

## **Spis treści**

### **I. Wiadomości wstępne**

- 1.0 Dane ogólne.
- 1.1 Podstawa i cel opracowania.
- 1.2 Materiały służące do opracowania.
- 1.3 Wykaz przepisów prawnych.
- 1.4 Cel i zakres opracowania.
- 1.5 Zakład ubiegający się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego.
- 2.0 Stan formalno-prawny.
- 2.1 Zagospodarowanie terenu.
  - 2.1.1. Warunki ogólne
  - 2.1.2. Warunki szczególne w zakresie prawa wodnego
- 2.2. Obowiązki i prawa osób trzecich.
- 2.3. Informacje o formach ochrony przyrody.
- 2.4. Charakterystyka wód objętych pozwoleniem wodnoprawnym.
- 2.5. Stan prawny nieruchomości usytuowanych w zasięgu oddziaływania zamierzonego korzystania z wód.

### **II. Część zasadniczo techniczna.**

- 3.0. Dane ogólne.
- 3.1. Ilość i charakterystyka opadów.
- 3.2. Określenie ilości i jakości ścieków deszczowych.
  - 3.2.1. Analiza odwodnienia m. Staroźreby.
- 3.3. Opis przyjętego do realizacji wariantu oczyszczania wód opadowych.
  - 3.3.1. Analiza przepustowości rzeki Płonki z uwzględnieniem przejęcia oczyszczonych ścieków z kan. deszczowej.
  - 3.3.2. Analiza przepustowości rowu odpływowego
- 3.4. Informacja o sposobie zagospodarowania osadów ściekowych oraz konserwacja separatora.
- 3.5. Rodzaje urządzeń pomiarowych.
- 3.6. Ustalenia wynikające z warunków korzystania z wód regionu wodnego.
- 3.7. Wpływ gospodarki wodnej zakładu na wody powierzchniowe lub podziemne.
- 3.8. Sposób postępowania w przypadku rozruchu zatrzymania działalności bądź wystąpienia awarii.

### **III. Uwagi końcowe.**

- 4.0. Obowiązki związane z pozwoleniem wodnoprawnym.
- 4.1. Analiza możliwości uzyskania pozwolenia wodnoprawnego, warunki ogólne
- 4.2. Opis w języku niespecjalistycznym.

### **IV. Część załącznikowa i graficzna.**

## **I. Wiadomości wstępne.**

### **1.0. Dane ogólne**

#### **1.1 Podstawa i cel opracowania.**

Podstawą opracowania jest zlecenie Urzędu Gminy w Staroźrebach, na opracowanie operatu wodnoprawnego na szczególne korzystanie z wód – wykonanie urządzenia wodnego - wylotu i wprowadzanie oczyszczonych ścieków opadowych i roztopowych z projektowanej do przebudowy kanalizacji deszczowej na odcinku od ulicy Płockiej do ul. Chopina (ulice: Płocka, Wieczorka, Krótka, Sienkiewicza, Korczaka, Szkolna, Północna, Chopina) w m. Staroźreby do wód poprzez rów odprowadzający do rzeki Płonki w km 43+684. Operat wodnoprawny stanowić będzie syntezę i uzupełnienie dokumentów niezbędnych do uzyskania pozwolenia wodnoprawnego zgodnie z Ustawą z dnia 18 lipca 2001r. Prawo wodne ( tekst jednolity Dz. U. z 2012 r. poz. 145)

#### **1.2 Materiały służące do opracowania.**

Przy opracowaniu niniejszego operatu wykorzystano następujące materiały, z których część znajdowała się w posiadaniu Zleceniodawcy, w części zaś zachodziła konieczność dodatkowego opracowania:

- Mapy do celów projektowych w skali 1 : 1000
- Projekt budowlany „Przebudowa kanalizacji deszczowej w m. Staroźreby na odcinku od ulicy Płockiej do ul. Chopina (ulice: Płocka, Wieczorka, Krótka, Sienkiewicza, Korczaka, Szkolna, Północna, Chopina) opracowanie własne.
- Podręcznik WKŁ „odwodnienie dróg”, autor Roman Edel.
- Wizje lokalne, pomiary, decyzje i uzgodnienia.
- Normy i opracowania branżowe i własne.

#### **1.3 Wykaz przepisów prawnych.**

Dla potrzeb opracowania niniejszego projektu korzystano z następujących przepisów prawnych.

- Ustawa Ministrów z dnia 18 lipca 2001r. Prawo wodne (j. t. Dz. U. z 2012 r. poz. 145)

- Ustawa z dnia 07 lipca 1994r. o zagospodarowaniu przestrzennym (Tekst jednolity Dz.U.nr.15.poz.139.z późn.zm.)
- Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001r. Prawo ochrony środowiska (tekst jednolity Dz.U. 2008 nr 25poz.150)
- Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001r. – Ustawa o odpadach (Dz.U.nr.62,poz. 628, z późn.zm)
- Rozporządzenie Rady Ministrów z dn. 9 listopada 2004r. w sprawie określenia rodzajów przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko, oraz szczególnych uwarunkowań związanych z kwalifikowaniem przedsięwzięcia do sporządzenia raportu o oddziaływaniu na środowisku (Dz.U.nr.257.poz.2573)
- Rozporządzenie Rady Ministrów z dn. 10 maja 2005r. zmieniające Rozporządzenie w sprawie określenia rodzajów przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko oraz szczegółowych uwarunkowań związanych z kwalifikowaniem przedsięwzięcia do sporządzenia raportu o oddziaływaniu na środowisko (Dz.U.nr.92.poz.769).
- Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków, tekst jednolity, Dz. U. z 2006 r. nr123, poz. 858, zmiany Dz. U. z 2007 r. nr 147, poz. 1033.
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska (Dz. U. poz. 1800).

Oraz inne przepisy wykonawcze do ustawy Prawo wodne i Prawo budowlane.

#### **1.4 Cel i zakres opracowania.**

Celem opracowania jest przedstawienie danych technicznych w formie opisowej i graficznej odwodnienia powierzchniowego części ulic: Płocka, Wieczorka, Krótka, Sienkiewicza, Korczaka, Szkolna, Północna, Chopina) w m. Staroźreby z określeniem warunków odprowadzania ścieków opadowych i roztopowych do ziemi, z powierzchni 2,06 ha (docelowo 6,31 ha) i z 42,0 ha zlewni naturalnej, projektowanym do przebudowy kolektorem

Ścieki deszczowe i roztopowe z ulic i gruntów przyległych przed wprowadzeniem do rowu będą oczyszczane w projektowanym separatorze do parametrów jakościowych wymaganych prawem i są odprowadzone rurociągiem z tworzywa sztucznego  $\varnothing 800$  mm i wylotem konstrukcji betonowej do rowu odpływowego i dalej do rzeki Płonki.

#### **1.5 Zakład ubiegający się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego.**

**Urząd Gminy w Staroźrebach**  
**09-440 Staroźreby, ul. Płocka 18**

## **2.0. Warunki i stan formalno – prawny.**

### **2.1 Zagospodarowanie terenu.**

W chwili obecnej odwodnienie części ulic w miejscowości Staroźreby odbywa się za pomocą kanalizacji deszczowej składającej się z odcinków rurociągów o średnicy 200 mm długość – 21,20 m,  $\varnothing$  500 mm długość – 317,10 m i  $\varnothing$  1000 mm długość – 36,20 m, ogółem 374,50 m od ulicy Płockiej do ulicy Sienkiewicza oraz dwóch odcinków rowów otwartych o długości  $322,40 + 287,40 = 609,80$  m od ulicy Chopina do ulicy Sienkiewicza. Ze względu na niesprawność powyższego odwodnienia zaszła potrzeba przebudowy – rozbudowy istniejącej kanalizacji deszczowej.

Do chwili obecnej nie stosowano urządzeń oczyszczających jednak ze względu na ochronę środowiska określoną przepisami przed odprowadzeniem wód opadowych i roztopowych do odbiornika – do wód wymagają oczyszczenia.

#### **2.1.1 Warunki ogólne.**

Rozpatrywane ulice wraz z przyległym terenem zlokalizowane są na terenie częściowo własnych działek Gminy Staroźreby i częściowo na gruntach prywatnych w m. Staroźreby.

Celem zamierzenia jest wykonanie odwodnienia powierzchniowego ulic nowo projektowaną kanalizacją deszczową poprzez istniejący rów odpływowy z wylotem do rzeki Płonki.

#### **2.1.2 Warunki szczególne w zakresie prawa wodnego.**

Zgodnie z art. 122 ust. 1, pkt 3 Ustawy Prawo Wodne (j. t. Dz. U. z 2012 r. poz.145) pozwolenie wodnoprawne wymagane jest na wykonanie urządzeń wodnych. W artykule 9 tej ustawy podano definicję urządzeń wodnych, cyt...”To urządzenie służące kształtowaniu zasobów wodnych, oraz korzystaniu z nich, a w szczególności – m.in.

- Stawy oraz obiekty służące do ujmowania wód powierzchniowych
  - Wyloty urządzeń kanalizacyjnych służące do wprowadzania ścieków do wód
- Ust. 2 art. 9 tej ustawy rozszerza przepis dotyczący wykonania urządzeń wodnych „Przepisy ustawy dotyczące wykonania urządzeń wodnych stosuje się odpowiednio do odbudowy, rozbudowy, przebudowy, lub rozbiórki tych urządzeń. Podstawę wydania pozwolenia wodnoprawnego stanowi m.in. operat wodno-

prawny(art. 131 cytowanej ustawy – Prawo wodne). W rozpatrywanym przypadku mają zastosowania powyższe przepisy, urządzeniem wodnym jest w tym wypadku wylot, a ilość ścieków opadowych odprowadzanych wylotem do rowu odpływowego wynosi 209,08 dm<sup>3</sup>/s docelowo 622,09 dm<sup>3</sup>/s.

Ponadto w myśl obowiązujących przepisów wody opadowe ujęte w systemie kanalizacyjne zaliczane są do ścieków i na wprowadzenie ich do wód, lub do ziemi wymagane jest pozwolenie wodnoprawne. Będzie to przedmiotem postępowania administracyjnego.

## **2.2 Obowiązki i prawa osób trzecich.**

Projektowane urządzenia kanalizacji deszczowej zlokalizowane są w obrębie własnych działek i działek prywatnych po trasie istniejących urządzeń. Projektowany schemat technologiczny nie wpływa na jakiegokolwiek zakłócenie stosunków wodnych na gruntach sąsiednich. Wody opadowe i roztopowe z powierzchni utwardzonej i gruntów przyległych odprowadzane będą do kanalizacji deszczowej i kierowane będą do separatora z osadnikiem i dalej do ziemi - odbiornika – rowu odpływowego i dalej do rzeki Płonki.

## **2.3 Informacje o formach ochrony przyrody utworzonych lub ustanowionych na podstawie ustawy z dn. 16.04.2004 r.**

Na omawianym terenie oraz w zasięgu zamierzonego jego oddziaływania nie występują obiekty podlegające ochronie wyznaczone na podstawie ustawy z dn. 16.04.2004 r. o ochronie przyrody znajdującej się w zasięgu oddziaływania przedsięwzięcia (np. parki narodowe wraz z otulinami, rezerваты przyrody, parki krajobrazowe wraz z otulinami, obszar chronionego krajobrazu, projektowane i ogłoszone Europejskiej Sieci Ekologicznej Natura 2000).

## **2.4 Charakterystyka wód objętych pozwoleniem wodnoprawnym.**

Odbiornikiem wód opadowych i roztopowych jest rów odpływowy (długości 141,20 m, szerokość dna 0,60 m nachylenie skarp 1:1,5 ubezpieczony płytami ażurowymi) nie będący w ewidencji urządzeń melioracyjnych w WZMiUW w Warszawie o/Płock który jest lewobrzeżnym dopływem rzeki Płonki w km 43+691.

## **2.5 Stan prawny nieruchomości usytuowanych w zasięgu oddziaływania zamierzonego korzystania z wód.**

Analizowane urządzenia odprowadzające ścieki deszczowe i roztopowe zlokalizowane będą na terenie prawnie zajmowanym przez właściciela Gminy Staro-

żeby oraz na gruntach prywatnych po trasie istniejących urządzeń (na każdą działkę uzyskano prawo do dysponowania gruntem na cele budowlane)

Stan prawny nieruchomości usytuowanych w zasięgu oddziaływania zamierzonego korzystania z wód określono na podstawie wypisu z rejestru gruntów w załączeniu:

- Działki o nr ewidencyjnym 1145/1(ulica), 864/1, 511/8(ulica), 527/18(ulica), 529/2(ulica), 529/3, 547(ulica), 626(ul. Sienkiewicza), 627(ul. Wieczorka), 855, 863, 781(ul. Krótka) – własność Gmina Starożeby
- Działki o nr ewidencyjnych 1147(ulica), 1144 (ul. Jaśminowa), 447(ul. Północna) – własność Skarb Państwa,
- Działka o nr ewidencyjnym 65/1 – własność Zarząd Dróg Powiatowy w Płocku (ul. Chopina)
- Działka o nr ewidencyjnym 234 – własność Województwo Mazowieckie Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad (ul. Płocka),
- Działka o nr ewidencyjnym 856/5 – własność Województwo Mazowieckie,
- Działka o nr ewidencyjnym 867 – własność Skarb Państwa Marszałek Województwa Mazowieckiego (rzeka Płonka),
- Działka o nr ewidencyjnym 528 – własność Parafia Rzymsko – Katolicka PW. Świętego Onufrego,
- Działki o nr ewidencyjnym 73/2, 80/4, 420, 423, 424/1, 874, 425/4, 436/1, 500, 511/1, 780/1(ul. Krótka), 785/2, 795/2, 639/2, 639/22, 856/7, 786/4, - własność prywatna (dane w załączniku),

## **II. Część zasadniczo techniczna.**

### **3.0. Dane ogólne.**

Na projektowanym do zagospodarowania terenie należało uporządkować gospodarkę wodno – ściekową w ramach której należy wykonać:

- Urządzenia przejmujące wody opadowe i roztopowe odprowadzając je do wpustów kanalizacyjnych.
- Wpusty kanalizacyjne z osadnikiem.

- Rurociągi przesyłowe i rowy otwarte
- Oczyszczalnia – separator z osadnikiem ( piaskownikiem)
- Odprowadzenie (oczyszczonych) ścieków do rowu odpływowego.

### **3.1. Ilość i charakterystyka opadów.**

Ilość i charakter **opadów** wywierają wpływ na stężenie zanieczyszczeń w powietrzu. Opady atmosferyczne wypłukują aerozol przemysłowy zawieszony w powietrzu, w związku, z czym w okresach o większym opadzie notowane są większe wartości opadu pyłu, niższe natomiast wartości stężeń pyłu zawieszonego. Odwrotnie jest w okresach, w których notuje się mniejszą ilość opadów, przy założeniu równej emisji zanieczyszczeń. Teren opracowania charakteryzuje się niską sumą roczną opadów – poniżej 550 mm. Suma ta rozkłada się jednak nierównomiernie w ciągu roku. Zdecydowany wzrost opadów notuje się w miesiącach letnich, spadek natomiast w zimowych. Opady w poszczególnych porach roku różnią się od siebie nie tylko ilością i charakterem. O ile opady zimowe są na ogół długotrwałe, o tyle letnie krócej, charakteryzując się przy tym znacznym natężeniem. Intensywność wymywania zanieczyszczeń zależy również od charakteru opadów. Najmniejszą rolę odgrywają tu deszcze przelotne z chmur kłębiastych. Dużo większe znaczenie w procesie wymywania zanieczyszczeń z powietrza posiadają opady długotrwałe, szczególnie w postaci śniegu, którego zdolność pochłaniania cząstek jest największa.

### **3.2 Określenie ilości i jakości ścieków deszczowych.**

**3.2.1 Analiza odwodnienia miejscowości Staroźreby przy pomocy przebudowywanego rurociągu średnicy 800mm - hydraulika rurociągu i możliwości docelowego podłączenia sąsiadujących ulic.**

#### **A. Obliczenia ilości wód z terenów ulic i chodników.**

Przebudowywany rurociąg średnicy 800 mm przebiega po przekątnej miejscowości Staroźreby od przepustu pod ulicą Chopina po północno zachodniej części miejscowości do ujścia do rowu uchodzącego do rzeki Płonki w południowej części Staroźreb.

W obliczeniach uwzględniono docelowo ( 6,31 ha + 42,0 ha ) dopływ wód opadowych i roztopowych z ulic w których projektowany kanał zostanie wykonany jak również z sąsiednich ulic, których topografia pozwala na grawitacyjne odwodnienie w kierunku projektowanego kanału. Przyjęta trasa przebudowywanego kanału oraz jego zdolności hydrauliczne w perspektywie czasu umożliwią sprawne odwodnienie znacznego obszaru komunikacyjnego Staroźreb co poprawi mieszkańcom i użytkownikom

dróg komfort poruszania się po nich w czasie i po ustaniu nawalnych lub długotrwałych opadów deszczu oraz w okresie wiosennych roztopów.

Obliczenia ilości ścieków deszczowych przeprowadzono w oparciu o „Ograniczenie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg” opracowane przez Instytut Ochrony Środowiska w Warszawie, W-wa 2003r, oraz normę PN-S-02204 Drogi samochodowe. Odwodnienie dróg.

Kategoria drogi: L

Prawdopodobieństwo: **p=50%**

Czas koncentracji terenowej  $t_k = 300s$ , jeżeli obliczony ze wzoru czas miarodajny jest mniejszy od 600s, to do dalszych obliczeń przyjęto  $t_m = 600s$

Roczna suma opadów: **H=550 mm**

Stała: **A=592**

- Czas miarodajny deszczu:

$$t_m = 1,2 \frac{l}{v} + t_k$$

$l$  – długości kanałów, w metrach

$v$  – prędkość przepływu, w metrach na sekundę

$t_k$  – czas koncentracji terenowej, w sekundach

- Przepływ obliczeniowy:

$$Q = F * s * q$$

$F$  – powierzchnia zlewni drogi, w hektarach

$q$  – natężenie miarodajne opadu deszczu, w decymetrach sześciennych na sekundę na hektar

$s$  – współczynnik spływu

- Natężenie miarodajne opadu deszczu:

$$q = 15,347 \frac{A}{\{(t_m)^{0,667}\}}$$

**Wyniki obliczeń hydraulicznych dla urządzeń oczyszczających przedstawiono w tabeli nr1 i 1A.**

Do obliczeń zlewni przyjęto następujące założenia:

- szerokość jezdni: 5,50m
- szerokość chodników: 2,0m
- współczynnik odpływu zlewni jezdni: 0,9
- współczynnik odpływu z chodników: 0,7

Na podstawie przyjętych założeń, obliczono, że docelowo (6,31 ha) odpływ do odbiornika z projektowanego kolektora wyniesie:

$$\mathbf{Q=531,10 \text{ l/s.}}$$

Dopływ do samego przebudowywanego kolektora i istniejącej zlewni (2,06 ha) wynosi:

$$\mathbf{Q=118,09 \text{ l/s}}$$

### B. Obliczenia ilości wód ze zlewni naturalnej.

Zlewnię naturalną przyjęto jako obszar użytków rolnych dopływających do przepustu pod ulicą Chopina. Jego obszar określono na podstawie dokumentacji rozpoznania potrzeb i projektu melioracji gruntów rolnych w ramach zad. „Starożreby”. Obliczenia ilości wód dopływających do systemu kanalizacyjnego wykonano w oparciu o wzór Błaszczyka:

$$Q = q \cdot \varphi \cdot \psi \cdot F \text{ [l/s]},$$

przy następujących założeniach:

- współczynnik spływu dla terenów zielonych (zlewnia naturalna)  $\psi = 0,05$
- jeśli  $F < 1$  ha to współczynnik opóźnienia odpływu -  $\varphi = 0,619$
- natężenie deszczu miarodajnego -  $q = 70,0 \text{ dm}^3/\text{sek.}/\text{ha}$

$$Q = q \cdot \varphi \cdot \psi \cdot F = 70,0 \cdot 0,619 \cdot 0,05 \cdot 42,0 = 90,99 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Ogólna docelowa ilość ścieków wymagających podczyszczenia i odprowadzenia do odbiornika wyniesie:

$$Q = 531,10 + 90,99 = 622,09 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Z samego proj. kolektora i istniejącej zlewni ilość ścieków wynosi:

$$Q = 118,09 + 90,99 = 209,08 \text{ dm}^3/\text{s}$$

### C. Jakość ścieków(wód opadowych).

Wody opadowe spływające ze zlewni zawierać będą niewielką ilość piasku, błota i substancji ropopochodnych. Rodzaj zanieczyszczeń dostających się do wód opadowych zależy od sposobu zagospodarowania i charakterystyki terenu zlewni. Ilość zanieczyszczeń zależy natomiast od czasu kumulacji (długości przerw między opadami), a także intensywności spłukiwania, która jest funkcją natężenia, czasu trwania i wysokości opadu. Stężenie zanieczyszczeń w wodach opadowych nie jest wartością stałą, lecz ulega zmianą między jednym opadem a drugim, oraz w czasie trwania deszczu. Dla odbiornika najbardziej uciążliwą jest „pierwsza fala” występujące w początkowym okresie trwania deszczu, gdy jego natężenie nie jest zbyt duże, w ciągu pierwszych 10-20 minut. W okresie późniejszym, gdy natężenie deszczu maleje ilość spłukiwanych zanieczyszczeń znacznie maleje. Ilość ta zależna jest od długości przerw między opadami. Od podanej wyżej prawidłowości, zmian stężenia zanieczyszczeń w wodach opadowych mogą wystąpić odchylenia w następujących przypadkach:

- Gdy spływ spowodowany jest przez deszcz o małym natężeniu, a prędkość spływu jest niewystarczająca do zmycia większości zanieczyszczeń w początkowym czasie trwania spływu.
- Gdy ze względu na rozmiary zlewni czas koncentracji terenowej jest dość duży i główna fala zanieczyszczeń dociera z opóźnieniem w stosunku do początku opadu.

Czynnikiem wpływającym w istotny sposób na charakter i stężenie zanieczyszczeń w wodach opadowych jest pora roku. Na podstawie orientacyjnych wartości wskaźników zanieczyszczeń w wodach opadowych ustalonych na podstawie w wyniku badań wielu autorów i opublikowanych w fachowej literaturze można stwierdzić, że największe stężenie zawiesin występuje w okresie wiosennym podczas gdy w okresie jesiennym jest ono kilka razy mniejsze. Zawartość zawiesin w wodach opadowych waha się w szerokich granicach. Jedynie są to na ogół zawiesiny łatwo opadające składające się w przeważającej części z substancji mineralnych, które stanowią 62% zawiesiny ogólnej.

Przewidywane stężenia zawiesin ogólnych oraz substancji ekstrahujących się eterem naftowym w wodach opadowych wg literatury fachowej wynosić będą:

- Zawiesina ogólna – 296 mg/dm<sup>3</sup>
- Substancje ekstrahujące się eterem naftowym – 23,7 mg/dm<sup>3</sup>.

Dla wód opadowych odprowadzanych do kanalizacji deszczowej przyjęto maksymalne wskaźniki zanieczyszczeń:

Zanieczyszczenie	Stężenie średnie	Stężenie maksymalne
Zawiesina ogólna	130 mg/dm <sup>3</sup>	560 mg/dm <sup>3</sup>
Substancje ropopochodne	15 mg/dm <sup>3</sup>	26 mg/dm <sup>3</sup>

Wobec tego wody opadowe przed doprowadzeniem do rowu, wymagają zastosowania urządzeń oczyszczających.

### **Wymagania w zakresie stopnia oczyszczania wód opadowych.**

Wielkość stężeń wskaźników zanieczyszczeń będą obowiązywały jak dla ścieków opadowych, określonych w rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 roku.

Zgodnie z § 21 ust. 1 rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 roku w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. z 2014 r., poz. 1800), wody opadowe i roztopowe ujęte w szczelne, otwarte lub zamknięte systemu kanalizacyjne pochodzące z zanieczyszczonej powierzchni szczelnej terenów przemysłowych wprowadzane do wód lub do ziemi nie powinny zawierać substancji zanieczyszczających w ilościach przekraczających 100 mg/l zawiesin ogólnych oraz 15 mg/l węglowodorów ropopochodnych.

- § 21.1 wyżej cytowanego rozporządzenia stanowi, wody opadowe i roztopowe ujęte w szczelne, otwarte lub zamknięte systemy kanalizacyjne:
  - z powierzchni szczelnej terenów przemysłowych, składowych, baz transportowych, portów, centrów miast, dróg ekspresowych, dróg krajo-

wych i wojewódzkich oraz parkingów o natężeniu odpływu co najmniej 15 litrów na sekundę, na 1 hektar powierzchni szczelnej.

- Zakres poboru prób: zawiesiny ogólne, węglowodory ropopochodne.
- Miejsce poboru prób : wylot (obudowa wylotu).

#### **D. Dobór urządzeń podczyszczających ścieki deszczowe.**

##### **a. Dane wyjściowe:**

- $Z_{wlot}$ - stężenie zawiesiny ogólnej na wlocie do osadnika = 300 [mg/dm<sup>3</sup>]
- $Z_{wylot}$ - stężenie zawiesiny ogólnej na wylocie z osadnika = 100 [mg/dm<sup>3</sup>]
- Przepływ maksymalny  $Q_{max} = 622,09 \text{ dm}^3/\text{s}$
- Opad nominalny  $q_{nom}=15 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$  (zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego). Opady o intensywności nie większej od  $15 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$  generują 88% rocznej wysokości opadów.

##### **Przyjęto:**

- Przepływ nominalny ze zlewni:  $Q_{nom} = F_{zr} \times 15 \text{ dm}^3/\text{s} \times \text{ha}$
- Zlewnia zredukowana docelowa  $F_{zr} = 5,33 \text{ ha}$

$$Q_{nom} = 79,95 \text{ dm}^3/\text{s}$$

- Zlewnia zredukowana dla proj. kolektora i istniejącej zlewni  $F = 1,75 \text{ ha}$

$$Q_{nom} = 26,25 \text{ dm}^3/\text{s}$$

##### **b. Dobór.**

Proponuje się dwukomorowy separator typu **EOW-2L** produkcji ECOL-UNICON – lub równorzędny.

Wymagana skuteczność usuwania zawiesiny przy przepływie nominalnym

$$\eta_{min} = \frac{(Z1 - Z2) \times 100\%}{Z1} = 67\%$$

Dla powyższych przepływów i skuteczności dobrano układ podczyszczający składający się z osadnika wirowego zintegrowanego z separatorem lamelowym EOW-2L 60/600 (S) o następujących parametrach:

- średnica zbiornika 1 (komora osadnikowa)  $D_{ow1}$ : 2000 mm
- średnica zbiornika 2 (komora separatorowa)  $D_{ow2}$ : 2000 mm
- przepustowość maksymalna urządzenia:  $600 \text{ dm}^3/\text{s}$
- pojemność magazynowania osadu:  $8150 \text{ dm}^3$
- pojemność magazynowania oleju:  $1700 \text{ dm}^3$

Zaprojektowane urządzenia w układzie podczyszczającym nie posiadają wewnętrznego kanału odciążającego (by-passu); oznacza to, że wszystkie ścieki wpływające do urządzeń oczyszczających ulegają podczyszczaniu w układzie

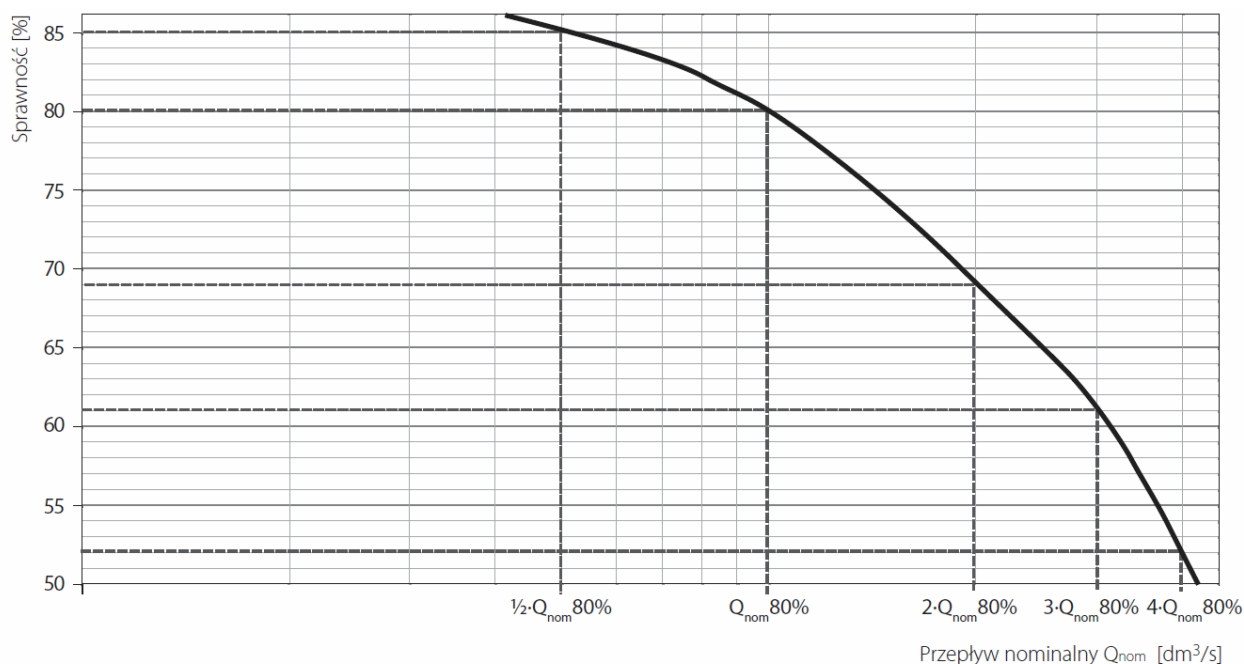
separacji. Jednocześnie zaprojektowane rozwiązanie zapewnia bezpieczeństwo dla zdeponowanych wcześniej zanieczyszczeń do swojej maksymalnej przepustowości hydraulicznej wynoszącej 600 dm<sup>3</sup>/s bez ryzyka wypłukania depozytów.

### c. Skuteczność oczyszczania.

#### Skuteczność oczyszczania w części osadnikowej.

Skuteczność zatrzymywania zawiesiny w dobranym osadniku wirowym **EOW-2L 60/600 (S)** dla swojej przepustowości nominalnej  $Q_{nom} = 60 \text{ dm}^3/\text{s}$  wynosi  $>80 \%$  (względem zawiesiny ogólnej o założonym składzie frakcyjnym).

**Stopień oczyszczania zawiesin spełnia wymogi zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 18.10. 2014 r. (Dz. U. z 2014 r. poz.1800).**

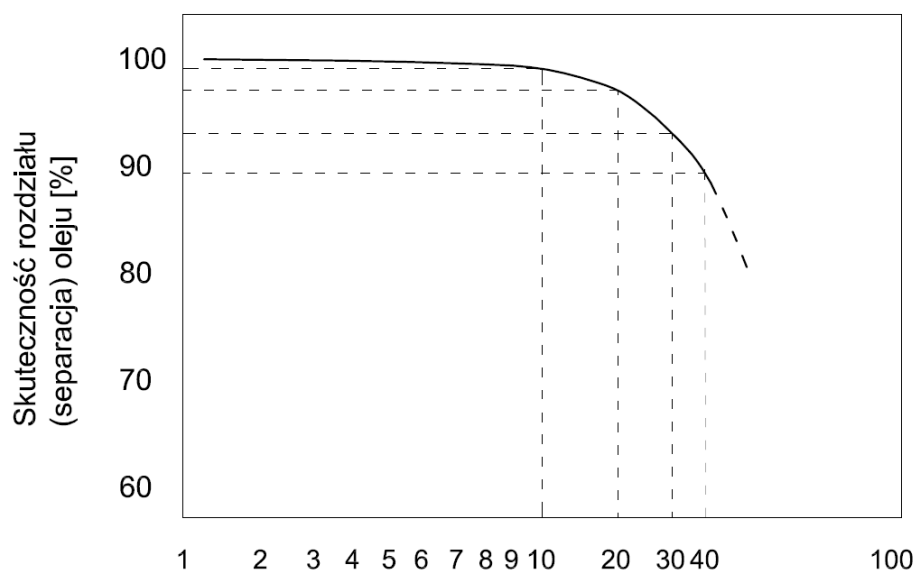


#### Skuteczność oczyszczania w części separatorowej.

Stopień obciążenia wkładów lamelowych dla przepustowości nominalnej wkładów lamelowych wynosi:

$$\eta = Q_{nom} / Q_2 = (60/600) \times 100\% = 10 \%$$

Na podstawie wykresu teoretycznej krzywej skuteczności separacji substancji ropopochodnych przy zastosowaniu wkładów lamelowych Ecol-Unicon, skuteczność separacji wyniesie  $> 99\%$  dla przepływu, który stanowi 10% maksymalnego obciążenia hydraulicznego urządzenia.



Przepływ (% maksymalnej przepustowości hydraulicznej urządzenia)

Z powyższej krzywej sprawności można odczytać:

- dla 10% przepustowości maksymalnej separatora (dla  $Q=60 \text{ dm}^3/\text{s}$ ) skuteczność separacji wynosi ~99%;
- dla 20% przepustowości maksymalnej separatora (dla  $Q=120 \text{ dm}^3/\text{s}$ ) skuteczność separacji wynosi ~97%;
- dla 30% przepustowości maksymalnej separatora (dla  $Q=180 \text{ dm}^3/\text{s}$ ) skuteczność separacji wynosi ~92%.

Skuteczność usuwania substancji ropopochodnych przy przepływie obliczeniowym ze zlewni wyniesie >80%. **Stopień oczyszczania substancji ropopochodnych spełnia wymogi zgodne z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 18.11. 2014 r. (Dz. U. z 2014 r. poz. 1800).**

#### d. Budowa i zasada działania urządzeń podczyszczających.

##### OPIS URZĄDZENIA

Zadaniem osadnika wirowego zintegrowanego z wkładem lamelowym EOW-2L jest wysokoefektywne oddzielanie zawieszin i substancji ropopochodnych z wód opadowych płynących w rozdzielczym systemie kanalizacji deszczowej, przed odprowadzeniem tych wód do odbiornika.

Urządzenie składa się z dwóch zbiorników.

Zbiornik I - pełni rolę komory wirowej, w której zatrzymywane są zawiesziny.

Zbiornik II – pełni rolę lamelowego separatora substancji ropopochodnych

##### BUDOWA I ZASADA DZIAŁANIA OSADNIKA WIROWEGO EOW-2L

Osadnik do podczyszczania wód deszczowych EOW-2L jest urządzeniem służącym do wydzielania zawiesiny łatwoopadającej o gęstości większej od  $1 \text{ kg/dm}^3$  ze ścieków deszczowych płynących kanalizacją rozdzielczą. Urządzenie zbudowane jest z dwóch cylindrycznych zbiorników połączonych rurą centralną.

Pierwszy zbiornik przeznaczony jest do wydzielenia z wód deszczowych zanieczyszczeń opadających (zawiesiny). Drugi zbiornik stanowi część separatorową. Umieszczony na wlocie deflektor kierunkowy umożliwia wprowadzenie ścieków stycznie do poboczniczy zbiornika, 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 grawitacji, 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.

W miarę zwiększania napływu, ścieki w zbiorniku pierwszym wirują coraz intensywniej. Zwierciadło ścieków podnosi się. Zanieczyszczenia pływające, które nie zostały wypłukane do zbiornika drugiego podczas pierwszej fali spływu, podnoszą się wraz ze zwierciadłem ścieków aż do przekroczenia poziomu krawędzi rury centralnej zwanej "czepnią Coriolisa". Z chwilą przekroczenia poziomu krawędzi – części pływające zostają wciągnięte do środka rury centralnej i przepływają wraz ze strumieniem ścieków zatopionym przewodem wlotowym do komory separacji w zbiorniku drugim. Ścieki przepływają do komory wylotowej poprzez otwór znajdującej się w dolnej części komory. Druga komora urządzenia, wyposażona w pakiety lamelowe, przeznaczona jest do usuwania z wód deszczowych i roztopowych związków ropopochodnych oraz końcowego doczyszczania z zawiesiny.

Separację uzyskuje się podczas poziomego przepływu zanieczyszczonych wód przez sekcje żaluzjowe, będące wewnątrz, wykorzystując procesy flotacji i sedimentacji.

W procesie flotacji oddzielane są zanieczyszczenia lekkie określone w normie

PN-EN 858. W pojęciu tej normy zanieczyszczeniami lekkimi są płyny o gęstości mniejszej niż woda, naturalnie w niej nie występujące lub występujące w nieznacznych ilościach, takie jak: benzyny, oleje napędowe, opałowe i inne mineralnego pochodzenia. Zanieczyszczeniami wg w/w normy nie są natomiast: emulsje, tłuszcze i oleje pochodzenia roślinnego i zwierzęcego. Konstrukcja zbiornika zabezpiecza zgromadzone zanieczyszczenia olejowe w określonej ilości magazynowania przed wypłukaniem w całym zakresie przepustowości hydraulicznej urządzenia.

Wewnątrz betonowego korpusu umieszczone są na wspornikach sekcje żaluzjowe, na których zachodzi oddzielanie zanieczyszczeń. Wszystkie elementy wewnętrzne i zewnętrzne przystosowane są do pracy w środowisku agresyw-

nym i nie wymagają dodatkowego izolowania i uszczelniania. Zamknięcie stanowi pokrywa betonowa z włazem/włazami. Sekcje lamelowe są elementem nie połączonym na stałe z pozostałymi elementami wyposażenia wewnętrznego separatora – są elementem demontowalnym wyposażonym w linki umożliwiające ich wyciąganie na zewnątrz separatora w celu czyszczenia z powierzchni terenu przez otwór włazowy. Sekcje lamelowe po oczyszczeniu z odseparowanych zanieczyszczeń poza zbiornikiem separatora mogą być używane wielokrotnie. Nie ma konieczności kontaktu ekipy eksploatacyjnej z wnętrzem separatora.

### **Zalety dodatkowe dobranego układu urządzeń podczyszczających**

- Budowa urządzeń podczyszczających zapewnia odpowiednią skuteczność oczyszczania w przypadku pracy urządzeń w warunkach podtopienia. W przypadku okresowego wystąpienia podtopienia sieci kanalizacyjnej spowodowanej wysokim poziomem ścieków w odbiorniku, pomimo obniżenia zdolności urządzenia do wytworzenia wiru w pierwszej komorze osadnika wirowego, w urządzeniu wciąż będzie wydzielana zawiesina ze ścieków w wyniku wydłużenia czasu zatrzymania ścieków w osadniku i zmniejszenia prędkości przepływu. Zabezpieczeniem przed wynoszeniem zdeponowanych osadów z osadnika jest odpowiedni poziom krawędzi rury centralnej. Również zbiornik z wkładami lamelowymi pełniący funkcję separatora substancji ropopochodnych ze względu na swoją budowę jest zabezpieczony przed przedostawaniem się zgromadzonych w nim zanieczyszczeń ropopochodnych do odpływu.

- W pierwszej komorze osadnika wirowego EOW-2L umieszczony na wlocie deflektor kierunkowy umożliwia wprowadzenie ścieków stycznie do pobocznicy zbiornika, 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 grawitacji, siły odśrodkowej. W konsekwencji uzyskujemy wysoką sprawność separacji zawiesiny przy wysokich obciążeniach hydraulicznych, a co za tym idzie urządzenie posiada stosunkowo małą powierzchnię zabudowy w stosunku do ilości oczyszczanych ścieków. Mniejsze gabaryty urządzenia mają istotne znaczenie w kwestiach transportu i posadowienia.

- Drobne substancje mineralne, które z uwagi na swój mały ciężar objętościowy zostały wyniesione z pierwszej komory osadnika wirowego zostają dodatkowo zatrzymywane na żaluzjowych sekcjach lamelowych w komorze drugiej (separatorowej) zwiększając tym samym skuteczność oczyszczania ścieków deszczowych.

- Czyszczenie jak i wykonywanie czynności eksploatacyjnych osadnika wirowego EOW-2L odbywa się w sposób prosty z powierzchni terenu i nie wymaga schodzenia do wnętrza urządzeń. Usuwanie zgromadzonych depozytów (piasek, substancje ropopochodne) odbywa się z powierzchni terenu za pomocą wozu asenizacyjnego.

- Osadnik wirowy zintegrowany z wkładem lamelowym EOW-2L zapewnia efekt oczyszczania poniżej  $100 \text{ mg/dm}^3$  zawiesiny ogólnej i  $15 \text{ mg/dm}^3$  substancji ropopochodnych tym samym spełniając wymogi Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 r. (Dz. U. z 2014 r. poz. 1800).
- Osadnik wirowy EOW-2L zbudowany jest z prefabrykowanych elementów betonowych i żelbetowych, wykonanych z betonu wibroprasowanego C35/45, wodoszczelnego W8, o nasiąkliwości do 5%, mrozoodpornego F-150, spełniającego wymagania normy PN-EN 1917:2004. Prefabrykowane elementy korpusu posiadają - w zależności od średnicy - Aprobaty Techniczne: ITB, IB-DiM, IK oraz Deklarację Właściwości Użytkowych CE na zgodność z Normą PN-EN 1917:2004.

### **3.3. Opis przyjętego do realizacji wariantu ujęcia i oczyszczania wód opadowych.**

Obecnie ścieki opadowe i roztopowe z terenów ulic ujmuje się przez system kanalizacji deszczowej i następnie bezpośrednio odprowadzane wylotem do rowu i dalej do rzeki Płonki, obecnie przewiduje się podczyszczenie przez separator firmy EKOL-UNIKON TYPU EOW-2L (lub równorzędny) o odpowiedniej przepustowości ( $60/600 \text{ dm}^3/\text{s}$ ) wyposażony dodatkowo w osadnik mający na celu wychwycenie zanieczyszczeń mechanicznych i zawiesin.

W skład projektowanego systemu kanalizacyjnego wchodzi:

- A. Rurociągi odpływowe** – Z rur kanalizacyjnych z tworzyw sztucznych  $\varnothing 800 \text{ mm}$ , długości  $402,00 \text{ m}$  i z rur kanalizacyjnych częściowo ssących na  $1/3$  obwodu  $\varnothing 710 \text{ mm}$  długości  $504,90 \text{ m}$  (razem  $906,90 \text{ m}$ ), spadki  $0,8 - 10,8 \text{ ‰}$ .
- B. Studnie kanalizacyjne** – włączowe z rury betonowych  $\varnothing 1500 \text{ mm}$  (sztuk – 31) - pokazano w części graficznej
- C. Wpusty uliczne** – deszczowe żeliwne B 125 z 40-centymetrowym osadnikiem z rury karbowanej  $\varnothing 315 \text{ mm}$  (sztuk – 20) – pokazano w części graficznej.
- D. Projektowana oczyszczalnia** – separator firmy EKOL-UNIKON o przepływie nominalnym  $60,0 \text{ dm}^3/\text{s}$ , osadnik wirowy zintegrowany z wkładem lamelowym EOW-2L  $60/600 \text{ (S)}$  lub równorzędny.

Zakładana redukcja zanieczyszczeń:

- Zawiesina ogólna – 80 %
- Substancje ropopochodne – 99%

Separator zostanie zainstalowany zgodnie z przepisami i normami krajowymi określającymi warunki bezpieczeństwa przeciw wybuchowego i przeciwpożarowego, a w szczególności:

- Lokalizowany w miejscu, w którym nie będą przedostawały się do niego ciecze mogące stworzyć zagrożenie pożarowe i wybuchowe, np. rozpuszczalniki. Minimalna odległość separatora od źródła zagrożenia – 8 m.
  - Chronimy przed przepełnieniem, ogniem, nagrzewaniem do temperatury zapłonu oleju, uszkodzeniami mechanicznymi, zamarzaniem wody
- Lokalizację pokazano na planie sytuacyjnym załączonym do opracowania.

**E. Rów dopływowy** – km 1+045,2 – 1+212,6 (długość – 167,40 m, szer. dna 0,5m, nachylenie skarp 1:1,5, śr. głęb.1,5m), początek przepust pod ul. Chopina **N-52°38'16,41"**; **E-19°58'59,04"**, wlot do projektowanego rur. **N-52°38'13,87"**; **E-19°59'05"**

**F. Odbiornik** – rów odpływowy (długość 145,7 m, szer. dna 0,6m, nachylenie skarp 1: 1,5, śr. głęb. 1,6 m, dno i skarpy ubezpieczone do wys. 90 cm płytami ażurowymi PA II), w skład, którego wchodzi:

- Betonowy element wylotu z umocnieniami dna i skarp rowu na rzędnej dna **137,29 m n.p.m.** rzędna dna rowu **137,09 m n.p.m.** i współrzędnych geograficznych **N-52°37'56,33"**; **E-19° 59'36,09"**.
- Wlot rowu odpływowego do rzeki Płonki w **km 43+691** i współrzędnych geograficznych **N-52°37'52,86"**; **E-19°59'40,66"**

Schemat instalacji i opisy proponowanych systemów pokazano w części załącznikowej.

### 3.3.1. Analiza przepustowości rzeki Płonki z uwzględnieniem przyjęcia oczyszczonych ścieków z kanalizacji deszczowej.

Odbiornikiem wód opadowych i roztopowych jest rów odpływowy i dalej rzeka Płonka w km 43+691, jej długość w profilu obliczeniowym wynosi (punkt źródłowy 47+200 – 43+691 = 3509,0 m), szerokość dna 0,8 – 1,0 m, nachylenie skarp 1 : 1,0 - 1,5, minimalna głębokość 0,9 m, spadki podłużne śr. 1,2‰, do obliczeń przyjęto powierzchnię zlewni cząstkowej w projektowanym przekroju  $F = 4,7 \text{ km}^2$ .

#### A. Obliczenia hydrologiczne.

Przyjęta wielkość zlewni rzeki Płonki na danym odcinku wynosi  $4,7 \text{ km}^2$

- wysokość opadów:

a) średnioroczny  $h = 550 \text{ mm} = 0,550 \text{ m}$

b) średni największy opad miesięczny  $0,07 \text{ m}$

#### ➤ Obliczenia przepływów wg wzorów Iszkowskiego.

$Q_1 = 0,4 \times V \times Q_m$	-średnia najmniejsza woda
$Q_2 = 0,7 \times V \times Q_m$	-średnia normalna woda
$Q_m = 0,3171 \times C_m \times h \times F$	-teoretyczny średni odpływ normalnego roku,
$Q_{3L} = 0,26 \times Q_n$	-zwykła wielka woda letnia
$Q_{3z} = 0,40 \times Q_n$	-zwykła wielka woda wiosenna
$Q_4 = C_h \times m \times h \times F$	-absolutnie najwyższa wielka woda.

### ➤ Wyznaczenie współczynników Iszkowskiego.

- zlewnia rzeki Płonki o powierzchni  $4,7 \text{ km}^2$
- współczynnik  $C_m = 0,25$
- współczynnik  $C_h = 0,04$
- współczynnik  $m = 9,80$
- współczynnik  $V = 0,75$

Obliczenie przepływów:

$$Q_m = 0,3171 \times 0,25 \times 0,550 \times 4,7 = 0,02 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_1 = 0,4 \times 0,75 \times 0,02 = 0,006 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_2 = 0,7 \times 0,75 \times 0,02 = 0,011 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_4 = 0,04 \times 9,8 \times 0,550 \times 4,7 = 1,013 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_{3L} = 0,26 \times 1,013 = 0,263 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_{3z} = 0,40 \times 1,013 = 0,405 \text{ m}^3/\text{sek}$$

### ➤ Obliczenie przepływu według wzoru Leöwego.

$$Q_{3L} = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times h_L \times F - \text{wielka woda letnia}$$

$$Q_{3z} = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times h_L \times F - \text{wielka woda zimowa}$$

Obliczenie współczynników Leöwego:

- zlewnia rzeki Płonki  $F = 4,7 \text{ km}^2$
- współczynnik  $K_1 = 3,00$  -wielka woda zimowa
- współczynnik  $K_1 = 2,00$  -wielka woda letnia
- współczynnik  $K_2$ 
  - spadek średni terenu podłużny -  $1,0 \text{ ‰}$
  - spadek średni terenu poprzeczny -  $3,0 \text{ ‰}$
  - średni spadek  $(1,0 + 3,0)/2 = 2,0 \text{ ‰}$
- współczynnik  $K_2 = 0,36$
- współczynnik  $K_3 = 0,91$
- współczynnik  $K_4 = 0,34$

Obliczenie przepływów:

$$Q_{3z} = 3,0 \times 0,36 \times 0,91 \times 0,75 \times 0,07 \times 4,7 = 0,2425 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

$$Q_{3L} = 2,0 \times 0,36 \times 0,91 \times 0,75 \times 0,07 \times 4,7 = 0,1617 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

➤ **Tabela ilości przepływów zlewni rzeki Płonki.**

Wzory Iszkowskiego						Wzory Leöwego	
$Q_m$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_{3L}$	$Q_{3z}$	$Q_4$	$Q_{3L}$	$Q_{3z}$
0,02	0,006	0,011	0,263	0,405	1,013	0,1617	0,2425

➤ **Obliczenie przekroju.**

$$Q = F \times V$$

-przepływ

$$V = C \times \sqrt{R \times I}$$

-prędkość wg Chezy

$$C = \frac{100 \times \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

-współczynnik wg Kuttera

Za podstawę do obliczenia przekroju rowu przyjęto ilości przepływów największe z wyliczenia z obydwu wzorów powiększone o max. Projektowany odpływ z oczyszczalni ścieków, który wynosi:

$$Q_1 = 622,09 \text{ l/sek} = 0,622 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_2 = 0,011 + 0,622 = 0,633 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_{3L} = 0,263 + 0,622 = 0,885 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_4 = 1,013 + 0,622 = 1,635 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$\text{Spadek terenowy} - I = 2\% = 0,002 ; \sqrt{I} = 0,0447$$

Przyjęto do projektowanej odbudowie szerokość dna – 1,0 m,

Nachylenie skarp – 1 : 1,5

**A. Przekrój dla  $Q_2 = 0,633 \text{ m}^3/\text{sek}$** 

Przyjęto  $h_2 = 0,54 \text{ m}$ ;  $F = 0,98 \text{ m}^2$ ;  $P = (0,81 \times 2) + 1,0 = 2,62$

$$R = \frac{F}{P} = 0,3741 \quad \sqrt{R} = 0,6116 \quad \sqrt{R \times I} = 0,0273$$

$$C = \frac{100 \times \sqrt{R}}{1,75 + \sqrt{R}} = 25,8977$$

$$V = 0,707 \text{ m/sek.}$$

$$Q = 0,6929 \text{ m}^3/\text{sek} > Q_2 = 0,633 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Średnia normalna woda  $Q_2$  mieścić się będzie w korycie rzeki – (napętnienie – 0,54).

**B. Przekrój dla  $Q_{3L} = 0,885 \text{ m}^3/\text{sek}$** 

Przyjęto:  $h_{3L} = 0,64$ ;  $F = 1,25 \text{ m}^2$ ;  $P = (0,96 \times 2) + 1,0 = 2,92$

$$R = \frac{F}{P} = 0,4281 \quad \sqrt{R} = 0,6543 \quad \sqrt{R \times I} = 0,0293$$

$$C = \frac{100 \times \sqrt{R}}{1,75 + \sqrt{R}} = 27,2137$$

$$V = 0,7974 \text{ m/sek}$$

$$Q = 0,9967 \text{ m}^3/\text{sek} > Q_{3L} = 0,885 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Zwykła woda letnia  $Q_{3L}$  mieścić się będzie w korycie rzeki – (napełnienie – 0.64 m).

### C. Przekrój dla $Q_4 = 1,635 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

Przyjęto:  $h_4 = 0,80$ ;  $F = 1,76 \text{ m}^2$ ;  $P = (1,2 \times 2) + 1,0 = 3,4 \text{ m}$

$$R = \frac{F}{P} = 0,5176 \quad \sqrt{R} = 0,7195 \quad \sqrt{R \times I} = 0,0322$$

$$C = \frac{100 \times 0,7195}{1,75 + 0,7195} = 29,135$$

$$V = 0,9382 \text{ m/sek}.$$

$$Q = 1,652 \text{ m}^3/\text{sek} > Q_4 = 1,665 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Absolutnie najwyższa wielka woda  $Q_4$  mieścić się będzie w korycie rzeki – (napełnienie – 0,80 m).

Minimalna głębokość rzeki Płonki na długości 1400 m poniżej wylotu rowu odpływowego z projektowanej kanalizacji deszczowej wynosi 0,90 m, z powyższych wyliczeń wynika, że absolutnie najwyższa wielka woda  $Q_4$  mieścić się będzie w korycie rzeki (napełnienie – 0,8 m).

### 3.3.2. Analiza przepustowości rowu odpływowego z uwzględnieniem przyjęcia oczyszczonych ścieków z kanalizacji deszczowej.

Odbiornikiem wód opadowych i roztopowych jest rów odpływowy i dalej rzeka Płonka w km 43+691, jego długość wynosi 145,7 m, szerokość dna 0,6 m, nachylenie skarp 1 : 1,5, minimalna głębokość 1,38 m, spadki podłużne śr. 4,0 ‰, do obliczeń przyjęto powierzchnię zlewni cząstkowej w projektowanym przekroju  $F = 0,4831 \text{ km}^2$ .

#### A. Obliczenia hydrologiczne.

Przyjęta wielkość zlewni rowu odpływowego wynosi  $0,4831 \text{ km}^2$  ( $6,31 + 42,00 = 48,31 \text{ ha}$ )

- wysokość opadów:

a) średnioroczny  $h = 550 \text{ mm} = 0,550 \text{ m}$

b) średni największy opad miesięczny  $0,07 \text{ m}$

#### ➤ Obliczenia przepływów wg wzorów Iszkowskiego.

$Q_1 = 0,4 \times V \times Q_m$  – średnia najmniejsza woda

$Q_2 = 0,7 \times V \times Q_m$	-średnia normalna woda
$Q_m = 0,3171 \times C_m \times h \times F$	-teoretyczny średni odpływ normalnego roku,
$Q_{3L} = 0,26 \times Q_n$	-zwykła wielka woda letnia
$Q_{3z} = 0,40 \times Q_n$	-zwykła wielka woda wiosenna
$Q_4 = C_h \times m \times h \times F$	-absolutnie najwyższa wielka woda.

➤ **Wyznaczenie współczynników Iszkowskiego.**

- zlewnia rowu odpływowego o powierzchni  $0,4831 \text{ km}^2$
- współczynnik  $C_m = 0,25$
- współczynnik  $C_h = 0,04$
- współczynnik  $m = 9,80$
- współczynnik  $V = 0,75$

Obliczenie przepływów:

$$Q_m = 0,03171 \times 0,25 \times 0,550 \times 0,48 = 0,002 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_1 = 0,4 \times 0,75 \times 0,002 = 0,0006 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_2 = 0,7 \times 0,75 \times 0,002 = 0,001 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_4 = 0,04 \times 9,8 \times 0,550 \times 0,48 = 0,103 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_{3L} = 0,26 \times 0,103 = 0,027 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_{3z} = 0,40 \times 0,103 = 0,041 \text{ m}^3/\text{sek}$$

➤ **Obliczenie przepływu według wzoru Leöwego.**

$$Q_{3L} = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times h_L \times F - \text{wielka woda letnia}$$

$$Q_{3z} = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times h_L \times F - \text{wielka woda zimowa}$$

Obliczenie współczynników Leöwego:

- zlewnia rzeki Płonki  $F = 0,4831 \text{ km}^2$
- współczynnik  $K_1 = 3,00$  -wielka woda zimowa
- współczynnik  $K_1 = 2,00$  -wielka woda letnia
- współczynnik  $K_2$ 
  - spadek średni terenu podłużny -  $4,0 \text{ ‰}$
  - spadek średni terenu poprzeczny -  $3,0 \text{ ‰}$
  - średni spadek  $(4,0 + 3,0)/2 = 3,5 \text{ ‰}$
- współczynnik  $K_2 = 0,36$
- współczynnik  $K_3 = 0,91$
- współczynnik  $K_4 = 0,34$

Obliczenie przepływów:

$$Q_{3z} = 3,0 \times 0,36 \times 0,91 \times 0,75 \times 0,07 \times 0,48 = 0,0248 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

$$Q_{3L} = 2,0 \times 0,36 \times 0,91 \times 0,75 \times 0,07 \times 0,48 = 0,0165 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

➤ **Tabela ilości przepływów zlewni rowu odpływowego.**

Wzory Iszkowskiego						Wzory Leöwego	
$Q_m$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_{3L}$	$Q_{3z}$	$Q_4$	$Q_{3L}$	$Q_{3z}$
0,002	0,0006	0,001	0,027	0,041	0,103	0,0165	0,0248

➤ **Obliczenie przekroju.**

$$Q = F \times V$$

-przepływ

$$V = C \times \sqrt{R \times I}$$

-prędkość wg Chezy

$$C = \frac{100 \times \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

-współczynnik wg Kuttera

Za podstawę do obliczenia przekroju rowu przyjęto ilości przepływów największe z wyliczenia z obydwu wzorów powiększone o max. Projektowany odpływ z oczyszczalni ścieków, który wynosi:

$$Q_1 = 622,09 \text{ l/sek} = 0,622 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_2 = 0,001 + 0,622 = 0,623 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_{3L} = 0,027 + 0,622 = 0,649 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_4 = 0,103 + 0,622 = 0,725 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$\text{Spadek terenowy} - I = 3,5\text{‰} = 0,0035 ; \sqrt{I} = 0,059$$

Przyjęto do projektowanej odbudowie szerokość dna – 0,6 m,

Nachylenie skarp – 1 : 1,5

**D. Przekrój dla  $Q_4 = 0,725 \text{ m}^3/\text{sek}$**

Przyjęto  $h_4 = 0,60 \text{ m}$ ;  $F = 0,90 \text{ m}^2$ ;  $P = (1,08 \times 2) + 0,60 = 2,76$

$$R = \frac{F}{P} = 0,3261 \quad \sqrt{R} = 0,5710 \quad \sqrt{R \times I} = 0,0337$$

$$C = 24,6015$$

$$V = 0,8291 \text{ m/sek.}$$

$$Q = 0,7461 \text{ m}^3/\text{sek} > Q_4 = 0,7250 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Absolutnie najwyższa wielka woda  $Q_4$  mieścić się będzie w korycie rzeki – ( napełnienie – 0,60 m ).

Minimalna głębokość rowu odpływowego na długości 145,7 m poniżej wylotu z projektowanej kanalizacji deszczowej wynosi 1,38 m, z powyższych wyliczeń wynika, że absolutnie najwyższa wielka woda  $Q_4$  mieścić się będzie w korycie rzeki ( napełnienie – 0,6 m ).

### **3.4 Informacje o sposobie zagospodarowania osadów ściekowych oraz konserwacja separatora.**

W czasie eksploatacji urządzeń ścieki deszczowe będą powstawały osady stanowiące odpad. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministerstwa Środowiska z dn. 09 grudnia 2014r. w sprawie katalogu odpadów(Dz.U. z 2014r., poz. 1923) osady z osadników należy zakwalifikować jako odpad inny niż niebezpieczny o kodzie 20 03 06. Osady te w postaci uwodnionego planu powinny być usuwane z osadników przez wóz asenizacyjny i przewożono do oczyszczalni ścieków komunalnych.

W wyniku funkcjonowania separatora powstawać będą również odpady niebezpieczne, tj. odpady o kodzie 13 05 08. Odpady te powstawać będą w trakcie czyszczenia urządzenia przez firmę serwisową, które powinno odbywać się przynajmniej raz w roku. Odpady te będą przekazywane do odzysku lub unieszkodliwiania w specjalistycznych instalacjach.

Separator powinien być regularnie kontrolowany, opróżniany i czyszczony, częstotliwość powinna być zależna od objętości magazynowej separatora lub osadu w osadniku i być zgodna z doświadczeniem eksploatacyjnym:

- Częstotliwość poróżniania zależy od ilości ścieków do obróbki (ilości opadów)
- Przedział odmulacz musi być opróżniany regularnie, minimum 4x w roku
- Jeśli nie było przypadkowego przelewu węglowodorów, przedział separatora musi być opróżniany raz w roku
- Po każdym opróżnieniu urządzenia należy ponownie napełnić separator wodą

Właściciel instalacji zobowiązany jest do bieżącej konserwacji posiadanego urządzenia. Obejmuje ona:

1. Sprawdzenie zabrudzeń wkładów lamelowych – użytkownik powinien sam od czasu do czasu wymyć je strumieniem wody.
2. Sprawdzenie stanu zabrudzenia automatycznego zamknięcia odpływu, jakim jest pływak. Brak systematycznej konserwacji pływaka może doprowadzić do całkowitego zamknięcia odpływu ścieków z separatora.

### **3.5 Rodzaje urządzeń pomiarowych.**

Nie przewiduje się montażu żadnych urządzeń do pomiaru ilości odprowadzanych ścieków opadowych i roztopowych do rowu.

### **3.6 Ustalenia wynikające z warunków korzystania z wód regionu wodnego.**

Budowa wylotu nie narusza warunków korzystania z wód regionu. Wprowadzenie wód deszczowych kanalizacją w ilościach określonych operatem w nieznacznym stopniu oddziaływać będzie na natężenie przepływu. W pkt. 3.3.1 opracowania wykazano możliwości odbioru wód deszczowych z projektowanej kanalizacji przez rzekę Płonkę.

### **3.7 Określenie wpływu gospodarki wodnej zakładu na wody powierzchniowe lub podziemne.**

Wielkość odprowadzanych ścieków deszczowych nie wymaga zmian przekroju hydraulicznego koryta rowu i rzeki. Nie ma to również wpływu na wody podziemne.

### **3.8 Sposób postępowania w przypadku rozruchu, zatrzymania działalności bądź wystąpienia awarii oraz warunki korzystania z wód i urządzeń w tych sytuacjach.**

Rozruch techniczny (techniczno-hydrauliczny) wylotu, ze względu na charakter i funkcje tego urządzenia, polega na zapewnieniu jego przepustowości w momencie uruchomienia kanalizacji deszczowej.

W procesie użytkowania kanalizacji nie przewiduje się zatrzymania działalności. Ewentualne przerwy wynikać będą z braków opadów deszczu.

Zjawisko „awarii wylotu” w użytkowaniu obiektu w sytuacji przestrzegania warunków jego użytkowania – konserwacji, jest bardzo mało prawdopodobne i praktycznie może być pominięte. Wyklucza się z rozpatrywania zdarzenie świadomego uszkodzenia budowli w wyniku działania człowieka.

W celu prawidłowego odpływu ścieków deszczowych z terenu podjazdów i parkingów z projektowanego terenu należy zapewnić stałą drożność systemu kanalizacji opadowej i okresowe czyszczenie wpustów i studzienek kanalizacyjnych, separatora.

Trudno przewidzieć okresy wzmożonych opadów atmosferycznych, a tym samym możliwość wystąpienia potencjalnych awarii.

## **III. Uwagi końcowe.**

### **4.0. Obowiązki związane z pozwoleniem wodnoprawnym.**

Obowiązkiem inwestora w świetle obowiązujących przepisów jest:

- Wystąpienie do Starostwa Powiatowego w Płocku o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na szczególne korzystanie z wód - wykonanie

urządzenia wodnego - wylotu kanalizacji deszczowej i wprowadzanie oczyszczonych ścieków opadowych i roztopowych do ziemi,

- Wypełnienie wszystkich warunków określonych w pozwoleniu wodnoprawnym
- Utrzymanie urządzeń do czyszczenia wód opadowych w należyтым stanie technicznym, w pełnej sprawności technicznej.

Ze względu na to, że urządzenia do oczyszczania wód opadowych będą przykryte oraz ich działanie nie wywiera ujemnego wpływu na otoczenie nie zachodzi konieczność formułowania specjalnych obowiązków wobec osób trzecich poza wypełnieniem warunków określonych w pozwoleniu wodnoprawnym.

#### **4.1. Analiza możliwości uzyskania pozwolenia wodnoprawnego warunki ogólne.**

Pozwolenie wodnoprawne powinno objąć pozwolenie na wykonanie urządzenia wodnego – wylotu kanalizacji deszczowej i wprowadzanie ścieków do ziemi. Warunkiem uzyskania pozwolenia będzie:

- Urząd Gminy w Staroźrebach złoży wniosek do Starostwa Powiatowego w Płocku do Wydziału Rolnictwa i Środowiska o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na szczególne korzystanie z wód - wykonanie urządzenia wodnego – wylotu kanalizacji deszczowej i wprowadzanie oczyszczonych ścieków opadowych i roztopowych do ziemi.
- Planowany sposób odprowadzania ścieków będzie zgodny z wymogami ochrony środowiska oraz wymaganiami zawartymi w pozwoleniu wodnoprawnym.

#### **Warunki wydania pozwolenia wodnoprawnego.**

Można wnieść o udzielenie Urzędowi Gminy w Staroźrebach pozwolenia wodnoprawnego na:

1. Wykonanie urządzenia wodnego wylotu betonowego średnicy 800 mm w rowie odpływowym na rzędnej **137,29 m n.p.m.**, głębokość rowu **137,09 m n.p.m.** o współrzędnych geograficznych **N:52°37'56,33"**; **E:19°59'36,09"**
2. Wprowadzenie ścieków opadowych i roztopowych do ziemi rowu odpływowego i dalej do rzeki Płonki w **km 43+691** w ilości i z powierzchni:

$$Q_{\max} = 209,08 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{nom.sep.}} = 600,0 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$Q_{15\min} = 26,25 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$F = 2,06 \text{ ha}$$

Docelowo w ilości i powierzchni:

$$Q_{\max.\text{doc.}} = 622,09 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{nom.sep.}} = 600 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$Q_{15\min} = 79,95 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$F = 6,31 \text{ ha}$$

O dopuszczalnym stężeniu zanieczyszczeń na wylocie z oczyszczalni (separatora):

- **Zawiesiny ogólnej – 100,0mg/dm<sup>3</sup>**
- **Substancje ropopochodne – 15,0mg/dm<sup>3</sup>.**
- 3. Zobowiązać wnioskodawcę do wykonania urządzeń oczyszczających
- 4. Kontrola eksploatacji urządzeń oczyszczających przeprowadzając co najmniej raz na sześć miesięcy badania oczyszczonych ścieków (pobór z wylotu)

## **4.2. Opis w języku niespecjalistycznym.**

W chwili obecnej odwodnienie części ulic w miejscowości Staroźreby odbywa się za pomocą kanalizacji deszczowej składającej się z odcinków rurociągów o średnicy 200 mm długość – 21,20 m,  $\varnothing$  500 mm długość – 317,10 m i  $\varnothing$  1000 mm długość – 36,20 m, ogółem 374,50 m od ulicy Płockiej do ulicy Sienkiewicza oraz dwóch odcinków rowów otwartych o długości  $322,40 + 287,40 = 609,80$  m od ulicy Chopina do ulicy Sienkiewicza. Ze względu na niesprawność powyższego odwodnienia zaszła potrzeba przebudowy – rozbudowy istniejącej kanalizacji deszczowej.

Do chwili obecnej nie stosowano urządzeń oczyszczających jednak ze względu na ochronę środowiska określoną przepisami przed odprowadzeniem wód opadowych i roztopowych do odbiornika – do wód wymagają oczyszczenia.

Rozpatrywane ulice wraz z przyległym terenem zlokalizowane są na terenie częściowo własnych działek Gminy Staroźreby i częściowo na gruntach prywatnych w m. Staroźreby.

Celem zamierzenia jest wykonanie odwodnienia powierzchniowego ulic nowo projektowaną kanalizacją deszczową poprzez istniejący rów odpływowy z wyłotem do rzeki Płonki.

Przebudowywany rurociąg średnicy 800 mm przebiega po przekątnej miejscowości Staroźreby od przepustu pod ulicą Chopina po północno zachodniej części miejscowości do ujścia do rowu uchodzącego do rzeki Płonki w południowej części Staroźreb.

W obliczeniach uwzględniono dopływ wód opadowych i roztopowych z ulic w których projektowany kanał zostanie wykonany jak również z sąsiednich ulic, których topografia pozwala na grawitacyjne odwodnienie w kierunku projektowanego kanału. Przyjęta trasa przebudowywanego kanału oraz jego zdolności hydrauliczne w perspektywie czasu umożliwią sprawne odwodnienie znacznego obszaru komunikacyjnego Staroźreb co poprawi mieszkańcom i użytkownikom dróg komfort poruszania się po nich w czasie i po ustaniu nawalnych lub długotrwałych opadów deszczu oraz w okresie wiosennych roztopów.