

ZAWARTOŚĆ PROJEKTU

A. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot i zakres opracowania
2. Obliczeniowe dopływy wód deszczowych
3. Oczyszczalnia wód deszczowych OWD1
4. Oczyszczalnia wód deszczowych OWD2
5. Oczyszczalnia wód deszczowych OWD3
6. Wylot W1
7. Wylot W2
8. Zbiornik retencyjny z pompownią wód deszczowych
9. Wytyczne wykonania robót

C. WYKAZ RYSUNKÓW

SKALA

Rys. Nr 1	Podział terenów na zlewnie, schemat sumowania przepływów	1 : 2 000
Rys. nr 2	Usytuowanie obiektów OWD1	1 : 250
Rys. nr 2a	Usytuowanie obiektów OWD2 i OWD3	1 : 250
Rys. Nr 3	OWD1 – Osadnik	1 : 50
Rys. Nr 4	OWD1 – Separator koalescencyjny bezfiltrowy	1 : 50
Rys. Nr 5	OWD2 – Komora rozdziału z kratą	1 : 25
Rys. Nr 6	OWD2 – Studnia przelewowa (osadnik)	1 : 50
Rys. Nr 7	OWD 2 – Separator koalescencyjny bezfiltrowy	1 : 50
Rys. Nr 8	OWD3 – Osadnik	1 : 50
Rys. Nr 9	OWD 3 – Separator koalescencyjny bezfiltrowy	1 : 50
Rys. nr 10	Wylot nr 1	1 : 50
Rys. nr 11	Wylot nr 2	1 : 50
Rys. nr 12	Dopływ do zbiornika retencyjnego	1 : 50

Rys. nr 13	Odpływ awaryjny ze zbiornika retencyjnego	1 : 50
Rys. nr 14	Pompownia wód deszczowych	1 : 50
Rys. Nr 15	Krata i drabinka: rysunek warsztatowy	1 : 20
Rys. nr 16	Komora połączeniowa D1	
Rys. nr 17	Studnia rewizyjna ø1200	1 : 25
Rys. nr 18	Studnia rewizyjna ø1500	1 : 25
Rys. nr 19	Wykop, posadowienie i obsypka rur: wymiary	1 : 20
Rys. nr 20	Zabezpieczenie istn. przewodów podziemnych	1 : 20
Rys. nr 21	Przekroje charakterystyczne i włączenie rowów	1 : 20
Rys. nr 22	Niwelacja terenów przy wlocie do obiektów OWD1	1 : 1000

1. Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem opracowania jest PROJEKT WYKONAWCZY dla wykonania rowów otwartych, obiektów oczyszczania OWD i kanałów deszczowych dla terenów inwestycyjnych w msc. Zawada gm. Dębica”

Odwodnienie terenów inwestycyjnych rowami otwartymi zostało podyktowane małymi głębokościami istniejących rowów – odbiorników wód opadowych. Układ rowów odwadniających w terenie wg stanu projektowanego przedstawiono na Projekcie zagospodarowania. Celem budowy rowów jest zbieranie i odprowadzanie wód opadowych z powierzchni dróg, w następnej kolejności - powierzchniowe odwodnienie terenów inwestycyjnych. Wody gruntowe zalegają poniżej dna rowów – rowy nie odwadniają terenu w sensie trwałego obniżenia zwierciadła wody gruntowej.. Rowy główne poprowadzone zostały wzdłuż poboczy projektowanych dróg po stronie wewnętrznej, oddzielnie dla terenów południowych i terenów północnych. Rowy doprowadzają wody opadowe do oczyszczalni OWD, przy czym ze względów hydraulicznych bezpośrednio przed obiektami OWD przechodzą w kanały zamknięte.

Spadki podłużne rowów – min. 0,25%, max. 1,0%, Przekroje poprzeczne – rowy trapezowe. Szerokości dna 0,30m, nachylenia skarp od 1: 0,5 do 1:1,5 w zależności od sposobu umocnienia. Podstawowe typ umocnienia – korytka i elementy betonowe GARA. Głębokości rowów od 0,30m do 0,80m, w zależności od wyników obliczeń hydraulicznych i ukształtowania terenu. Obiekty na rowach stanowią przepusty rurowe $\phi 0,40-0,60m$, w miejscach skrzyżowań ze zjazdami z dróg na poszczególne działki.

2. Obliczeniowe dopływy wód deszczowych

Łączna powierzchnia terenów inwestycyjnych - rozdzielonych terenami zamkniętymi PKP - ca 48 ha (ok. 16 ha na południe od linii kolejowej nr 91 Kraków Główny-Medyka, ok. 32 ha po północnej stronie torów kolejowych). Projekt uzbrojenia terenów przewiduje oddzielne układy odprowadzania wód opadowych i roztopowych po każdej stronie linii kolejowej, tj. 2 oddzielne wyloty do wód powierzchniowych.

Rysunek nr 1 obrazuje podział terenów na zlewnie cząstkowe:

1. tereny południowe, obwiedzione kolorem brązowym tworzące sumarycznie zlewnię wylotu Nr 1 do rowu. Powierzchnia rzeczywista 14,74ha, współczynnik spływu $\psi = 0,35$. Powierzchnia zlewni zredukowanej – $F_{zred} = 5,16$ ha, współczynnik opóźnienia spływu – $\phi = 0.7$.

Natężenie deszczu miarodajnego przyjęto wg zaleceń ATV-A138 w celu ochrony przed podtopieniem terenów przemysłowych:

$$p = 20\%, c = 5\text{lat}, t = 15\text{min} - q = 131 \text{ l/s.ha}$$

Obliczeniowy spływ wód dla deszczu jak wyżej:

$$Q_{20\%} = 5,16 \times 131 \times 0,7 = 473 \text{ l/s}$$

Jest to wielkość miarodajna do wymiarowania rowów i przepustów.

Dopływ wód deszczowych, który powstaje z opadów o natężeniu 15 l/s, na 1 hektar powierzchni szczelnej zlewni:

$$Q_{\text{śc}} = 15 \times 5,16 = 77,4 \text{ l/s};$$

Jest to wielkość określająca wydajności obiektów podczyszczania.

Sumaryczny roczny spływ wód deszczowych kanalizacją z terenu zlewni przy rocznej sumie opadów z wielolecia 1971-2000, za Atlas klimatu Polski IMGW W-wa 2005r - H=697mm:

$$Q_r = 0,697 \times 51600 = 35965 \text{ m}^3/\text{rok} \text{ /przyjęto } 36\,000 \text{ m}^3/\text{rok}$$

Wymagana przepustowość OWD stanowiąca ca 12% maksymalnego spływu wód deszczowych nie przesądza o tym, że tylko 12% wód deszczowych będzie oczyszczone. Z krzywej sum czasów trwania deszczu wynika, że przelew burzowy będzie działał 5 razy w ciągu roku normalnego (w roku suchym 4 razy, w roku mokrym do 8 razy), a objętość sumaryczna wód przelewających się nie przekroczy 20% rocznego spływu wód deszczowych, tj.:

- objętość ścieków oczyszczonych w roku

$$V_{\text{ocz}} = 36000 \times (1 - 0,20) = 28\,800 \text{ m}^3/\text{rok}$$

- objętość wód deszczowych odprowadzanych przez przelew burzowy

$$V_{\text{przel}} = 36000 \times 0,20 = 7\,200 \text{ m}^3/\text{rok}$$

Maksymalny godzinowy przepływ wód opadowych Q_{maxh} wystąpi w czasie deszczu miarodajnego, trwającego 60 min. Natężenie deszczu miarodajnego $q_{20\%} = 52 \text{ l/s.ha}$, wysokość opadu $h = 18,7\text{mm}$

$$Q_{\text{maxh}} = 51600 \times 0,0187 = 965 \text{ m}^3/\text{h}$$

Wg Atlasu hydrologicznego Polski – IMGW Warszawa, maksymalny opad roczny wynosi 1,12 opadu średniego z wielolecia:

$$H_{\text{max}} = 0,697 \times 1,12 = 0,780\text{m}$$

Odpływ maksymalny roczny wód opadowych:

$$Q_{\text{maxroczne}} = 51600 \times 0,780 = 40248 \text{ m}^3/\text{rok} / \text{przyjęto } 48\,250 \text{ m}^3/\text{rok}/$$

Przepływ średni dobowy:

$$Q_{\text{śrd}} = (51600 \times 0,780) : 365 = 110,3 \text{ m}^3/\text{d}$$

2. tereny północne, obwiedzione kolorem fioletowym, tworzące sumarycznie zlewnię wylotu Nr 2 do rowu. Powierzchnia rzeczywista 30,97ha, współczynnik spływu $\psi = 0,35$. Powierzchnia zlewni zredukowanej – $F_{\text{zred}} = 10,84 \text{ ha}$, współczynnik opóźnienia spływu – $\phi = 0,7$.

Obliczeniowy spływ wód dla deszczu miarodajnego

$$Q_{20\%} = 10,84 \times 131 \times 0,7 = 994 \text{ l/s}$$

Dopływ wód deszczowych, która powstaje z opadów o natężeniu 15 l/s, na 1 hektar powierzchni szczelnej zlewni:

$$Q_{\text{śc}} = 15 \times 10,84 = 162,6 \text{ l/s};$$

Sumaryczny roczny spływ wód deszczowych kanalizacją z terenu zlewni przy rocznej sumie opadów z wielolecia $H = 697\text{mm}$:

$$Q_r = 0,697 \times 108400 = 75554 \text{ m}^3/\text{rok} / \text{przyjęto } 75\,600 \text{ m}^3/\text{rok}$$

Maksymalny godzinowy przepływ wód opadowych Q_{maxh}

$$Q_{\text{maxh}} = 108400 \times 0,0187 = 2027 \text{ m}^3/\text{h}$$

Odptyw maksymalny roczny wód opadowych:

$$Q_{\text{maxroczne}} = 108400 \times 0,780 = 84550 \text{ m}^3/\text{rok}$$

Przepływ średni dobowy:

$$Q_{\text{śrd}} = (108400 \times 0,780) : 365 = 232 \text{ m}^3/\text{d}$$

Skala nowego wykorzystania (zainwestowania) terenów i rodzaje przyszłej działalności nie są szczegółowo określone. Stąd przyjęte w projekcie ilości wód opadowych, odprowadzanych do środowiska i poddawanych podczyszczaniu, odpowiadają wartościom średnim dla podobnych terenów. W zakresie korzystania z infrastruktury do odprowadzania i podczyszczania wód opadowych i roztopowych, w Projekcie przyjęto następujące założenia:

- zapewniony będzie swobodny spływ wód opadowych i roztopowych do sieci rowów otwartych, przy równoczesnym zaleceniu stosowania w obrębie danego zakładu:

1. rozdziłu wód umownie czystych (np. z dachów budynków, hal, wiat itp. od zanieczyszczonych (np. z dróg wewnętrznych, parkingów, placów, itd.)
2. maksymalnego wykorzystania retencji terenowej, głównie terenów zielonych, w celu opóźnienia spływu

- poszczególne podmioty gospodarcze nie będą zobowiązane do podczyszczania odprowadzanych wód opadowych i roztopowych, z wyjątkiem przypadków szczególnych, np. w sytuacji możliwości zanieczyszczenia wód substancjami szczególnie szkodliwymi dla środowiska wodnego, specyficznymi lub nieusuwalnymi w OWD
- ujęte w system kanalizacyjny (układ rowów otwartych) wody opadowe i roztopowe, przed wprowadzeniem w sposób kontrolowany dwoma wylotami do wód powierzchniowych, będą podczyszczane w projektowanych OWD, w ilości 3 obiekty, użytkowanych przez Gminę.

Wody odprowadzane wylotem Nr 1 będą podczyszczane w oczyszcz wód deszcz. OWD1.

Wody odprowadzane wylotem Nr 2 będą podczyszczane w oczyszczalniach wód deszczowych OWD2 i OWD3.

3. Oczyszczalnia wód deszczowych OWD1

3.1 Obiekty OWD1:

Obiekty projektowanej oczyszczalni usytuowano przy placu manewrowym drogi D4 w terenie zielonym. Usytuowanie projektowanych obiektów oznaczono na Rys. Nr 11.

Układ wysokościowy po drodze przepływu ścieków przez obiekty oczyszczalni przedstawia profil podłużny na Rys. Nr 15.

Układ wysokościowy po drodze ścieków przedstawia się następująco:

- wody deszczowe z terenu zlewni spływają grawitacyjnie rowami otwartymi w kierunku projektowanych obiektów OWD
- na końcu rowów usytuowano komorę przejściową rowu w kanał
- ścieki deszczowe płyną grawitacyjnie przez obiekty OWD1, tj. osadnik szlamowy i separator cyrkulacyjno-koalescencyjny, a po podczyszczeniu przez studnię kontrolną i odcinek kanału zakończony wylotem W1 do rowu melioracyjnego R1.

1) Osadnik szlamowy

Z Kart katalogowych gotowych urządzeń dobrano osadnik $V_c = 7500$ l.. Wymiary zbiornika

- średnica D_z – 2,3m
- głębokość dopływu min. (Zt) - 1,16m
- wysokość użytkowa – 1,67m
- wysokość całkowita – 3,0m
- pojemność robocza - 7,0 m³
- pojemność magazynowania osadu – 3,0 m³
- przekrój czynny poziomy komory sedimentacji $F_{cz} = 4,15$ m²

- pojemność czynna komory sedymentacji $V_{cz} = 5,4 \text{ m}^3$
Parametry obliczeniowe dla dopływu (przepływu) $Q_{OWD} = 70 \text{ l/s} = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Obciążenie hydrauliczne komory sedymentacji

$$O_h = 0,07 : 4,15 = 0,017 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s};$$

- Czas zatrzymania w komorze sedymentacji

$$T_z = 5,4 : 0,07 = 77 \text{ sek}$$

Szczegóły rozwiązań pokazano na załączonym Rysunku Nr 19.

Zbiornik żelbetowy z elementów prefabrykowanych, beton C35/45.

Głębokość osadnika umożliwia usuwanie osadów przy użyciu samochodu asenizacyjnego.

2) Separator cyrkulacyjno-koalescencyjny

Dobrano bezfiltrowy separator ropopochodnych następujących parametrach:

- $Q = 60/600 \text{ l/s}$
- średnica D_z – 2,74m
- wysokość użytkowa – 1,70m
- wysokość całkowita – 3,42m

Przeznaczenie:

- oddzielanie substancji ropopochodnych od wody,
- magazynowanie substancji ropopochodnych pomiędzy cyklami opróżniania.

Projekt OWD1 przewiduje zamontowanie prefabrykowanego separatora bezfiltrowego (studni żelbetowej o średnicy wewn. ϕ 2,5m), którego przepustowość wynosi do 60/600 l/s - Rys nr 20.

Oznacza to, że dopływ ca 70 l/s nie spowoduje przeciążenia separatora, co zapewni uzyskanie ca 75% redukcji substancji ropopochodnych.

Wyposażenie technologiczne stanowi **pakiet koalescencyjny** wykonany ze stali kwasoodpornej lub z tworzywa sztucznego oraz dopływ i odpływ ścieków rurami ϕ 600 mm. Zbiornik żelbetowy z elementów prefabrykowanych, zabezpieczony powłokami ochronnymi, beton C35/45.

Głębokość separatora umożliwia usuwanie osadów przy użyciu specjalistycznego samochodu.

Wbudowane urządzenia muszą posiadać aprobatę techniczną Instytutu Ochrony Środowiska.

Wyposażenie technologiczne stanowi hydrocyklon wykonany z HDPE lub laminatów.

Usytuowanie projektowanych obiektów oznaczono na Rys. Nr 29 PB.

4. Oczyszczalnia wód deszczowych OWD2

technologia oczyszczania w OWD2 obejmuje:

- skierowanie do OWD całości dopływów o natężeniu do 110 l/s
- kierowanie przelewem burzowym nadmiaru (> 110 l/s) wód opadowych dopływających ze zlewni: do projektowanego wylotu
- usuwanie ze ścieków zawiesiny mineralnej i organicznej, opadającej w osadniku o przepływie wirowo-pionowym oraz zatrzymanie części pływających i piany: sedimentacja i flotacja (Rys. Nr 6).
- usuwanie węglowodorów ropopochodnych w separatorze: procesy flotacji i koalescencji (Rys. Nr 7).

Wody opadowe z przynależnej zlewni dopływać będą do komory z kratą i przelewem Rys. Nr 5.

Przy deszczach nawałnych po przekroczeniu przepływu o natężeniu ≈ 110 l/s, zostaje przekroczona przepustowość kanału $\phi 400$ mm, łączącego komorę rozdziału z obiektami OWD, następuje dławienie przepływu i piętrzenie, poziom wody w kanale dopływowym przekracza wysokość progu przelewu burzowego. Część wody kierowana progiem przelewu płynie nadal do urządzeń OWD. Umownie czysty nadmiar wód opadowych z przelewu burzowego odpływa kanałem $\phi 800$ mm do wylotu, do rowu otwartego RB.

Dopływy o natężeniu do 110 l/s nie osiągną progu przelewu i będą kierowane projektowym kanałem obiegowym $\phi 400$ mm do osadnika piasku (Rys. Nr 6), w którym nastąpi sedimentacja zawiesin.

Po oczyszczeniu w ww. osadniku i separatorze będą odprowadzane kanałem $\phi 800$ mm do wylotu, do rowu RB.

4.1 Komora rozdziału z kratą i przelewem.

W komorze rozdziału projekt przewiduje zamontowanie kraty rzadkiej z prześwitami 50 mm (stal. ocynk. Rys. Nr 5) o szerokości 1,50 m, pochylonej pod kątem 45° .

Kratę wykonać jako spawaną z płaskowników 30 x 8 mm (stal kl A – I (St 3 SX) , cała krata ocynkowana ogniowo; mocować śrubami rozporowymi M8 x 100 do betonu dna komory: wykonanie warsztatowe wg rysunku w projekcie wykonawczym

Stanowisko robocze do obsługi kraty: prefabrykowana płyta żelbetowa z otworami oparta na krawędziach betonu komory wg Rys. nr 5.

Drabina stalowa z pochwytami, zakotwiona do ściany komory ocynkowana ogniowo

Płyta przykrycia: żelbetowa prefabrykowana 2,40 x 2,10 x 0,15 m beton B-30 oparta na ścianach komory.

Na kracie tej zatrzymywane będą duże zawiesiny pływające (folie, plastiki) i wleczone (liście i cienkie gałązki drzew, trawy i.t.p.).

Znaczna ilość takich zawieszin zatrzymana na kracie po opadach burzowych będzie okresowo zgarniana ręcznie (odpowiednie grabie) na żelbetową płytę ociekową z 15 otworami ϕ 40 mm. Zawiesziny te będą wkładane ręcznie do pojemnika (PE o pojemności ca 30 l), a następnie ładowane do worków foliowych i odwożone na wysypisko odpadów komunalnych.

4.2. Osadnik ścieków opadowych

- stanowi studnia przelewowa ϕ 3,30 m, w której wystąpią:
 - sedimentacja i gromadzenie zawieszin mineralnych (piasku)
 - flotacja substancji lekkich ($\gamma < 1,00$ g/l) i ciągłe ich odprowadzanie do separatora.

Wymiary studni przelewowej (Rys. nr 22) wynoszą:

- średnica wew. – $D_1 = 3,00$ m
- wysokość czynna $H_{cz} = 2,80$ m
- długość przelewu na odpływie - $L_p = 7,54$ m
- średnica wew. hydrocyklonu - $D_2 = 2,00$ m
- średnica wew. zbiornika przepływu – $D_3 = 2,40$ m
- przekrój czynny poziomy zbiornika przepływu $F_{cz} = 4,52$ m²
- pojemność czynna zbiornika przepływu $V_{cz} = 4,52 \times 2,80 = 12,66$ m³

Parametry obliczeniowe dla dopływu (przepływu) $Q_{OWD} = 110$ dm³/s = 0,110 m³/s.

- Obciążenie hydrauliczne zbiornika przepływu
$$O_h = 0,110 : 4,52 = 0,024 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$$
- Czas zatrzymania w zbiorniku
$$T_z = 12,66 : 0,110 = 115 \text{ sek.}$$
- Obciążenie hydrauliczne przelewu na odpływie:
$$O_p = 0,110 : 7,54 = 0,015 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{sek.}$$
- Wysokość zw. w. nad krawędzią przelewu na odpływie wg obliczeń w projekcie: $H_p = 0,05$ m

Nawiew powietrza do osadnika (studni) – kanałem odpływu DN 400 mm od strony kanału DN 400mm, a wywiew kanałem DN 400 mm do komory rozdziału.

Dno osadnika znajduje się ok. 4,0 m poniżej poziomu terenu, co umożliwi usuwanie uwodnionych osadów przy użyciu samochodu asenizacyjnego z instalacją podciśnienia.

4.3. Separator koalescencyjny, bezfiltrowy

Przeznaczenie:

- oddzielanie substancji ropopochodnych od wody,
- magazynowanie substancji ropopochodnych pomiędzy cyklami opróżniania.

Projekt przewiduje bezfiltrowy separator koalescencyjny o przepustowości

$$N_g = 20 \text{ dm}^3/\text{s},$$

co stanowi ca 15 % maksymalnego dopływu do osadnika (110dm³/s) .

Separator dostarczony do zamontowania musi posiadać deklarację zgodności a Aprobata Techniczną Instytutu Ochrony Środowiska oraz certyfikat jakości. Konstrukcję separatora stanowi prefabrykowany zbiornik żelbetowy o średnicy wew. 2,00 m.

Wyposażenie technologiczne stanowi **pakiet koalescencyjny** wykonany ze stali kwasoodpornej lub z tworzywa sztucznego oraz dopływ i odpływ ścieków rurami PVC ϕ 200 mm.

Natężenie dopływu rurą ϕ 200 mm ze studni do separatora jest regulowane ustawieniem pływaków leja w studni przelewowej. Oznacza to, że dobrany separator o przepustowości do 20 dm³/s nie będzie nigdy przeciążony, co zapewni uzyskanie wysokiego stopnia redukcji substancji ropopochodnych: co najmniej 80%.

5. Oczyszczalnia wód deszczowych OWD3

Obiekty projektowanej oczyszczalni usytuowano przy drodze D1 w terenie zielonym, po prawej stronie rowu RB. Usytuowanie projektowanych obiektów oznaczono na Rys. Nr 3. Układ wysokościowy po drodze przepływu ścieków przez obiekty oczyszczalni przedstawia profil podłużny na Rys. Nr 17.

Układ wysokościowy po drodze ścieków przedstawia się następująco:

- wody deszczowe z terenu zlewni spływają grawitacyjnie rowami otwartymi w kierunku projektowanych obiektów OWD3
- na końcu rowów usytuowano komorę przejściową rowu w kanał
- ścieki deszczowe płyną grawitacyjnie przez obiekty OWD, tj. osadnik szlamowy i separator cyrkulacyjno-koalescencyjny, a po podczyszczeniu przez studnię kontrolną i odcinek kanału z wylotem do rowu melioracyjnego RB.

5.1 Osadnik szlamowy

Dobrano osadnik $V_c = 5000$ l. Wymiary zbiornika:

- | | |
|--|-------------------------------------|
| - średnica D_z | - 2,3m |
| - głębokość dopływu min. (Z_t) | - 0,93m |
| - wysokość użytkowa | - 1,57m |
| - wysokość całkowita | - 2,5m |
| - pojemność robocza | - 5,0 m ³ |
| - pojemność magazynowania osadu | - 2,0 m ³ |
| - przekrój czynny poziomy komory sedimentacji F_{cz} | = 3,61 m ² |
| - pojemność czynna komory sedimentacji V_{cz} | = 3,61 x 1,20 = 4,33 m ³ |

Parametry obliczeniowe dla dopływu (przepływu) $Q_{OWD} = 30$ l/s = 0,03m³/s.

- Obciążenie hydrauliczne komory sedimentacji
 $O_h = 0,03 : 3,61 = 0,008$ m³/m²·s; $V_p = 0,08$ m/s = 30 m/godz.
- Czas zatrzymania w komorze sedimentacji
 $T_z = 4,33 : 0,03 = 144$ sek

Wentylacje grawitacyjną w w/w studni zapewniają rura odpływu ścieków ϕ 400mm (nawiew) oraz rura dopływu ϕ 400mm (wywiew).

Szczegóły rozwiązań pokazano na załączonych Rys. Nr 8.

Zbiornik żelbetowy z elementów prefabrykowanych, beton C35/45.

Głębokość osadnika umożliwia usuwanie osadów przy użyciu samochodu asenizacyjnego.

5.2 Separator cyrkulacyjno-koalescencyjny

Dobrano bezfiltrowy separator ropopochodnych następujących parametrach:

- $Q = 20/200$ l/s
- średnica Dz – 2,30m
- wysokość użytkowa – 2,10m
- wysokość całkowita – 3,27m

Przeznaczenie:

- oddzielanie substancji ropopochodnych od wody,
- magazynowanie substancji ropopochodnych pomiędzy cyklami opróżniania.

Projekt OWD3 przewiduje zamontowanie prefabrykowanego separatora bezfiltrowego (studni żelbetowej o średnicy wewn. ϕ 2,0m), którego przepustowość wynosi do 20/200 l/s - Rys nr 9.

Oznacza to, że dopływ ca 30 l/s nie spowoduje przeciążenia separatora, co zapewni uzyskanie ca 75% redukcji substancji ropopochodnych.

Wyposażenie technologiczne stanowi **pakiet koalescencyjny** wykonany ze stali kwasoodpornej lub z tworzywa sztucznego oraz dopływ i odpływ ścieków rurami ϕ 400 mm.

Zbiornik żelbetowy z elementów prefabrykowanych, zabezpieczony powłokami ochronnymi, beton C35/45.

Głębokość separatora umożliwia usuwanie osadów przy użyciu specjalistycznego samochodu.

Wbudowane urządzenia muszą posiadać aprobatę techniczną Instytutu Ochrony Środowiska.

Wyposażenie technologiczne stanowi hydrocyklon wykonany z HDPE lub laminatów.

6. Wylot nr 1 do rowu R1

Wylot Nr 1 do rowu oznaczonego w ewidencji Spółki Wodnej symbolem R1. Rów melioracyjny o przepływie okresowym, zbiera i odprowadza wody opadowe z lokalnej zlewni, która obejmuje płaskie tereny rolne z rozproszoną, pojedynczą zabudową wsi Rzochów i Zawada. Rów ziemny, przekrój poprzeczny trapezowy, szerokość dna 0,5m, głębokości 0,5-1,0m, nachylenie skarp 1:1,5, spadki podłużne 0,1-0,3%.. Przepustowość hydrauliczna rowu jest wystarczająca dla przeprowadzenia wód z opadów nawałnych.

Rów uchodzi do potoku Pustyńskiego powyżej przepustu pod linią kolejową Kraków-Medyka.

Końcowy odcinek rowu równoległy do torów kolejowych odwadnia również nasyp kolejowy, posiada umocnione dno i skarpy prefabrykatami z betonu.

Trasę rowu R1 pokazano na mapie poglądowej [rys. nr 1].

Podczyszczane wody opadowe z OWD1 i z przelewu burzowego odpływają do odbiornika wspólnym wylotem. Kanał wspólny, odprowadzający ścieki oczyszczone oraz nadmiar wód z przelewu, posiada średnicę $\phi 600\text{mm}$.

Lokalizacja wylotu w układzie sytuacyjnym – na działce Gminy nr ewid. 25/13.

- współrzędne geodezyjne wylotu: $X = 5547718,21$, $Y = 7533600,64$

Ze względu na istniejące uwarunkowania terenowe:

1 - płytki rów na odcinku wylotu, będący odbiornikiem wód opadowych

2 – zakręt rowu o małym promieniu łuku, istniejący poniżej wylotu,

zaprojektowano indywidualny wylot kanału grawitacyjnego do rowu, z ukośnym wejściem pod kątem 20° . Elementem wylotu jest projektowane umocnienie rowu ziemnego, w odcinku od umocnienia istniejącego do 3-ch m powyżej wylotu. Zaprojektowano umocnienie dna i skarp rowu geokratą wysokości 15 cm, ułożoną na geowłókninie filtracyjnej, komórki wypełnione kamieniem.

Przyjęte umocnienie jest elastyczne w wykonawstwie, co ułatwi umocnienie krzywizn, styków z innymi elementami oraz dokładne nawiązanie do umocnienia istniejącego.

Dla ułatwienia dojścia do wylotu zaprojektowano schody terenowe na skarpie rowu.

Szczegóły rozwiązań pokazano na rysunku nr 10 w części graficznej Projektu

Wymagania szczególne dotyczące wykonania robót:

- roboty polegające na budowie wylotu, na rowie należy wykonać w okresach pogody suchej, na czas wystąpienia opadów roboty należy wstrzymać
- przez cały okres wykonywania robót należy utrzymywać pełną drożność rowu, w rowie nie wolno składować żadnych materiałów, urobku gruntu, itp.
- na zakończenie każdej zmiany części umocnień, powinny być wykonane kompletnie i być odporne na nagły wzrost przepływu wody.

7. Wylot nr 2 do rowu RB

Wylot Nr 2 do rowu oznaczonego w ewidencji Spółki Wodnej symbolem RB. Rów melioracyjny o podwójnym charakterze. W odcinku górnym zbiera i odprowadza wody opadowe z lokalnej zlewni, która obejmuje płaskie tereny rolne. W odcinku końcowym górnego biegu zaprojektowano wylot do rowu wód opadowych z budowanego wiaduktu drogowego nad linią kolejową, w ilości ca 75 l/s. Rów ziemny, przekrój poprzeczny trapezowy, szerokość dna 0,7m, głębokości 1,0-1,5m, nachylenie skarp 1:1,5, spadki podłużne 0,05-0,3%. Przepustowość hydrauliczna rowu na odcinku projektowanego wylotu Nr 2 jest wystarczająca dla przeprowadzenia wód z opadów nawałnych.

W odcinku dolnym trasa rowu przechodzi przez miejscowość Pustynia. Rów zbiera i odprowadza wody opadowe z terenów zabudowy miejscowości, ponadto z części autostrady E4, dużego zakładu Nutrifarm Sp z o.o. w budowie. W dolnym biegu odcinki rowu posiadają

umocnione dno i skarpy przy dnie. Przepustowość hydrauliczna rowu jest ograniczona średnicami licznych przepustów oraz małymi spadkami dna koryta. Ogólnie uznaje się, że rów w tym odcinku nie posiada rezerw przepustowości na przyjmowanie dodatkowych ilości wód z opadów nawałnych.

Trasę rowu RB pokazano na mapie poglądowej [rys. nr 1],

Podczyszczane wody opadowe z OWD2 i z przelewu burzowego odpływają do rowu wspólnym wylotem. Kanał wspólny, odprowadzający ścieki oczyszczone oraz nadmiar wód z przelewu, posiada średnicę $\phi 800\text{mm}$.

Odpowiednio podczyszczane wody opadowe z OWD3 i z przelewu burzowego odpływają do rowu wspólnym wylotem. Kanał wspólny, odprowadzający ścieki oczyszczone oraz nadmiar wód z przelewu, posiada średnicę $\phi 500\text{mm}$.

Wyloty z OWD2 i OWD3 usytuowane po dwóch stronach rowu zespolono w jedną budowlę – wylot Nr 2 do rowu.

Lokalizacja wylotu w układzie sytuacyjnym – na działkach Gminy nr ewid. 12/5, 14/10, 13/5.

- współrzędne geodezyjne wylotu: $X = 5548344,26$, $Y = 7533606,36$

Zaprojektowano indywidualny wylot podczyszczonych wód opadowych do rowu, wyposażony w regulator przepływu o stałym wydatku 300l/s oraz w przelew bezpieczeństwa. Elementem wylotu jest projektowane umocnienie rowu ziemnego, w odcinku od projektowanego przepustu drogowego do ca 5-ciu metrów powyżej wylotu. Na w/w odcinku zaprojektowano umocnienie dna i skarp rowu prefabrykatami z betonu.

Dla ułatwienia dojścia do wylotu zaprojektowano schody terenowe na skarpie rowu.

Szczegóły rozwiązań pokazano na rysunku nr 11 w części graficznej Projektu.

Wymagania szczególne dotyczące wykonania robót:

- do wykonania wylotu należy przystąpić po wykonaniu zbiornika retencyjnego z odbiorem technicznym włącznie, lecz przed wykonaniem projektowanych rowów
- roboty budowlane wylotu należy wykonać w odwodnionym i suchym wykopie
- na czas robót jak wyżej przepływ wody z rowu skierować przez zbiornik retencyjny. W tym celu rów należy przegrodzić grodzą np. z worków z piaskiem, usytuowaną poniżej przelewu zbiornika retencyjnego.
- po odbiorze technicznym wylotu wraz z umocnieniami rowu, należy rozebrać grodzę i zapewnić drożność rowu, przy uwzględnieniu współpracy ze zbiornikiem retencyjnym

8. Zbiornik retencyjny z przepompownią wód deszczowych /PWD/

Spływ z terenów inwestycyjnych użytkowanych jako tereny upraw rolnych – ca 300 l/s /stan obecny/.

Spływ z terenów inwestycyjnych po zainwestowaniu terenów – ca 1000 l/s /stan projektowany/.

Dla odprowadzenia przewidywanej nadwyżki 700 l/s ilości wód opadowych, ich bezpośredni odbiórnik - rów melioracyjny RB, nie posiada wystarczającej przepustowości. W związku z tym w Projekcie odwodnienia terenów przewidziano retencjonowanie dodatkowych spływów wód opadowych, pochodzących z terenów północnych przyszłej strefy w zbiorniku retencyjnym o pojemności użytkowej $V = 900 \text{ m}^3$, zlokalizowanym na terenie strefy.

Obliczenia dot. pojemności zbiornika retencyjnego

Czas trwania deszczu [min]	nat. deszczu miarod. [l/s.ha]	nat. spływu ze zlewni [l/sek]	spływ całk. ze zlewni [m3/opad]	odpływ wylotem nr 2 [m3/opad]	wymagana retencja [m3]
15	131	994	895	270	625
30	82	622	1120	540	580
60	52	395	1422	1080	342
120	32	242	1742	2160	0

Wyliczona objętość retencji wynosi 625 m³, ze względów bezpieczeństwa przed podtopieniem terenów, objętość retencyjną zbiornika powiększono do ca 900 m³.

Opis działania

- wylot nr 2 będzie wyposażony w regulator przepływu o wydajności 300 l/s
- przy większych dopływach nastąpi spiętrzenie wód opadowych w rowie i samoczynnie zadziała przelew na dopływie do zbiornika retencyjnego – nadmiar wody powyżej 300 l/s będzie gromadzony w zbiorniku
- w przypadku całkowitego napełnienia zbiornika, nadmiar wody z opadów przewyższających założone prawdopodobieństwo wystąpienia, odpłynie przez przelew awaryjny w zbiorniku - do rowu za wylotem, w sytuacjach ekstremalnych – przez przelew bezpieczeństwa wylotu.
- czujnik poziomu wody w zbiorniku automatycznie uruchomi pompownię wód opadowych, pompa zacznie opróżniać zbiornik po upływie 1-godzinnej zwłoki czasowej, tj. po ustaniu deszczu nawalnego. Pompowana ze zbiornika woda będzie dodatkowo podczyszczana w obiektach OWD3. - opróżniony z wody zbiornik będzie oczekiwał na kolejny spływ wód opadowych z deszczu nawalnego lub z gwałtownych roztopów

Lokalizację projektowanego zbiornika zaznaczono w Projekcie zagospodarowania terenu, w skali 1 : 1000. W części graficznej Projektu znajdują się rysunki: wlotu do zbiornika retencyjnego z przelewem, odpływu awaryjnego ze zbiornika oraz pompowni wód deszczowych.

Parametry techniczne zbiornika:

- długość - 50 m, szerokość - 25 m, kształt nieregularny
- nachylenie skarp - 1 : 1,5
- głębokość zbiornika – użytkowa 1,50 m, całkowita 2,0 m
- pojemność użytkowa - 900 m³,

Konstrukcja zbiornika

- zbiornik ziemny, dno i skarpy umocnione
- zbiornik uszczelniony ekranem bentonitowym, maty 3 kg/m², stanowiącym „odcięcie” infiltracji wód gruntowych do zbiornika oraz eksfiltracji do ziemi gromadzonych wód opadowych
- umocnienie dna – płyty drogowe 3x1m, pełne na podsypce piaskowej
- umocnienie skarp – płyty betonowe, ażurowe na podsypce żwirowej
- zbiornik wyposażony w zjazd z płyt drogowych dla sprzętu budowlanego, w celu okresowego usuwania osadu

Z uwagi na nieregularne kształty dna zbiornika, przestrzenie mniejsze od wymiarów płyty wypełnić nawierzchnią z brukowca, sort 12÷16cm, ułożonego na podsypce piaskowej o

grubości jak pod płytami żelbetowymi. Spoiny między płytami żelbetowymi i brukowcem wypełnić żwirkiem.

Umocnienie skarp zbiornika wykonać płytami betonowymi, wielootworowymi, ułożonymi na podsypce żwirowej o grubości 10cm, otwory w płytach wypełnione żwirem. Dolne płyty należy oprzeć pewnie o płyty dna. Nieregularne powierzchnie mniejsze od wymiaru płyt uzupełnić nawierzchnią z brukowca 12÷16cm na podsypce żwirowej, wszelkie szpary wypełnić ubitym żwirem. Po końcowej obróbce, górne brzegi skarp obsiać trawą.

Pompownia wód deszczowych /PWD/

Przeznaczenie pompowni opisano powyżej z uwagi na ścisłe powiązanie funkcjonalne ze zbiornikiem retencyjnym. Wydajność pompowni przyjęto:

$Q_p = 12,5 \text{ l/s} = 45,0 \text{ m}^3/\text{h}$ /opróżnienie zbiornika w ciągu 20 godzin po ustaniu deszczu/

Pompa zatapialna do odwodnień wykopów budowlanych o parametrach:

$Q = 12,5 \text{ l/s} = 45,0 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 4 \text{ m SW}$, moc silnika $N_s = 3,0 \text{ kW}$

Pompa współpracuje z rurociągiem tłocznym PE100 PN6 $\phi 160\text{mm}$, $L = 50\text{m}$,

$Q = 12,5 \text{ l/s}$, $v = 0,75\text{m/s}$, $i = 0,4\%$.

Rurociąg tłoczny włączony do komory rozdziału przed OWD3, co zapewni oddzielanie z pompowanej wody węglowodorów ropopochodnych.

Na zbiornik przepompowni zastosowano elementy żelbetowe o średnicy 1,50m.

prefabrykowane z betonu C35/45, wodoszczelnego (W8), mało nasiąkliwego (poniżej 4%) i mrozoodpornego (F-150).

Betonowe elementy powinny być wykonane zgodnie z normą DIN4034 część 1 i posiadać aprobatę techniczną lub znak CE.

Głębokość pompowni :PWD wynosi 4,0m.

Wytyczne wykonanie róbót

Dno i skarpy zbiornika przygotowane jako podłoże pod bentomaty, powinno być zagęszczone w miejscach naruszenia struktury gruntu, równe, pozbawione gruzu, korzeni, ostrych kamieni, lodu, i stojącej wody. Maty układa się na zakłady o szerokości od 15 do 23 cm. W strefie zakładu należy nanieść ciągłą warstwę granulatu bentonitowego w ilości 0,4 kg/mb (wcześniej należy z niej usunąć wszelkie zanieczyszczenia i luźny grunt). Krawędzie ułożonej maty powinny być rozprostowane, pozbawione marszczeń i zagięć. Matę bentonitową należy układać włókniną (białą stroną) do podłoża rozpoczynając instalację od skarp. Pasma należy rozwijać od punktu najwyższego do najniższego uważając, aby nie były napięte czy naprężone, usuwając wszelkie zmarszczki, zagięcia i „rybie usta” na brzegach. Górna krawędź pasma powinna być zakotwiona. W przypadku łączenia pasm maty na skarpach zakłady powinny być wykonywane dachówkowo. Pasma układane na powierzchni poziomej mogą być zorientowane w dowolny sposób. Matę po ułożeniu należy przykryć kruszywem /piasek na dnie, żwir na skarpach/, kotwienia – grunt o grubości warstwy minimum 30 cm. Materiał przykrywający powinien być pozbawiony ostrych kamieni większych od 5 cm.

Układanie płyt drogowych na dnie zbiornika należy prowadzić do przodu – sprzętem poruszającym się po wcześniej wykonanej nawierzchni.

Zbiornik pompowni należy ustawić ściśle pionowo, na przygotowanym fundamencie z betonu podkładowego grub. 20cm.

Odwodnienie wykopów na czas robót

Badania geotechniczne /otwór nr 4/ wykazały, że w rejonie lokalizacji zbiornika woda gruntowa zalega w piaskach pylastych na głębokości 2,0m pod terenem. Oznacza to, że wykop od zbiornika może być pogłębiany w strefie 2,0÷2,5m poniżej poziomu wody gruntowej. Celem ujęcia i odprowadzenia wody z dna wykopu, należy wykonać drenaż z rur tworzywowych, drenarskich, owiniętych tkaniną filtracyjną i obsypanych żwirkami i piaskiem w formie filtra odwrotnego. Przewód zbiorczy Dn 125mm należy poprowadzić w osi podłużnej dna zbiornika, przewody boczne Dn 75 mm prostopadłe do przewodu zbiorczego, w odstępach co 6,0m. Spadek przewodu zbiorczego w kierunku pompowni – 1,0%. Spadek rur drenarskich bocznych w kierunku przewodu zbiorczego – 0,5%. Rury drenarskie boczne należy łączyć z przewodem zbiorczym od góry. Wykopy drenarskie należy wykonać na głębokość min. 40 cm poniżej dna wykopu odwadnianego; drenaż musi być ułożony pod uszczelnieniem zbiornika. Zasypkę wykopu drenarskiego na pełną wysokość, wykonać piaskiem. Zasypkę należy zagęścić.

Wodę z układu drenarskiego odprowadzić do przepompowni wód deszczowych /zbiornik powinien być wykonany w pierwszej kolejności/. Wodę usuwać pompą do odwodnień powierzchniowych, do najbliższego rowu. Po zakończeniu robót, układ drenarski należy pozostawić na stałe. Woda zbierana przez drenaż spod zbiornika, może być wykorzystana do okresowego załączania pompy w okresach pogody bezdeszczowej, co wpłynie korzystnie na jej trwałość.

Przy wykonywaniu pompowni odwodnienie wykopu przewiduje się za pomocą zestawu igłofiltrów, zapłukanych po obrysie wykopu. Po ustawieniu zbiornika pompowni, nie należy natychmiast zaprzestać obniżania poziomu wody – zbiornik należy uprzednio zabezpieczyć przed skutkami wyporu wody, np. poprzez częściowe napełnienie pompowni wodą.

9. Wytyczne wykonania robót

Wykopy

Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy:

- zapoznać się z oryginałem protokołem Narady koordynacyjnej ,
- zawiadomić użytkowników istniejącego uzbrojenia terenu o przystąpieniu do robót w pobliżu tego uzbrojenia,
- wykonać ręcznie tzw. przekopy kontrolne celem dokładnego zlokalizowania istniejącego uzbrojenia podziemnego.

W trakcie prowadzenia wykopów należy przestrzegać następujących zaleceń:

- ⇒ wykopy sprzętem mechanicznym mogą być prowadzone w odległości nie mniejszej niż 3,0 m od istniejących kabli i rurociągów,
- ⇒ istniejące znaki (słupki) geodezyjne należy chronić przed uszkodzeniem lub zniszczeniem,
- ⇒ ostatnie 20 cm głębokości wykopu należy odspajać ręcznie. Dno wykopu w odcinkach jego przegłębienia należy wyrównać piaskiem i zagęścić do wskaźnika $I_s \geq 0,95$ w/g normalnej próby Proctora.

Posadowienie i zasypka rur i obiektów

- ⇒ Na dnie wykopów odwadnianych warstwą pospółki rury i obiekty posadowić bezpośrednio na starannie zagęszczonej pospółce.
- ⇒ Obsypkę i zasypkę rur w odcinkach usytuowanych pod projektowanymi drogami wykonać zgodnie z ustaleniami na Rys. 19. Wykopy pod studzienki wpustów ulicznych oraz ich posadowienie i zasypkę należy wykonać po zagęszczeniu podłoża gruntowego pod projektowane drogi

Odbiory robót

Wymagania i badania przy odbiorze określa norma EN 1610: 2002.

Wykonane kolektory i kanały przed ich zasypaniem podlegają inwentaryzacji geodezyjnej.

Odbiór techniczny i końcowy powinien być dokonany przy udziale przyszłego Użytkownika.

Przed odbiorem technicznym odcinka kanału należy wykonać przegląd kamerą TV, a zapis tego przeglądu załączyć do dokumentów stanowiących podstawę dokonania odbioru.

Ogólne i szczegółowe wymogi i warunki dotyczące wykonania i odbiorów robót są zawarte w odrębnym opracowaniu „Szczegółowa Specyfikacja Techniczna Wykonania i Odbioru Robót (STWiOR).