

B. OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU BUDOWLANEGO ROZBUDOWY SYSTEMU ODWADNIAJĄCEGO

SPIS TREŚCI

I. CZĘŚĆ OGÓLNA

1. Przedmiot opracowania
2. Inwestor, Użytkownik, Wykonawca
3. Podstawy opracowania
4. Wykaz uzgodnień
5. Charakterystyka wymiarowa modułów odwodnieniowych

II. CZĘŚĆ TECHNOLOGICZNA

1. Charakterystyka projektowanych rozwiązań
2. Obliczenia hydrauliczne zbiorników retencyjno - chłonnych
3. Istniejący stan uzbrojenia w rejonie projektowanego systemu odwadniającego
4. Roboty ziemne
5. Geotechniczne warunki posadowienia

III. CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

B. OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU BUDOWLANEGO ROZBUDOWY SYSTEMU ODWADNIAJĄCEGO

I. CZĘŚĆ OGÓLNA

1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany rozbudowy systemu odwadniającego ulicy Polnej na odcinku pomiędzy ulicami Kamelskiego i Warszawską. Projektuje się wykonanie 4 modułów odwadniających składających się z 4 zbiorników retencyjno – chłonnych, wpustów, przykanalików i kanałów deszczowych. Moduły odwodnieniowe zlokalizowane będą w ulicy Polnej na dz. o nr ew. 502 w obrębie 0007 Nowa Wieś.

2. Inwestor, Użytkownik, Wykonawca

Inwestor: Gmina Michałowice
Reguły ul. Aleja Powstańców Warszawy 1
05-816 Michałowice

Użytkownik: Urząd Gminy Michałowice
Reguły ul. Aleja Powstańców Warszawy 1
05-816 Michałowice

Wykonawca: zostanie wyłoniony w drodze przetargu publicznego

3. Podstawy opracowania

- 3.1. Umowa z Inwestorem Nr IR-1114/2016 z dnia 04.11.2016 r.
- 3.2. Warunki techniczne do projektowania budowy systemu odwadniającego w ul. Polnej w Nowej Wsi wydane przez Gminę Michałowice znak: IR.7020.31.2016 z dnia 23.12.2016 r.
- 3.3. Wypis i wyrys z miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego wydane przez Wójta Gminy Michałowice znak: UA.6724.6.322.2016 z dn. 12.12.2016r.
- 3.4. Wypisy z wykazu działek i wykazu podmiotów z dn. 02.02.2017r. wydane przez Starostę Pruszkowskiego znaki: WGN.6621.746.2017 i WGN.6621.746/1.2017
- 3.5. Opinia geotechniczna wraz z dokumentacją badań podłoża gruntowego dla potrzeb projektu budowlanego systemu odwodnieniowego zlokalizowanego w ulicy Polnej w miejscowości Nowa Wieś, gmina Michałowice opracowane przez Pracownię Badań Geotechnicznych „GEObud” s.c. w grudniu 2016r.
- 3.6. Projekt geotechniczny systemu odwodnieniowego zlokalizowanego w ulicy Polnej w miejscowości Nowa Wieś, gmina Michałowice opracowany przez Pracownię Badań Geotechnicznych „GEObud” s.c. w grudniu 2016r.
- 3.7. Plan sytuacyjno – wysokościowy z inwentaryzacją urządzeń podziemnych w skali 1:500
- 3.8. Wizja lokalna i pomiary uzupełniające w terenie wykonane przez projektanta

4. Wykaz uzgodnień

- 4.1. Starosta Pruszkowski. 05-800 Pruszków ul. Michała Drzymały 30 Protokół z Narady Koordynacyjnej w sprawie uzgodnienia usytuowania projektowanej sieci uzbrojenia terenu z dnia 08.02.2017 r. Znak sprawy WG.6630.77.2017
- 4.2. Urząd Gminy Michałowice. 05-816 Michałowice Reguły ul. Aleja Powstańców Warszawy 1 – użytkownik

5. Charakterystyka wymiarowa projektowanych modułów odwodnieniowych

Moduł „A” zbudowany jest z:

- 2 wpustów deszczowych żeliwnych „A” W1 i „A” W2 klasy „D” osadzonych na studzienkach z kręgów betonowych Ø0,50 z osadnikami głębokości h=1,0m
- 2 przykanalików „A” PD1 o długości L=2,2m i „A” PD2 o długości L=2,0m o średnicach D200 x 5,9mm z rur PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną,
- studzienki „A” D z kręgów żelbetowych Ø1,0m łączonych na uszczelki gumowe z włączem żeliwnymi klasy D400 i żeliwnymi stopniami włączowymi o głębokości osadnika h=1,0m,
- kanału deszczowego „A” KD o długości L=2,0m o średnicy D315 x 9,2mm z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną,
- odpowietrznika zbiornika „A” R0; „A” D0 zbudowanego z rury o długości L=2,0m i średnicy D110 x 3,2mm z PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną i studzienki odpowietrzającej D315 z P.P. z osadnikiem h=0,30m i z żeliwnym wpustem deszczowym C250,
- zbiornika retencyjno – chłonnego „A” ZB składającego się z 6 szt. komór drenazowych typu SC-310 z PP.

Modułu „B” zbudowanego z:

- 2 wpustów deszczowych żeliwnych „B” W1 i „B” W2 klasy „D” osadzonych na studzienkach z kręgów betonowych Ø0,50 z osadnikami głębokości h=1,0m
- 2 przykanalików „B” PD1 o długości L=2,0m i „B” PD2 o długości L=3,2m o średnicach D200 x 5,9mm z rur PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną,
- studzienki „B” D z kręgów żelbetowych Ø1,0m łączonych na uszczelki gumowe z włączem żeliwnym klasy D400 i żeliwnymi stopniami włączowymi o głębokości osadnika h=1,0m,
- kanału deszczowego „B” KD o długości L=4,0m o średnicy D400 x 11,7mm z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną,
- odpowietrznika zbiornika „B” R0; „B” D0 zbudowanego z rury o długości L=1,0m i średnicy D110 x 3,2mm z PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną i studzienki odpowietrzającej D315 z P.P. z osadnikiem h=0,30m i z żeliwnym wpustem deszczowym C250,
- zbiornika retencyjno – chłonnego „B” ZB składającego się z 2 szt. komór drenazowych typu SC-740 z PP,

Modułu „C” zbudowanego z:

- kanału deszczowego „C” KD o długości L=1,0m i średnicy D315 x 9,2mm z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną,
- odpowietrznika zbiornika „C” R0; „C” D0 zbudowanego z rury o długości L=1,0m i średnicy D110 x 3,2mm z PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną i

studzienki odpowietrzającej D315 z P.P. z osadnikiem $h=0,30\text{m}$ i z żeliwnym wpustem deszczowym C250,

- zbiornika retencyjno – chłonnego „C” ZB składającego się z 7 szt. komór drenazowych typu SC-310 z PP,

Modułu „D” zbudowanego z:

- kanału deszczowego „D” KD o długości $L=2,0\text{m}$ i średnicy D315 x 9,2mm z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną,
- odpowietrznika zbiornika „D” R0 i „D” D0 zbudowanego z rury o długości $L=1,0\text{m}$ i średnicy D110 x 3,2mm z PVC klasy „S” (SN8; SDR34) ze ścianką litą jednorodną i studzienki odpowietrzającej D315 z P.P. z osadnikiem $h=0,30\text{m}$ i z żeliwnym wpustem deszczowym C250,
- zbiornika retencyjno – chłonnego „D” ZB składającego się z 5 szt. komór drenazowych typu SC-310 z PP.

II. CZĘŚĆ TECHNOLOGICZNA

1. Charakterystyka projektowanych rozwiązań

Ze względu na występujące anomalie pogodowe z dużą ilością opadów deszczu, istniejący system z odprowadzeniem do wybudowanych wcześniej zbiorników retencyjno - chłonnych nie nadaje z zagospodarowaniem wód opadowych co przyczynia się do zalewania ulicy Polnej na odcinku pomiędzy ulicami Kamelskiego i Warszawską. W celu uporządkowania gospodarki wód opadowych zostaną wybudowane zbiorniki retencyjno-chłonne w istniejącej jezdni Polnej, które będą retencjonować nadmiar wody opadowej. Wody opadowe zostaną wprowadzone do zbiorników za pomocą wpustów, przykanalików i kanałów deszczowych po wstępnym podczyszczeniu w osadnikach pod wpustami deszczowymi oraz w osadnikach studzienek.

Zadaniem projektowanych zbiorników retencyjno-chłonnych jest odprowadzenie wód deszczowych i roztopowych do ziemi. Zasięg zamierzonego oddziaływania zamyka się w obrębie ulicy Polnej na odcinku pomiędzy ulicami Kamelskiego i Warszawskiej.

System komór drenazowych wymaga zastosowania podbudowy z tłucznia kamiennego płukanego. Kamień służy jako element konstrukcyjny, pozwalający jednocześnie na przemieszczanie się wody deszczowej oraz jej magazynowanie. Dopuszczalnym materiałem kamiennym jest płukany tłuczeń o porowatości rzędu 40%. Większość użytych kamieni musi mieć uziarnienie w granicach 31-63mm. Istnieje możliwość zastosowania alternatywnie przetworzonego betonu. Kamienie o krawędziach pozaokrągłych oraz zaokrąglonych są niedopuszczalne.

Jako warstwa separacyjna, zapobiegająca wnikaniu gleby do warstwy tłucznia, musi zostać zastosowana geowłóknina wg parametrów wytrzymałościowo-jakościowych. Zastosowanie warstwy geowłókniny jest wymagana na dnie wykopu, pomiędzy tłucznem a glebą podłoża na bokach wykopu oraz na górnej warstwie tłucznia. Warstwa geowłókniny musi całkowicie otaczać tłuczeń. Fundament z 40cm tłucznia musi zostać zagęszczony udarowo do 95% wg norm Proctora. Warstwa tłuczenia ułożona powyżej komór i pomiędzy komorami nie wymaga zagęszczenia. Pomiędzy konstrukcją drogi i górną warstwą tłucznia należy uzupełnić mieszaniną piasku i żwiru. Nawierzchnię ulicy należy przywrócić do stanu pierwotnego.

Tabela: Zbiorcze zestawienie rzędnych dla modułów odwodnieniowych

WYSZCZEGÓLNIENIE	Rzędne wysokościowe w m n.p.m.
MODUŁ „A”	
Wpust deszczowy W1	Rt. 102.18 Rd. 100.03
Wpust deszczowy W2	Rt. 102.16 Rd. 100.01
Przykanalik PD1 D200 x 5,9mm L=2,2m	Rd. 101.03 Rd. 100.92
Przykanalik PD2 D200 x 5,9mm L=2,0m	Rd. 101.01 Rd. 100.92
Kanał deszczowy KD D315 x 9,2mm L=2,0m	Rd. 100.82 Rd. 100.82
Studzienka osadnikowa D Ø1,0m	Rt. 102.20 Rd. 99.82
Rura odpowietrzająca R0 D110 x 3,2mm L=2m	Rd. 101.03 Rd. 100.98
Studzienka odpowietrzająca DO D315mm	Rt. 102.06 Rd. 100.73
Komory drenażowe Typu SC-310 ZB szt.6	Rd. 100.78
Warstwa tłucznia dno	Rd. 100.38
Warstwa tłucznia góra	Rg. 101.59
MODUŁ „B”	
Wpust deszczowy W1	Rt. 101.55 Rd. 99.31
Wpust deszczowy W2	Rt. 101.55 Rd. 99.31
Przykanalik deszczowy PD1 D200 x 5,9mm L=2,0m	Rd. 100.31 Rd. 100.19
Przykanalik deszczowy PD2 D200 x 5,9mm L=3,2m	Rd. 100.31 Rd. 100.19
Kanał deszczowy KD D400 x 11,7mm L=4,0m	Rd. 100.99 Rd. 100.99
Studzienka osadnikowa D Ø1,0m	Rt. 101.57 Rd. 98.99
Rura odpowietrzająca RO D110 x 3,2mm L=1,0m	Rd. 100.50 Rd. 100.45
Studzienka odpowietrzająca DO D315mm	Rt. 101.62 Rd. 100.20
Komory drenażowe Typu SC-740 ZB szt. 2	Rd. 99.95
Warstwa tłucznia dno	Rd. 99.55
Warstwa tłucznia góra	Rg. 101.11

MODUŁ „C”	
Kanał deszczowy KD D315 x 9,2mm L=1,0m	Rd. 100.21 Rd. 100.21
Rura odpowietrzająca RO D110 x 3,2mm L=1,0m	Rd. 100.42 Rd. 100.37
Studzienka odpowietrzająca DO D315mm	Rt. 101.46 Rd. 100.12
Komory drenażowe Typu SC-310 ZB szt.7	Rd. 100.17
Warstwa tłucznia dno	Rd. 99.77
Warstwa tłucznia góra	Rg. 100.98
MODUŁ „D”	
Kanał deszczowy KD D315 x 9,2mm L=2,0m	Rd. 100.18
Rura odpowietrzająca RO D110 x 3,2mm L=1,0m	Rd. 100.43 Rd. 100.38
Studzienka odpowietrzająca DO D315mm	Rt. 101.58 Rd. 100.13
Komory drenażowe Typu SC-310 ZB szt.5	Rd. 100.18
Warstwa tłucznia dno	Rd. 99.78
Warstwa tłucznia góra	Rg. 100.99

2. Obliczenia hydrauliczne zbiorników retencyjno-chłonnnych

Obliczenia hydrauliczne wykonano dla odwodnienia ulicy Polnej. W ulicy zostanie wykonana kanalizacja deszczowa ze zbiornikami retencyjno-chłonnymi A, B, C, D które zagospodarują wody opadowe. Odwodnienie ulicy zostało podzielone na cztery zlewnie.

Powierzchnia ulicy dla zlewni zbiornika A

- powierzchnia jezdni $85\text{m} \times 7\text{m} = 595\text{m}^2$
- dla terenu utwardzonego przyjęto współczynnik spływu - $\Psi = 0,85$;
- powierzchnia zredukowana: $F_{\text{zr}} = 595\text{m}^2 \cdot 0,85 = 506\text{m}^2$

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{\text{zr}} = 506\text{m}^2 = 0,05\text{ha}$

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający $t=15\text{ min}$

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu A

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego $t=60\text{min}$ o prawdopodobieństwie $p=100\%$, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,67} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%:
A=470

F_{zr} – 0,506 ha

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 \text{ [l/s}\cdot\text{ha]}$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\max.h} = Q_s \cdot F_{zr} = 30,24 \cdot 0,05 = 1,51 \text{ [m}^3\text{/h]};$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{śr.d.}} = Q_{r.\max} / 365 \text{ [m}^3\text{/d]}$$

gdzie:

Q_{r.max} - opad max roczny

$$Q_{\max.\text{roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{śr.d.}} = 300 / 365 \text{ [m}^3\text{/d]} = 0,82 \text{ [m}^3\text{/d]};$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\max.\text{roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

gdzie:

H - średni opad roczny 600 [mm]

F_{zr} - powierzchnia zlewni 0,05 [ha]

$$Q_{\max.\text{roczny}} = 0,600 \cdot 0,05 \cdot 10^4 = 300 \text{ [m}^3\text{/rok]};$$

Dobór wielkości zbiornika retencyjnego A

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust.4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

Przyjęto deszcz 180 l/s·ha trwający t=15 min

Dobór zbiornika dla zlewni:

Przyjęto powierzchnie zredukowaną F_{zr} = 506 m² = 0,05 ha

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q = q \cdot F \cdot \Psi \text{ [m}^3\text{/s]};$$

gdzie:

$$q = 180 \text{ [dm}^3\text{/s}\cdot\text{ha]};$$

$$F = 85\text{m} \cdot 7\text{m} = 595\text{m}^2 = 0,0595 \text{ [ha]};$$

$$\Psi = 0,85 [-]$$

$$F_{zr} = 0,0585 \cdot 0,85 = 0,0506 \text{ [ha]};$$

$$Q = 0,18 \cdot 0,0506 \text{ [m}^3\text{/s]};$$

$$\text{przyjęto } Q = 0,00911 \text{ [m}^3\text{/s]};$$

$$Q = 9,11 \text{ [l/s]};$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V_z = 9,11 \text{ l/s} \times 15 \times 60/1000 = 8,2 \text{ [m}^3\text{]};$$

Wymagana objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$V = 8,2 \text{ m}^3$$

Istniejąca objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$10 \text{ szt} \times 0,128 = 1,28$$

$$V = 1,28 \text{ m}^3$$

Zaprojektowano objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$V = [8,2 - 1,28] = 6,92 \text{ [m}^3\text{]}$$

Dobór ilości komór drenażowych SC-310 o wymiarach 217 x 86 x 41 [cm]:

$$\text{Minimalna ilość komór drenażowych } 6,92 \text{ m}^3 : 1,2 \text{ m}^3/1 \text{ szt} = 5,72 \text{ szt} = 6 \text{ szt}$$

Przyjęto, że moduł A będzie zbudowany z 6szt. komór drenażowych SC-310

- Długość łoża filtracyjnego dla zestawu komór drenażowych:
 $L = [6 \text{ szt} \times 2,17 \text{ m}] + [0,20 \text{ m} \times 2] = 13,02 \text{ m} + 0,40 \text{ m} = 13,42 \text{ m};$
- Szerokość łoża filtracyjnego - $b = 1,0 \text{ m};$
- Powierzchnia - $F = 1,0 \text{ m} \times 13,42 \text{ m} = 13,42 \text{ m}^2$

Zdolność chłonna systemu komór drenażowych - Q_f :

$$Q_f = k \cdot A \cdot i / 0,001 = 0,00003 \text{ m/s} \cdot 13,42 \text{ m}^2 \cdot 1/0,001 = 0,4 \text{ m}^3/\text{s} = 400 \text{ l/s}$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi - T_{ch} :

$$T_{ch} = V / Q_f = 6,92/0,4 = 17 \text{ [s]}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno-chłonnym - V_f :

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,4 \cdot 17 = 6,8 \text{ [m}^3\text{]}$$

Powierzchnia ulicy dla zlewni zbiornika B

- powierzchnia jezdni $75 \text{ m} \times 7 \text{ m} = 525 \text{ m}^2$
- dla terenu utwardzonego przyjęto współczynnik spływu - $\Psi - 0,85;$
- powierzchnia zredukowana: $F_{zr} = 525 \text{ m}^2 \cdot 0,85 = 446 \text{ m}^2$

Przyjęto powierzchnię zredukowaną $F_{zr} = 446 \text{ m}^2 = 0,0446 \text{ ha}$

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający $t = 15 \text{ min}$

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu B

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego $t=60\text{min}$ i prawdopodobieństwa $p=100\%$, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,67} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%:
A=470

F_{zr} – 0,1247 ha

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max.h}} = Q_s \cdot F_{\text{zr}} = 30,24 \cdot 0,0327 = 0,92 \text{ [m}^3\text{/h]};$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{sr.d.}} = Q_{\text{r.max}} / 365 \text{ [m}^3\text{/d]}$$

gdzie:

Q_{r.max} - opad max roczny

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{\text{zr}} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{sr.d.}} = 196,2 / 365 \text{ [m}^3\text{/d]} = 0,54 \text{ [m}^3\text{/d]};$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{\text{zr}} \cdot 10^4$$

gdzie:

H - średni opad roczny 600 [mm]

F_{zr} - powierzchnia zlewni 0,6127 [ha]

$$Q_{\text{max.roczny}} = 0,600 \cdot 0,0327 \cdot 10^4 = 196,2 \text{ [m}^3\text{/rok]};$$

Dobór wielkości zbiornika retencyjnego B

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust.4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający $t=15\text{ min}$

Dobór zbiornika dla zlewni:

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{\text{zr}} = 446 \text{ m}^2 = 0,0446 \text{ ha}$

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q = F_{\text{zr}} \times 180/10000$$

$$Q = 446 \times 180/10000 = 8,03 \text{ l/s}$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V_z = 8,03 \text{ l/s} \times 15 \times 60/1000 = 7,23 \text{ m}^3$$

Wymagana objętość zbiornika retencyjnego:

$$V_{\text{wymagana}} = V_{\text{wyliczona}} = 7,23 \text{ m}^3$$

Istniejąca objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$10 \text{ szt} \times 0,128 \text{ m}^3 = 1,28 \text{ m}^3$$

$$V = 1,28 \text{ m}^3$$

Zaprojektowano objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$V = [7,23 - 1,28] = 5,95 \text{ [m}^3\text{]}$$

Dobór ilości komór drenazowych SC-740 o wymiarach 217 x 130 x 76 [cm]:

$$\text{Minimalna ilość komór drenazowych } 5,95 \text{ m}^3 : 2,6 \text{ m}^3/1 \text{ szt} = 2,29 \text{ szt} = 3 \text{ szt}$$

Przyjęto, że moduł B będzie zbudowany z 2szt. komór drenazowych SC-740

- Długość łoża filtracyjnego dla zestawu komór drenazowych:

$$L = [3 \text{ szt} \times 2,17 \text{ m}] + [0,40 \text{ m} \times 2] = 6,51 \text{ m} + 0,80 \text{ m} = 7,31 \text{ m};$$

- Szerokość łoża filtracyjnego - b = 1,5m;
- Powierzchnia - F = 1,5m x 7,31m = 10,97m²

Zdolność chłonna systemu komór drenazowych - Q_f:

$$Q_f = k \cdot A \cdot I / 0,001 = 0,00003 \text{ m/s} \cdot 10,97 \text{ m}^2 \cdot 1 / 0,001 = 0,329 \text{ [m}^3/\text{s}] = 329 \text{ [l/s]}$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi - T_{ch}:

$$T_{ch} = V / Q_f = 5,95 / 0,329 = 18,1 \text{ [s]}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno-chłonnym - V_f:

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,329 \cdot 18,1 = 5,92 \text{ [m}^3\text{]}$$

Powierzchnia ulicy dla zlewni zbiornika C

- powierzchnia jezdni 100m x 7m = 700m²
- dla terenu utwardzonego przyjęto współczynnik spływu - Ψ = 0,85;
- powierzchnia zredukowana: F_{zr} = 700m² · 0,85 = 595m²

Przyjęto powierzchnie zredukowaną F_{zr} = 0,0595 ha

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający t = 15 min

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu C

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego $t=60\text{min}$ i prawdopodobieństwa $p=100\%$, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,67} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu

Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%: $A=470$

$F_{zr} = 0,0595 \text{ ha}$

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max,h}} = Q_s \cdot F_{zr} = 30,24 \cdot 0,0595 = 1,7 \text{ [m}^3\text{/h]};$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{sr.d.}} = Q_{\text{r.max}} / 365 \text{ [m}^3\text{/d]}$$

gdzie:

$Q_{\text{r.max}}$ - opad max roczny

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{sr.d.}} = 357 / 365 \text{ [m}^3\text{/d]} = 0,98 \text{ [m}^3\text{/d]};$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

gdzie:

H - średni opad roczny 600 [mm]

F_{zr} - powierzchnia zlewni 0,05 [ha]

$$Q_{\text{max.roczny}} = 0,600 \cdot 0,0595 \cdot 10^4 = 357 \text{ [m}^3\text{/rok]};$$

Dobór wielkości zbiornika retencyjnego C

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust.4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

Przyjęto deszcz 180 l/s·ha trwający $t=15 \text{ min}$

Dobór zbiornika dla zlewni:

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{zr} = 595 \text{ m}^2 = 0,0595 \text{ ha}$

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q = q \cdot F \cdot \Psi \text{ [m}^3\text{/s]};$$

gdzie:

$$q = 180 \text{ [dm}^3\text{/s} \cdot \text{ha]};$$

$$F = 100\text{m} \cdot 7\text{m} = 700\text{m}^2 = 0,07 [\text{ha}];$$

$$\Psi = 0,85 [-]$$

$$F_{\text{zr}} = 0,0700 \cdot 0,85 = 0,0595 [\text{ha}];$$

$$Q = 0,18 \cdot 0,0595 [\text{m}^3/\text{s}];$$

$$\text{przyjęto } Q = 0,011 [\text{m}^3/\text{s}];$$

$$Q = 11 [\text{l/s}];$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V_z = 11 \text{ l/s} \times 15 \times 60/1000 = 9,9 [\text{m}^3];$$

Wymagana objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$V = 9,9\text{m}^3$$

Istniejąca objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$10\text{szt} \times 0,128 = 1,28$$

$$V = 1,28\text{m}^3$$

Zaprojektowano objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$V = [9,9 - 1,28] = 8,62 [\text{m}^3]$$

Dobór ilości komór drenażowych SC-310 o wymiarach 217 x 86 x 41 [cm]:

Minimalna ilość komór drenażowych:

$$8,62\text{m}^3 : 1,2\text{m}^3/1\text{szt} = 7,18\text{szt} = 7\text{szt}$$

Przyjęto, że moduł C będzie zbudowany z 7szt komór drenażowych SC-310

- Długość łoża filtracyjnego dla zestawu komór drenażowych:

$$L = [7\text{szt} \times 2,17\text{m}] + [0,40\text{m} \times 2] = 15,19\text{m} + 0,80\text{m} = 15,98\text{m} = 16\text{m};$$

- Szerokość łoża filtracyjnego: $b = 1,0\text{m};$

- Powierzchnia: $F = 1,0\text{m} \times 15,98\text{m} = 15,98\text{m}^2$

Zdolność chłonna systemu komór drenażowych - Q_f :

$$Q_f = k \cdot A \cdot I / 0,001 = 0,00003\text{m/s} \cdot 15,98\text{m}^2 \cdot 1/0,001 = 0,479 \text{ m}^3/\text{s} = 479 \text{ l/s}$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi - T_{ch} :

$$T_{ch} = V / Q_f = 8,62/0,479 = 18 [\text{s}]$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno-chłonnym - V_f :

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,479 \cdot 18 = 8,622 [\text{m}^3]$$

Powierzchnia ulicy dla zlewni zbiornika D

- powierzchnia jezdni $80\text{m} \times 7\text{m} = 560\text{m}^2$
- dla terenu utwardzonego przyjęto współczynnik spływu - $\Psi = 0,85;$

- powierzchnia zredukowana: $F_{zr} = 560\text{m}^2 \cdot 0,85 = 476\text{m}^2$

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{zr} = 0,0476 \text{ ha}$

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający $t=15 \text{ min}$

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu D

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego $t=60\text{min}$ i prawdopodobieństwa $p=100\%$, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,67} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu

Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%: $A=470$

$F_{zr} = 0,0476 \text{ ha}$

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max.h}} = Q_s \cdot F_{zr} = 30,24 \cdot 0,0476 = 1,4 \text{ [m}^3/\text{h]};$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{sr.d.}} = Q_{\text{r.max}} / 365 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

gdzie:

$Q_{\text{r.max}}$ - opad max roczny

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{sr.d.}} = 285 / 365 \text{ [m}^3/\text{d]} = 0,78 \text{ [m}^3/\text{d]};$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

gdzie:

H - średni opad roczny 600 [mm]

F_{zr} - powierzchnia zlewni 0,05 [ha]

$$Q_{\text{max.roczny}} = 0,600 \cdot 0,0476 \cdot 10^4 = 285 \text{ [m}^3/\text{rok]};$$

Dobór wielkości zbiornika retencyjnego D

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust.4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

Przyjęto deszcz 180 l/s·ha trwający $t=15 \text{ min}$

Dobór zbiornika dla zlewni:

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{zr} = 476 \text{ m}^2 = 0,0476 \text{ ha}$

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q = q \cdot F \cdot \Psi \text{ [m}^3\text{/s];}$$

gdzie:

$$\begin{aligned} q &= 180 \text{ [dm}^3\text{/s} \cdot \text{ha];} \\ F &= 80\text{m} \cdot 7\text{m} = 560\text{m}^2 = 0,056 \text{ [ha];} \\ \Psi &= 0,85 \text{ [-]} \\ F_z &= 0,0700 \cdot 0,85 = 0,0476 \text{ [ha];} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 0,18 \cdot 0,0476 \text{ [m}^3\text{/s];} \\ \text{przyjęto } Q &= 0,0086 \text{ [m}^3\text{/s];} \\ Q &= 8,6 \text{ [l/s];} \end{aligned}$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V_z = 8,6 \text{ l/s} \times 15 \times 60/1000 = 7,7 \text{ [m}^3\text{];}$$

Wymagana objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

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

Istniejąca objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$\begin{aligned} 10\text{szt} \times 0,128 \text{ m}^3 &= 1,28\text{m}^3 \\ V &= 1,28\text{m}^3 \end{aligned}$$

Zaprojektowano objętość zbiornika retencyjno-chłonnego:

$$V = [7,7 - 1,28] = 6,42 \text{ [m}^3\text{]}$$

Dobór ilości komór drenażowych SC-310 o wymiarach 217 x 86 x 41 [cm]:

Minimalna ilość komór drenażowych:

$$6,42\text{m}^3 : 1,2\text{m}^3/1\text{szt} = 5,35\text{szt} \approx 5\text{szt}$$

Przyjęto, że moduł D będzie zbudowany z 5szt komór drenażowych SC-310

- Długość łoża filtracyjnego dla zestawu komór drenażowych:
 $L = [5\text{szt} \times 2,17\text{m}] + [0,40\text{m} \times 2] = 10,85\text{m} + 0,80\text{m} = 11,65\text{m};$
- Szerokość łoża filtracyjnego: $b = 1,0\text{m};$
- Powierzchnia: $F = 1,0\text{m} \times 11,65\text{m} = 11,65\text{m}^2$

Zdolność chłonna systemu komór drenażowych - Q_f :

$$Q_f = k \cdot A \cdot I / 0,001 = 0,00003\text{m/s} \cdot 11,65\text{m}^2 \cdot 1/0,001 = 0,35 \text{ m}^3\text{/s} = 350 \text{ l/s}$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi - T_{ch} :

$$T_{ch} = V / Q_f = 6,42/0,35 = 18,34\text{[s]}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno-chłonnym - V_f :

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,479 \cdot 18,34 = 8,78 \text{ [m}^3\text{]}$$

3. Istniejący stan uzbrojenia w rejonie projektowanych modułów odwodnieniowych

Ocenę stanu istniejącego uzbrojenia w rejonie projektowanych modułów odwadniających oparto na planie sytuacyjno - wysokościowym w skali 1:500 oraz pomiarach uzupełniających i wizji lokalnej w terenie. Na omawianym terenie w pasie drogowym ulicy Polnej występuje następujące uzbrojenie: kanały sanitarne z przyłączami kanalizacji sanitarnej, przewód tłoczny kanalizacji sanitarnej, przewód wodociągowy z przyłączami, przewód gazowy z przyłączami, kable energetyczne n.n. oraz napowietrzne linie telefoniczna i energetyczna N.N.

Na profilach podłużnych zaznaczone zostały wszystkie ujawnione na planie geodezyjnym przewody uzbrojenia podziemnego krzyżujące się z projektowanymi urządzeniami odwodnienia ulicy, które w trakcie wykonywania robót należy odpowiednio zabezpieczyć przed uszkodzeniem. Fakt przystąpienia do robót należy zgłosić do odpowiednich służb eksploatacyjnych i pod ich nadzorem i w uzgodnieniu z nimi wykonywać roboty ziemne. W trakcie wykonywania robót ziemnych mogą być ujawnione nie wykazane na planie dodatkowe sieci uzbrojenia podziemnego, które w trakcie wykonywania robót powinny być również odpowiednio zabezpieczone przed uszkodzeniem.

4. Roboty ziemne

Projektowane elementy modułów odwodnieniowych (wpusty, przykanaliki, kanały, studzienki osadnikowe i zbiorniki drenażowe) wykonywane będą w wykopach wąskoprzestrzennych szalowanych szalunkami płytowymi. Wykopy wykonywane będą mechaniczno – ręcznie (w 80 % mechanicznie, w 20 % ręcznie). Przewiduje się całkowitą wywózkę urobku z wykopów na odległość 1 km. Ze względu na zlokalizowanie modułów odwodnieniowych w istn. jezdni ulicy Polnej należy zwrócić szczególną dbałość przy zasypywaniu wykopów. Zasyp powinien być zagęszczony, a wynik zagęszczenia potwierdzony badaniami (wskaźnik zagęszczenia gruntu wg $CBR \geq 0,98$). W czasie wykonywania robót instalacyjno – montażowych wykopy należy zabezpieczyć barierkami z odpowiednim oznakowaniem, wyposażonymi w światła koloru żółtego, zapalonymi od zmierzchu do świtu. Wszystkie roboty ziemne i instalacyjne należy wykonywać zgodnie z Polską Normą PN-B-10736:1999 „Roboty ziemne. Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych. Warunki techniczne wykonania”. Odbiór robót instalacyjnych należy prowadzić zgodnie z Polską Normą PN-EN1610:2015-10 „Budowa i badania przewodów kanalizacyjnych”. W czasie wykonywania robót należy przestrzegać uwag i zaleceń zawartych w protokole z narady koordynacyjnej w Starostwie Powiatowym w Pruszkowie z dnia 08.02.2017 r. Znak sprawy: WGN.6630.77.2017 (pkt 1÷15).

5. Geotechniczne warunki posadowienia

Opis geotechnicznych warunków posadowienia przyjęto na podstawie „Opinii geotechnicznej wraz z dokumentacją badań podłoża gruntowego dla potrzeb projektu budowlanego systemu odwodnieniowego zlokalizowanego w ul. Polnej w miejscowości Nowa Wieś, gm. Michałowice” opracowanej przez Pracownię Badań Geotechnicznych „GEObud” s.c. w grudniu 2016r. W miejscu lokalizacji modułów odwodnieniowych przypowierzchniową warstwę stanowią holocenijskie grunty nasypowe, tworzące ciągłą warstwę o grubości $0,5 \div 0,6$ m. Grunty nasypowe wykształcone są głównie w postaci mieszaniny piasków drobnoziarnistych i pyłów z domieszką humusowej substancji organicznej, okruchów gruzu i żużla. Bezpośrednie podłoże nasypów tworzy kompleks

naprzemianległych sypkich gruntów wodnolodowcowych oraz spoistych gruntów zastoiskowych. Utwory fluwioglacjalne są reprezentowane przez piaski drobnoziarniste i pylaste, natomiast osady o genezie zastoiskowej są wykształcone w postaci pyłów piaszczystych, pyłów oraz glin pylastych. Łączna grubość naprzemianległych piasków wodnolodowcowych oraz pyłów i glin zastoiskowych osiąga nie mniej niż 2,4m. W podłożu południowej części analizowanego terenu na głębokości przekraczającej 2,9m p.p.t. nawiercono strop spoistych gruntów morenowych (glin zwałowych) reprezentowanych przez gliny piaszczyste z domieszką żwirów. W podłożu analizowanego terenu swobodne zwierciadło nawiercono jedynie w otw. na głębokości 1,9m p.p.t. czyli poniżej posadowienia urządzeń odwadniających. Zgodnie z klasyfikacją przedstawioną w Rozporządzeniu Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. (Dz. U. 2012 nr 0 poz. 463) oraz w oparciu o wykonaną opinię geotechniczną, w podłożu analizowanego terenu występują proste warunki gruntowe, dzięki temu projektowane urządzenia systemów odwadniających mogą być zakwalifikowane do drugiej kategorii geotechnicznej.

III. CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

Do budowy rur odpowietrzających Ø0,10, przykanalików Ø0,20 i kanałów Ø0,30 i Ø0,40 przewidziano rury PVC klasy „S” (SN8; SDR34) D110x3,2mm, D200x5,9mm; D315x9,2mm i D400x11,7mm ze ścianką litą jednorodną spełniające wymagania Polskiej Normy PN-EN 1401:1999, łączone przy pomocy uszczeltek gumowych. Rury kanalizacyjne należy układać na 20 cm podsypce piaskowej z obsypką z piasku pozbawionego kamieni i gruzu do 30 cm ponad wierzch rur z dokładnym ręcznym jego zagęszczeniem. Uzbrojenie kanałów stanowią studzienki osadnikowe o średnicy Ø1,0m i głębokości osadników h=1,0m, które zaprojektowano w oparciu o Polską Normę PN-B-10729:1999 „Kanalizacja. Studzienki kanalizacyjne”. Dolne części studzienek należy wykonać w formie gotowych prefabrykatów z betonu kl. B-40/W-6. W górnej części studzienki należy wykonać z typowych kręgów żelbetowych wg normy branżowej BN-86/8971-08. Płyty pokrywowe żelbetowe należy oprzeć na żelbetowych pierścieniach odciażających. Na płytach należy ustawić włazy kanalizacyjne typu ciężkiego DN 600 wg PN:EN124:2000 o wytrzymałości na obciążenie próbne 400 kN i zabezpieczyć je przez obetonowanie. Projektowane wpusty deszczowe uliczne żeliwne klasy „D” wg PN-88/H-74080/04 należy ustawić na studzienkach osadników h=1,0m. W celu zamontowania przykanalików i kanałów w studzienkach pod wpusty deszczowe i w studzienkach osadników należy zabetonować w ścianach studzienek odpowiednie kształtki przeznaczone do tego celu (przejścia przez ścianę). Niedopuszczalne jest zabetonowywanie bezpośrednio w ścianach studzienek bosych końców rur kanalizacyjnych z PVC. Dolne części studzienek (prefabrykaty) należy ustawić na podłożu z betonu kl. B-7,5 i grubości h=5cm. Płyty pokrywowe należy ustawić na zaprawie cementowej 1:3 „na wcisk”. Zewnętrzne powierzchnie ścian studzienek należy zaizolować przez smarowanie abizolem R+2 x KL. Jako odpowiedniki należy zastosować studzienki inspekcyjne D315 z PP z osadnikami h=0,30m. Komory drenażowe muszą spełniać Aprobata Techniczną Instytutu Dróg i Mostów AT/2007-03-2251. Do obsypki komór drenażowych należy stosować tłuczeń płukany o uziarnieniu 31-63mm. Całość obsypki musi zostać zabezpieczona materiałem filtracyjnym – geowłókniną.

Opracował:

inż. Stanisław Malec

inż. Stanisław Malec

Upr. bud. bez ograniczeń
do kierowania rob. bud. i projektowania
w zakresie sieci, instalacji i urządzeń cieplnych,
wentylacyjnych, chłodzących oraz wod.-kan.
Nr St-361/86; MAZ / 0328 / POOS / 04