$  l/sek oraz zakładanego natężenia odpływu  $Q_{\text{sr}} = 30,0$  l/sek, po uwzględnieniu czasu dopływu wód opadowych do zbiornika  $t = 11$  min. (tabela nr 3), ustalono wymaganą pojemność retencyjną na poziomie  $207,9 \text{ m}^3$ .

Po uwzględnieniu retencji w kanałach, wynoszącej wg szczegółowych obliczeń  $38,4 \text{ m}^3$  (tabela nr 3), ustalono konieczne pojemności użytkowe zbiorników na poziomie  $169,5 \text{ m}^3$ .

Szczegółowe obliczenia hydrauliczne przedstawiono w tabeli nr 5.

##### 4.3.2. Rozwiązanie techniczne.

Przyjęto  $n = 2$  zbiorniki walcowe o średnicy 2.400 mm i długości - w zależności od producenta 20,0 m, o pojemności jednostkowej  $v_1 = 75,0 \text{ m}^3$  i pojemności całkowitej  $150,0 \text{ m}^3$ .

Dla intensywności odpływu  $q = 30,0$  l/sek, determinowanej przyjętą wydajnością przepompowni, czas opróżniania zbiorników oraz układu sieci po deszczu nawalnym, wyniesie ok. 2,1 godziny.

Zbiorniki zaprojektowano jako obiekty podziemne, wykonane z PE HD, posadowione na zagęszczonym gruncie rodzimym. Rzędne posadowienia dna obu zbiorników wynoszą 34,19 m n.p.m. Na wyposażenie zbiorników składają się po 2 kominy włazowe o średnicy 800 mm, wyposażone w drabiny włazowe oraz przewiazki o średnicy 355 mm i 630 mm. (rys. nr 4 i 9).

. Zbiorniki należy wykonać wg. projektu branżowego – cz. 2 – Obiekty inżynierskie.

#### 4.4. Przepompownia wód opadowych PD.

##### 4.4.1. Założenia obliczeń..

Nominalną wydajność przepompowni ustalono zgodnie z założeniami na  $Q_p = 30,0$  l/sek.

Założono:

- |   |                                    |
|---|------------------------------------|
| - ilość pomp roboczych                          | – $n = 2$ jednostki                |
| - rezerwa awaryjna 50 %                         | – $n = 1$ jednostka (na magazynie) |
| - średnica komory czerpalnej                    | – $D = 2.000$ mm                   |
| - typ pomp                                      | – zatapialne                       |
| - głębokość użytkowa komory czerpalnej          | – $H_{\text{cz}} = 1.230$ mm       |
| - głębokość czynna ( robocza) komory czerpalnej | – $H_{\text{cz}} = 800$ mm         |
| - montaż armatury w wyodrębnionej komorze zasuw | – $D_w = 2.000$ mm                 |



- optymalny zakres prędkości przepływu w rurociągu tłocznym

$$- v_{\text{opt}} = 0,90 - 1,10 \text{ m/sec}$$

#### 4.4.2. Wysokość podnoszenia pomp.

Dla  $Q = 30,0 \text{ l/sec}$  współpracy równoległej 2 pomp i przyjętej średnicy rurociągu tłocznego  $\varnothing 160 \text{ mm PE}$  oraz wysokości geometrycznej  $H_{\text{geo}} = 5,49 \text{ m SW}$  obliczono wymaganą wysokość podnoszenia pomp. Wynosi ona zgodnie z obliczeniami (tabela nr 6) :

$$H_p = 9,76 \text{ m SW.}$$

Doboru dokonano na przykładzie pomp typu KSB, nie wykluczając innych typów pomp o parametrach hydraulicznych, równoważnych do określonych powyżej.

Przyjęto  $n = 2$  pompy robocze:

- typu KRTF Amarex 80-250/44/ UC-1 z silnikami o mocy  $4,0 \text{ kW}$  przy  $n = 1.450 \text{ obr/min}$  z wirnikiem o swobodnym przelocie  $76 \text{ mm}$  i sprawności  $53,1 \%$ .

Charakterystyka pompy:

$$Q = 0 - 10,0 - 20,0 \text{ l/sec}$$

$$H = 14,5 - 12,5 - 9,0 \text{ m SW}$$

Charakterystykę przyjętych pomp oraz dane techniczne przedstawiono w tabeli nr 7.

#### 4.4.3. Konstrukcja przepompowni.

Komora czerpalna i komora zasuw zostaną wykonane z elementów żelbetowych prefabrykowanych o średnicy  $2.000 \text{ mm}$  i odpowiednio  $2.000 \text{ mm}$ , osadzonych w gotowym wykopie. Głębokość użytkowa obu komór wynosi  $6,13 \text{ m}$  i odpowiednio  $2,11 \text{ m}$  licząc od poziomu terenu. Opcjonalnie dopuszcza się wykonanie komory czerpальной z rur o średnicy  $2.000 \text{ mm}$  z polimerobetonu, co wymagać będzie odpowiedniej korekty projektu wykonawczego branży konstrukcyjno – budowlanej. Na dopływie do komory czerpальной zostanie zainstalowana zasawa odcinająca  $\varnothing 250 \text{ mm}$ . Na rurociągach tłocznych każdej pompy przyjęto montaż kompensatorów w obrębie komory czerpальной oraz w komorze zasuw – zawory zwrotne i zasawy odcinające. Szczegół rozwiązania technicznego przepompowni przedstawiono na rys. nr 10. Konstrukcja obiektów przepompowni jest przedmiotem branżowego projektu wykonawczego.

#### 4.5. Zasilanie w energię elektryczną.

Zasilanie przepompowni w energię elektryczną nastąpi z istniejącej na terenie Szpitala rozdzielcy nn (R-ZW) i kabla nn o długości  $105,0 \text{ m}$ . wg odrębnego projektu budowlano – wykonawczego cz. 3 - Przepompownia wód opadowych – Instalacje elektryczne.

#### 4.6. Sterowanie. Sygnalizacja.

Poziom ścieków max. 1 i min. 1 sterować będzie pracą pompy roboczej nr 1, bez potrzeby i możliwości uruchomienia pompy nr 2. W przypadku wzmożonego napływu wód opadowych nastąpi automatyczne załączenie pompy nr 2 na ustalonych poziomach sterowania max. 2 i min. 2 przy równoległej współpracy obu jednostek.

Poziomy sterowania zostaną ustanowione za pośrednictwem wyłączników pływakowych.

W normalnych stanach pracy przewiduje się automatyczną zmianę funkcji obu pomp w cyklu, ustalonym nastawą w szafie sterowniczej ( np. co 5 lub co 7 dni ).

Przewiduje się sygnalizację braku napięcia na zasilaniu, stanu pracy pompy nr 1 i nr 2 oraz osiągnięcia maksymalnego poziomu ścieków komorze czerpalnej.

Elementy sterowania i sygnalizacji łącznie z założeniami wykonania szafy sterowniczej i transmisji danych do centralnej dyspozytorni są przedmiotem odrębnego projektu wykonawczego branży elektrycznej.

#### 4.7. Rurociąg tłoczny.

Dla nominalnego docelowego przepływu 30,0 l/sec rurociąg zwymiarowano na Ø 180/6,9 mm PE-HD klasy 100 o SDR 26 wg. PN-EN 13244 o współczynniku chropowatości  $k \leq 0,15$ .

Dla przyjętej średnicy prędkość przepływu wynosi 1,383 m/sec oraz jednostkowa strata hydrauliczna  $i = 11,72 \text{ ‰}$ . Długość rurociągu wynosi 2,5 m na odcinku od komory zasuw do studzienki wytłumiającej (rys. nr 23).

Przewód ułożyć na podłożu rodzimym o nienaruszonej strukturze. W przypadku stwierdzenia lokalnych przewarstwień gruntów zwartych lub nasypowych, należy wykonać podsypkę piaskową grubości 10 cm.

### 5. Wytyczne realizacji roboty ziemne i montażowe.

#### 5.1. Organizacja i kolejność wykonania robót.

Realizacja inwestycji wymaga zachowania odpowiedniej kolejności wykonania poszczególnych elementów robót. Roboty mogą być prowadzone jednocześnie w obrębie zlewni nr „A”, „B” oraz „C”. , począwszy od wykonania kolektorów poprzez montaż obiektów technologicznych i kanałów zrzutowych. Montaż urządzeń stanowi końcową fazę realizacji robót.

Należy podkreślić bezwzględną konieczność precyzyjnego wytyczenia geodezyjnego sieci i obiektów, szczególnie w zakresie niwelety i rzędnych posadowienia.

Przed rozpoczęciem robót ziemnych należy wykonać usunięcie kolidujących 26 drzew, w tym 16 drzew, wymagających decyzji administracyjnej na wycinkę, zgodnie z ze szczegółową dokumentacją dendrologiczną..

### 5.2. Roboty ziemne.

Roboty ziemne na całej długości odcinków projektowanych w obrębie pasa ulicznego należy wykonać mechanicznie ze składowaniem urobku wzdłuż wykopu. Wykopy wąskoprzestrzenne należy umocnić na pełnej głębokości.

Roboty ziemne należy poprzedzić wykonaniem poprzecznych wykopów sondażowych do głębokości 1,50 m co każde 20 m trasy. W strefie skrzyżowań z istn. elementami uzbrojenia podziemnego roboty wykonać ręcznie.

Roboty ziemne należy wykonać zgodnie z normą PN-EN 1538:2000 oraz PN-EN 13331:2003 oraz PN – B -10736:1999. W trakcie wykonawstwa przestrzegać warunków BHP w zakresie zabezpieczenia i oznakowania wykopów, montażu, transportu w składowaniu materiałów zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z 6 lutego 2003 roku (Dz. U. nr 47/03 poz. 401) w sprawie bhp podczas wykonywania robót budowlanych. Szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe rozmieszczenie tablic informacyjnych, znaków drogowych i zapór.

Uwaga: W obrębie pasa jezdni dróg gminnych oraz drogi powiatowej kanały należy ułożyć w technologii bezwykopowej metodą przecisku lub przewiertu..

### 5.3. Zabezpieczenie istn. uzbrojenia.

W trakcie wykonywania robót ziemnych należy zwracać szczególną uwagę na istniejące uzbrojenie podziemne – przede wszystkim , sieć wodociągową, kanalizację sanitarną, sieć gazową oraz kable energetyczne SN, nn a także kable telekomunikacyjne. Elementy istn. uzbrojenia występujące w świetle wykopu podwiesić wspornikowo i zabezpieczyć przed uszkodzeniem.

W miejscach skrzyżowań lub zbliżeń do istniejących i projektowanych urządzeń energetycznych należy ściśle przestrzegać warunków uzgodnienia z dostawcą energii.

W rejonie istniejącej studni D-19 istn. na kolektorze miejskim o średnicy 500 mm należy usunąć kolizję projektowanego kanału deszczowego Ø 400 mm z istniejącym kanałem sanitarnym o średnicy 200 mm PVC. Wymagane jest przełożenie odcinka istniejącego kanału o długości 7,0 m wraz z wykonaniem dodatkowej studni S-1 o średnicy 425 mm, zlokalizowanej na załamaniu spadku dna kanału (rys. nr 26).

O napotkanym uzbrojeniu, nie oznaczonym na planach i profilach sieci należy powiadomić właścicieli/użytkowników urządzeń zabezpieczając uzbrojenie przed uszkodzeniem.

#### 5.4. Przewierty – wytyczne wykonania.

Przewierty i przeciski należy wykonać zgodnie z zaleceniami producentów maszyn i rur, poprzedzając je wierceniami pilotażowymi.

Przed przystąpieniem do wykonywania przewiertów należy wykonać wykop montażowy o wymiarach zapewniających dogodne i bezpieczne wykonanie przewiertów (w zależności od rodzaju maszyny), nie mniejszy jednak niż 1,5 x 3,0 m dla wykonania przewiertu dla rur średnicach do 500 mm.

Wykopy otworów montażowych prowadzić zgodnie z zaleceniami dla robót ziemnych. Wykopy należy odwodnić i oszalować na całej wysokości.

Ziemię z urobku wywieźć i czasowo składować w miejscu wskazanym przez inwestora lub składować urobek przy wykopie, z zachowaniem wymaganych przepisami odległości, o ile istnieje taka możliwość.

W trakcie wykonawstwa przestrzegać warunków BHP w zakresie zabezpieczenia i oznakowania wykopów, montażu, transportu w składowaniu materiałów zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z 6 lutego 2003 roku (Dz. U. nr 47/03 poz. 401) w sprawie bhp podczas wykonywania robót budowlanych. Szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe rozmieszczenie tablic informacyjnych, znaków drogowych i zapór.

#### 5.5. Roboty montażowe.

Elementem poprzedzającym montaż rur jest wykonanie podsypki.

Montaż i łączenie rur kanalizacyjnych oraz montaż studzienek rewizyjnych włączowych należy wykonać zgodnie z instrukcjami producentów dla rur kanalizacyjnych ze złączami z uszczelką zintegrowaną dla rur żelbetowych, dla rur PVC o złączach kielichowych z uszczelką gumową oraz dla rur PE ze złączami zgrzewanymi doczołowo.

Roboty wykonywać w temperaturach powyżej 0°C, przy czym zalecany przedział temperatur wynosi od +5°C do +20°C.

Wszystkie studnie i komory rewizyjne wykonać jako szczelne ze szczególnym uwzględnieniem styków pomiędzy poszczególnymi elementami studni oraz przejść rur przez ściany.

#### 5.6. Montaż zbiorników retencyjnych.

Montaż baterii rur o średnicy 2.400 mm nastąpi w gotowym wykopie obiektowym na gruncie rodzimym o nienaruszonej strukturze.

Segmenty rur 2.400 mm dostarczane na plac budowy w odcinkach o długości jednostkowej 12.0 m, będą spawane na miejscu montażu przy użyciu ekstrudera z zastosowaniem materiału rodzimego. Spawanie zostanie wykonane przez specjalistyczną ekipę producenta i dostawcy elementów zbiorników retencyjnych.

#### 5.7. Urządzenia do podczyszczania i zrzutu wód opadowych.

Obiekty technologiczne należy wykonać zgodnie z projektem wykonawczym branży konstrukcyjno – budowlanej.

Zbiorniki należy posadowić na podbudowie betonowej z betonu B-10 o grubości 10 cm.

Montaż wyposażenia technologicznego osadnika o przepływie wirowym i separatora lamelowego powinien prowadzić dostawca urządzeń lub upoważniony przez niego wykonawca.

#### 5.8. Zasyпка wykopów.

Obsypkę przewodu po obu stronach rur oraz zasypkę w strefie niebezpiecznej tj. do wysokości 0,30 m powyżej wierzchu rury należy prowadzić szczególnie starannie warstwami o grubości 0,20 – 0,25 m z dokładnym zagęszczeniem przy użyciu dowiezionego piasku. Na pozostałej wysokości wykopów można użyć do zasyпки gruntu rodzimego pod warunkiem, że będzie on pozbawiony brył, kamieni, gruzu i korzeni. Poszczególne warstwy zasyпки o grubości do 30 cm wymagają ubicia i zagęszczenia. Całość prac należy przeprowadzić zgodnie z wymaganiami PN-B/10736:1999.

#### 5.9. Roboty drogowe.

##### 5.9.1. Odtworzenie nawierzchni bitumicznej.

Zasady odtworzenia nawierzchni bitumicznej w określono poniżej:

1. Przed przystąpieniem do robót odtworzeniowych nawierzchni należy wykonać badanie zagęszczenia gruntu zgodne z PN- S- 02205: 1988 „Drogi samochodowe, roboty ziemne, wymagania i badania”. Wymagany stopień zagęszczenia wynosi 1,0.
2. W miejscu ingerencji w jezdnię oraz w miejscu lokalizacji węzła sieci, inwestor odtworzy nawierzchnię jezdni do połowy jej szerokości dla KR – 2.
3. Konstrukcje jezdni należy odbudować w następujący sposób:
  - podbudowa z kruszywa kl. I lub II o uziarnieniu 0-63 mm o grubości warstwy min. 32 cm
  - warstwa wiążąca z asfaltobetonu o uziarnieniu 0-25 mm o grubości warstwy min. 13 cm
  - warstwa ścieralna, wbudowana mechanicznie na całej szerokości jezdni o uziarnieniu 0-12,5 mm o grubości warstwy min. 5 cm

Styk odbudowanej nawierzchni z istniejącą nawierzchnią należy uszczelnić taśmą bitumiczną.

Na szerokość pasa odtworzenia nawierzchni należy odbudować krawężnik uliczny na ławie betonowej z oporem.

4. Zakres odtworzenia nawierzchni:

a) nawierzchnia ma być odtworzona w zakresie, wyznaczonym śladem wykopu i klinem odłamu, w zależności od zagłębienia kanału:

$$h = 2,0 \text{ m} \quad S = z+b+z = 1.04+0.90+1.04=3,0 \text{ m}$$

$$h = 2,5 \text{ m} \quad S = z+b+z = 1.30+0.90+1.30=3,50 \text{ m}$$

b) naprawa nawierzchni w szerokości podanej w pkt. 6a) obejmuje całą konstrukcją nawierzchni ze wszystkimi warstwami,

5. Podczas prac należy ograniczyć do minimum zniszczenie powierzchni biologicznej czynnej, a drzewa i krzewy na czas realizacji inwestycji zabezpieczyć w części podziemnej i nadziemnej zgodnie ze sztuką ogrodnictwa. Prace należy wykonać w sposób nie narażający drzewa i krzewy na uszkodzenia. W bezpośrednim sąsiedztwie drzew zabrania się przechowywania i uruchamiania maszyn i urządzeń budowlanych. Prace ziemne w zakresie koron drzew należy wykonywać ręcznie.

Uwaga: Przed przystąpieniem do odbudowy konstrukcji jezdni należy wykonać staranną zasypkę wykopu z wykonaniem badania zagęszczenia gruntu dla każdego metra zasyпки gruntowej, licząc od dna wykopu.

#### 5.9.2. Nawierzchnie gruntowe.

Zasady odtworzenia nawierzchni gruntowej określono poniżej:

1. Przed przystąpieniem do robót odtworzeniowych nawierzchni należy wykonać badanie zagęszczenia gruntu zgodnie z PN- S- 02205: 1988 „Drogi samochodowe, roboty ziemne, wymagania i badania”. Wymagany stopień zagęszczenia wynosi 1,0.

2. Na konstrukcję nawierzchni w miejscu odtworzenia po budowie wodociągu musi się składać podbudowa z tłucznia kamiennego stabilizowanego mechanicznie- warstwa dolna gr. 15 cm o frakcji 0 - 63 mm zaklinowana klinem kamiennym o grubości 10 cm o frakcji 0 - 31,5, co da łączną grubość podbudowy tłuczniowej 25 cm,

3. Podczas prac należy ograniczyć do minimum zniszczenie powierzchni biologicznej czynnej, a drzewa i krzewy na czas realizacji inwestycji zabezpieczyć w części podziemnej i nadziemnej zgodnie ze sztuką ogrodnictwa. Prace należy wykonać w sposób nie narażający drzewa i krzewy na uszkodzenia. W bezpośrednim sąsiedztwie drzew zabrania się przechowywania i uruchamiania maszyn i urządzeń budowlanych. Prace ziemne w zakresie koron drzew należy wykonywać ręcznie.

Po zakończeniu robót powierzchnie biologicznie czynne należy przywrócić do stanu poprzedniego (odtworzyć).

#### 5.10. Prace wykończeniowe po robotach ziemnych.

Teren po wykonaniu robót ziemnych należy uporządkować i doprowadzić do stanu pierwotnego. Teren wokół skrzynek do zasuw i do hydrantów należy w promieniu 1,0 m umocnić opaską betonową, ułożoną na podsypce piaskowej. Zasiewy na ziemi będą realizowane zgodnie z projektami wykonawczymi oraz w sposób akceptowany przez Inspektora Nadzoru.

Rekonstrukcja płyt chodnikowych i kostki brukowej oraz nawierzchni po zakończeniu robót, będzie zgodna z rozdziałem dotyczącym układania płyt chodnikowych i stosownym rozdziałem dotyczącym nawierzchni w sposób, określony w Szczegółowej Specyfikacji Robót, uzgodniony z Inspektorem Nadzoru.

#### 5.11. Próby techniczne.

Próby techniczne należy przeprowadzić zgodnie z wymaganiami PN-EN 1610:2002 – Budowa i badania przewodów kanalizacyjnych.

Pomiary i badania zgodności i dokładności wykonania w stosunku do projektu należy przeprowadzić po wykonaniu inwentaryzacji geodezyjnej – powykonawczej. Dopuszczalne odchylenia wymiarów w planie wynoszą 5 cm, natomiast odchylenia od rzędnych w profilu nie powinny przekraczać 1 cm. Zmiana kierunku na odcinku jest niedopuszczalna natomiast maksymalny kąt odchylenia na złączu rur nie może przekraczać 2°.

Odcinki sieci grawitacyjnej należy poddać próbie szczelności na eksfiltrację i infiltrację. Czas próby nie powinien być krótszy jak 1 godzina. Nie dopuszcza się możliwości eksfiltracji do gruntu oraz infiltracji wody gruntowej do kanału.

Próby należy przeprowadzić zgodnie z wymaganiami cytowanej na wstępie normy.

#### 6. Uwagi dla wykonawcy.

Całość projektowanych robót należy wykonać zgodnie z:

- Warunkami technicznymi wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych – WTWiOSK – COBRTI – Instal z 2003 roku
- PN-B-10736:1999 – Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych oraz PN-81/B-03020
- PN-EN 1538:2002 - Roboty ziemne. Konstrukcje fundamentowe i prace ziemne.
- PN-EN 1610:2002 – Budowa i badania przewodów kanalizacyjnych

- PN-EN – 124:2000 – Zwieńczenie wpustów i studzienek
- PN-EN – 476:2001 – Wymagania ogólne dotyczące elementów stosowanych w systemach kanalizacji grawitacyjnej
- PN-EN 1401 – 1:1995 – Systemy U-PVC do kanalizacji
- PN-B – 10729 : 1999 – Studzienki kanalizacyjne
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12.04.2002 roku, (Dz. U. nr 75 poz. 690) w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie – dz. IV rozdz.1.
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dn. 1.10.1993 r w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy eksploatacji, remontach i konserwacji sieci kanalizacyjnych.
- Instrukcje montażowe układania rur PVC oraz rur PE w gruncie wydane przez producentów I dostawców rur oraz Instrukcja wykonania i odbioru instalacji wodociągowych – cz. 3.
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6.02.2003 roku, w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych.

Zastrzega się, że w przypadku potrzeby zmian w trakcie realizacji robót, mających wpływ na rozwiązanie konstrukcyjne, technologiczne i instalacyjne lub na zwiększenie kosztu robót wymagana jest akceptacja autora dokumentacji niezależnie od uzgodnień, uzyskanych od innych instytucji. W toku realizacji należy bezwzględnie przestrzegać zaleceń jednostek uzgadniających niniejszą dokumentację.

Opracował:

mgr inż. Edward Smentek