

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. ZAMAWIAJĄCY	3
2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.....	3
3. PRZEDMIOT INWESTYCJI.	3
4. LOKALIZACJA INWESTYCJI.....	3
5. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.....	3
5.1. DANE OGÓLNE	3
5.2. ISTNIEJĄCE ZAGOSPODAROWANIE TERENU	3
6. WYNIKI BADAŃ GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKICH.	4
7. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.	5
7.1. KANALIZACJA DESZCZOWA.	5
7.1.1. Przebieg trasy.....	5
7.1.2. Materiał i uzbrojenie kanałów.	5
7.1.3. Studzienki kanalizacyjne.....	6
7.1.4. Wpusty deszczowe.....	6
7.1.5. Podczyszczanie wód deszczowych	6
7.1.6. Regulator wypływu.	7
7.1.7. Zbiornik retencyjny ziemny.	7
7.1.8. Rów kierujący w dnie zbiornika	8
7.1.9. Chłonności zbiornika.....	8
7.1.10. Wlot / wylot ze zbiornika.	9
7.1.11. Ogrodzenie projektowanego zbiornika.	9
7.2. SIEĆ WODOCIĄGOWA.	10
7.2.1. Przebieg trasy.....	10
7.2.2. Materiał i uzbrojenie.	10
7.3. LIKWIDACJA ISTNIEJĄCEGO UZBROJENIA.	11
7.4. WYTYCZNE DO TECHNOLOGII WYKONANIA ROBÓT.	11
7.4.1. Roboty ziemne.....	11
7.4.2. Roboty montażowe.....	12
7.4.3. Uwagi dla wykonawcy.....	13
7.5. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS BUDOWY.	14
7.5.1. Analiza warunków gruntowo-wodnych i wybór sposobu odwodnienia.	14
7.5.2. Opis projektowanego odwodnienia.	14
7.5.3. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.	15
7.5.4. Odwodnienie - igłofiltry.	15
7.5.5. Czas pracy urządzeń odwadniających	16
7.5.6. Odwodnienie liniowe (pompowanie bezpośrednie).....	16
7.5.7. Pompowanie rezerwowe.....	16
7.5.8. Odprowadzenie wody.	17

II. CZĘŚĆ ZAŁĄCZNIKOWA

- Załącznik nr 1. Współrzędne geodezyjne.
 Załącznik nr 2. Studzienka kanalizacyjna – rysunek poglądowy.
 Załącznik nr 3. Tabela wymiarów dla studzienek betonowych.
 Załącznik nr 4. Studzienka kanalizacyjna z włączeniem kaskadowym z PVC – rysunek poglądowy.
 Załącznik nr 5. Zestawienie wymiarów studzienek kaskadowych.
 Załącznik nr 6. Zestawienie kształtek dla studni kaskadowych z kaskadą wykonaną z PVC.
 Załącznik nr 7. Studzienka kanalizacyjna tworzywowa – rysunek poglądowy.
 Załącznik nr 8. Zestawienie kształtek dla studzienek tworzywowych.
 Załącznik nr 9. Schematy usytuowania wjazdu w projektowanych studniach – rysunek poglądowy.
 Załącznik nr 10. Usytuowanie wjazdu w studzienkach.
 Załącznik nr 11. Blok oporowy przy zmianie kierunku trasy rurociągu.

III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. nr 1.1-1.3	Plan zagospodarowania terenu	skala 1:500
Rys. nr 2.1-2.3	Profile podłużne sieci wodociągowej	skala 1:100/500
Rys. nr 3.1-3.3	Profile podłużne kanalizacji deszczowej	skala 1:100/500
Rys. nr 4	Profil rowu kierującego W1-W2	skala 1:100/500
Rys. nr 5	Przekrój przez rów kierujący	skala 1:20
Rys. nr 6	Przekroje przez zbiornik	skala 1:100
Rys. nr 7	Umocnienie skarp zbiornika	skala 1:50
Rys. nr 8	Wylot ze zbiornika W1	skala 1:50
Rys. nr 9	Wlot do zbiornika W2	skala 1:50
Rys. nr 10	Wlot do zbiornika W3	skala 1:50
Rys. nr 11	Wlot do zbiornika W4	skala 1:50
Rys. nr 12	Studnia z regulatorem przepływu	skala 1:25
Rys. nr 13	Ogrodzenie projektowanego zbiornika	skala 1:25
Rys. nr 14	Schematy montażowe węzłów wodociągowych	---

I. CZĘŚĆ OPISOWA.

1. ZAMAWIAJĄCY.

Opracowanie wykonano na zlecenie Gminy Kołbaskowo, 72-001 Kołbaskowo 106.

2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.

W opracowaniu wykorzystano następujące materiały:

- a). Uchwała nr XXV/338/2005 Rady Gminy Kołbaskowo z dnia 25 kwietnia 2005r. w sprawie: miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego części miejscowości Karwowo w gminie Kołbaskowo (Dz. Urz. Woj. Zach. Nr 43, poz. 1008 z 2005r.).
- b). Aktualny wtórnik podkładu geodezyjnego w skali 1:500.
- c). Uzgodnienia z Inwestorem oraz gestorami sieci oraz wizja lokalna w terenie
- d). Opinia o geotechnicznych warunkach posadowienia do projektu budowlanego.
- e). Warunki techniczne przyłączenia do sieci wodociągowej z Przedsiębiorstwa Gospodarki Komunalnej w Kołbaskowie z dnia 6 lipca 2016r.
- f). Warunki odprowadzenia wód deszczowych od Wójta Gminy Kołbaskowo z dnia 27 czerwca 2016r.

W zakres niniejszej dokumentacji wchodzi projekt wykonawczy budowy kanalizacji deszczowej oraz przebudowy sieci wodociągowej.

3. PRZEDMIOT INWESTYCJI.

Przedmiotem inwestycji jest projekt przebudowy drogi gminnej nr 195009Z w miejscowości Karwowo i budowa ścieżki rowerowej Karwowo-Warnik wraz z budową kanalizacji deszczowej i przebudową sieci uzbrojenia terenu.

4. LOKALIZACJA INWESTYCJI.

Realizowana inwestycja obejmuje Gminę Kołbaskowo: miejscowość Karwowo oraz teren położony pomiędzy Karwowem a drogą powiatową nr 3924Z zlokalizowaną na działce 25 obręb Warnik.

5. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.

5.1. Dane ogólne

Inwestycja zlokalizowana jest w miejscowości Karwowo na terenie gminy Kołbaskowo w powiecie polickim. Teren inwestycji obejmuje drogę gminną nr 195009Z która stanowi główny ciąg komunikacyjny przez miejscowość. Droga gminna wraz z terenem przeznaczonym pod ścieżkę rowerową stanowi połączenie komunikacyjne drogi powiatowej nr 3924Z Będargowo – Warnik z drogą powiatową nr 3930Z Warzymice – Karwowo – Smolęcín. Na terenie miejscowości Karwowo obowiązuje miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego – uchwała nr XXV/338/2005 Rady Gminy Kołbaskowo z dnia 25 kwietnia 2005 r.

5.2. Istniejące zagospodarowanie terenu

- Teren przeznaczony pod ścieżkę rowerową

Teren przeznaczony pod ścieżkę rowerową jest niezabudowany, na całym odcinku występuje droga gruntowa. Zjazd na drogę gruntową z drogi powiatowej nr 3924Z posiada nawierzchnię bitumiczną w granicach działki drogi powiatowej. Profil terenu istniejącego jest mocno zróżnicowany, maksymalna różnica poziomów wynosi ok. 25 m. W podłożu drogi występuje sieć wodociągowa.

- Droga gminna nr 195009Z

Droga gminna w miejscowości Karwowo na całym odcinku od skrzyżowania z drogą powiatową nr 3930Z do wysokości zjazdu na działkę nr 8 dr posiada jezdnię o nawierzchni bitumicznej o zmiennej szerokości od 3,0 do 5,0 m. Wzdłuż drogi występuje oświetlenie uliczne. Na pozostałym odcinku droga posiada nawierzchnię z brukowca o szerokości ok. 3,0 m.

Teren inwestycji skomunikowany jest z zewnętrznym układem dróg publicznych poprzez skrzyżowanie drogi gminnej z drogą powiatową nr 3930Z. W ciągu drogi gminnej występuje kanalizacja sanitarna grawitacyjna i ciśnieniowa, kanał melioracyjny, napowietrzna sieć energetyczna i oświetleniowa, sieć telekomunikacyjna i wodociągowa.

6. WYNIKI BADAŃ GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKICH.

- Ścieżka rowerowa

Podłoże gruntowe w strefie do 2 m głębokości zbudowane jest głównie z gruntów spoistych pochodzenia lodowcowego w postaci glin, glin pylastych, glin piaszczystych, piasków gliniastych i pyłów. Lokalnie występują grunty niespoiste w postaci piasków. W otworach nr 2, 3 i 4 zlokalizowanych na obrzeżach Karwowa występują przypowierzchniowe namuły gliniaste. Podłoże pod ścieżkę rowerową zaklasyfikowano do gruntów bardzo wysadzinowych, warunki wodne zaklasyfikowano jako dobre.

- Droga gminna nr 195009Z

W podłożu występują zwałowe grunty spoiste, przeważające głównie w podłożu niższych partii zbocza, to gliny piaszczyste oraz piaski gliniaste. Grunty te budują cały profil otworów nr 427 i 432 w Karwowie. W otworach nr 424, 425, 428 i 429 zalegają jedynie w głębszym podłożu, w otworach nr 425, 430 i 431 budują przewarstwienia o miąższości 0.3 – 0.8 m w obrębie zwałowych piasków. Lokalnie w otworze nr 422 w miejscu przepompowni ścieków w Karwowie natrafiono na glaciektoniczny (tzn. oderwany i przemieszczony przez nasuwający się lądolód) porwak oligoceńskiego ładu pylastego – porwaki takie występują często w obrębie Wału Stobniańskiego. Porwaka łądów nie przewiercono w otworze nr 422 do głębokości 8.0 m p.p.t., zalega on poniżej grubej pokrywy utworów deluwialnych.

Zwałowe grunty niespoiste to piaski drobne, często silnie zaglinione na pograniczu piasku gliniastego. Piaski te zalegają najczęściej w płytszych partiach podłoża w otworach nr 425, 428, 429 i 430. Jedynie w otworze nr 426 i 433 miąższość zwałowych piasków drobnych wzrasta lokalnie tak znacznie, że budują one cały profil gruntów rodzimych do głębokości 2.5 - 5.0 m p.p.t.

Deluwialne piaski osiągają miąższość 0.3 – 2.1 m (najwięcej w otworze nr 424); deluwialne gliny cechuje większa miąższość (0.6 – 3.5 m w otworach nr 422, 423). Zarówno deluwialne piaski, jak

i gliny zawierają często niewielką (ok. 1%) domieszkę humusu, lub cienkie warstewki (laminy innego rodzaju gruntu (piasku w obrębie glin, lub gliny w obrębie piasków). Lokalnie w otworze nr 423 w Karwowie stwierdzono w stropie serii deluwialnej warstwę piaszczystego humusu barwy czarnej o miąższości 1.6 m.

Przejawy wody gruntowej stwierdzono w otworach nr 424, 425, 426 i 430 na głębokości 2.1 – 3.5 m p.p.t. w głębszych partiach deluwialnych i zwałowych piasków, przy czym w otworze nr 430 występuje drugi, głębszy poziom wody o zwierciadle napiętym, nawierconym 4.4 m p.p.t., a stabilizującym się na głębokości 3.1 m p.p.t. – woda ta przesycza piaski poniżej warstwy glin. W otworach nr 423 i 432 zaobserwowano obfite sączenia śródglinowe na głębokości 2.1 – 3.1

m p.p.t.

Wg „Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych” (Dz. U. z dnia 27 kwietnia 2012 r., poz. 463) – na opiniowanym terenie występują „proste warunki gruntowe”, a projektowane obiekty należą do „drugiej kategorii geotechnicznej”.

7. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.

Współrzędne geodezyjne w układzie X,Y węzłów i punktów charakterystycznych umożliwiające ich wytyczenie w terenie przedstawiono w części załącznikowej niniejszego opracowania.

7.1. KANALIZACJA DESZCZOWA.

Przewidziano odprowadzenie wód opadowych z przebudowywanej jezdni oraz z przyległych działek poprzez system kanalizacji grawitacyjnej z układem podczyszczania do projektowanego zbiornika retencyjnego, a następnie zgodnie z otrzymanymi warunkami technicznymi do istniejącego rurociągu melioracyjnego Ø400 przechodzącego przez działkę nr 7/2 obręb Karwowo.

7.1.1. Przebieg trasy

Kanały deszczowe wykonane zostaną wzdłuż projektowanej drogi.

W zakres opracowania wchodzi wykonanie kanałów deszczowych o następujących średnicach:

Ø0,40m o łącznej długości L = 469,2m

Ø0,30m o łącznej długości L = 301,4m

Ø0,20m o łącznej długości L = 388,9m.

Układ wysokościowy projektowanych kanałów został dostosowany do niwelety projektowanego terenu oraz jest wynikiem rozwiązań skrzyżowań z istniejącym i projektowanym uzbrojeniem podziemnym.

Zagłębienie dna kanałów deszczowych wynosi od 1,16 do 4,24 m p.p.t.

Spadki podłużne kanałów wahają się od 3‰ do 50 ‰.

Trasę projektowanych kanałów przedstawiono na planie zagospodarowania terenu.

7.1.2. Materiał i uzbrojenie kanałów.

Kanały deszczowe Ø 0,20m-0,40m zaprojektowano z rur kanalizacyjnych z PVC klasy S SDR 34 o połączeniach kielichowych z uszczelką z termoplastycznego elastomeru o powierzchni zewnętrznej gładkiej, o jednorodnej strukturze ścianki rur i kształtek, o sztywności obwodowej nominalnej min. 8 kN/m².

W miejscach, gdzie zaprojektowano przykanaliki o znacznym spadku zaprojektowano łuki przy użyciu kształtek (kolan) z PVC. Ogółem zastosowano następującą ilość kształtek:

- trójnik PVC Ø0,40/0,20m 90° – 16 szt.
- trójnik PVC Ø0,30/0,20m 90° – 8 szt.
- kolano PVC Ø0,20m 11° – 9 szt.
- kolano PVC Ø0,20m 22° – 1 szt.
- kolano PVC Ø0,20m 30° – 1 szt.
- kolano PVC Ø0,20m 45° – 9 szt.
- kolano PVC Ø0,20m 60° – 1 szt.

Przykanaliki zaprojektowane do granic działek należy zaślepić. Ilość zaślepek PVC Ø0,20m – 39szt, PVC Ø0,30m – 2szt. W punkcie Zd17 należy przełączyć istniejący kanał deszczowy Ø0,15m z kamionki wykorzystując złączkę kielich z PVC-rura kamionkowa Ø0,16/0,15m oraz redukcję PVC Ø0,20/0,16m.

7.1.3. Studzienki kanalizacyjne.

Na kanałach zaprojektowano studnie betonowe o średnicy 1,20m w ilości 25 sztuk, 1 studnię o średnicy 1,50m (studnia RP z regulatorem przepływu), 1 studnię betonową o średnicy 1,0m oraz 2 studzienki inspekcyjne tworzywowe o średnicy 425mm.

Studzienki betonowe składają się z włazu kanałowego z wypełnieniem betonowym oraz prefabrykowanych elementów tj: komory betonowej z kinetą wykonaną z betonu, kręgów betonowych, płyty przejściowej, płyty pokrywowej, pierścieni dystansowych połączonych ze sobą za pomocą odpowiednich uszczeltek. Prefabrykowane elementy betonowe i żelbetowe wykonane muszą być z betonu B45, wodoszczelnego (W8), mało nasiąkliwego $n_{w} \leq 4\%$. W miejscach przejść rurami przez ściany betonowe studzienek należy zastosować przejścia szczelne, króćce dostudzienne, łączniki itp. wymagane przez producentów rur.

Zwieńczenie studni stanowić będą włazy żeliwne typu ciężkiego D400 z pokrywą wypełnioną betonem. Głębokość osadzania pokrywy włazu w korpusie min. 50mm, pokrywa Ø680mm.

Studzienki inspekcyjne wykonane będą z tworzyw sztucznych i składać się będą z:

- a) kinety przepływowej lub zbiorczej z możliwością regulacji kąta,
- b) rury trzonowej Ø 425mm z rurą teleskopową,
- c) pierścienia odcciążającego
- d) włazu żeliwnego dla rury teleskopowej klasy D400.

7.1.4. Wpusty deszczowe

W celu odwodnienia nawierzchni jezdni, zaprojektowano wpusty deszczowe podłączone do studzienek kanalizacyjnych usytuowanych na projektowanych kanałach deszczowych lub włączone bezpośrednio do kanału poprzez trójniki.

Rozmieszczenie oraz rzędne projektowanych wpustów deszczowych są zgodne z opracowaniem drogowym.

Wpusty deszczowe zaprojektowano z kręgów betonowych o średnicy wewnętrznej $d = 45 \text{ cm}$ z częścią osadnikową z odejściem Ø200 mm produkowanych wg normy DIN 4052. Wpusty należy wyposażyć w osadnik o głębokości 0,5m (za wyjątkiem wpustu Wu23, który powinien mieć osadnik ok. 0,32m). Zwieńczenie 24 wpustów stanowi wpust uliczny kołnierzowy klasy D400 o wymiarach 620x420mm mocowany luźno i na zawiasie. Zwieńczenie 1 wpustu (21) stanowi wpust ściekowy krawężnikowy klasy D400 o wymiarach 700x700mm z uchylną klapą - na zawiasach. Głębokość osadzenia kratki wpustu w korpusie min. 50mm.

Podłączenie wpustów deszczowych wykonać z rur kanalizacyjnych PVC Ø 0,20 m Długość przykanalików do wpustów ujęta została w punkcie 7.2.1.

Łącznie zaprojektowano 25szt. wpustów deszczowych.

Zwieńczenia wpustów należy wykonać zgodnie z normą PN-EN 124.

7.1.5. Podczyszczanie wód deszczowych

Wody opadowe przed ich wprowadzeniem do cieków muszą być podczyszczone zgodnie z §21.1 Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego. Zgodnie z rozporządzeniem na odpływie do odbiornika zawartość zawiesin ogólnych nie może być większa niż 100 mg/dm³, a substancji ropopochodnych - nie większa niż 15 mg/dm³.

W celu spełnienia powyższych wymagań projektuje się przed wylotem do zbiornika układ separatora wód deszczowych poprzedzony osadnikiem.

Do obliczeń przyjęto następujące dane:

- powierzchnia zlewni wynosi – $F_C = 10,06 \text{ ha}$
- uśredniony współczynnik spływu - $\psi = 0,27$
- powierzchnia zlewni zredukowanej - $F_z = 2,72 \text{ ha}$

- współczynnik opóźnienia $\varphi = 0,68$.

Przyjmując, że natężenie deszczu obliczeniowego wynosi $q_k = 15 \text{ dm}^3/\text{s ha}$, a maksymalnego $q_{k\max} = 126 \text{ dm}^3/\text{s ha}$:

-przepływ nominalny wyniesie:

$$q_n = q_k \times F_z \times \varphi \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

$$q_n = 15 \times 2,72 \times 0,68 = 27,74 \text{ dm}^3/\text{s przepływ nominalny}$$

-przepływ maksymalny wyniesie:

$$q_{\max} = q_{k\max} \times F_z \times \varphi \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

$$q_{\max} = 126 \times 2,72 \times 0,68 = 233,05 \text{ dm}^3/\text{s przepływ maksymalny}$$

Dla powyższych parametrów dobrano na sieci separator 30/300 z wkładem lamelowym o średnicy wewnętrznej zbiornika 1500mm. Przed separatorem zaprojektowano osadnik poziomy o pojemności czynnej:

$$V = [100 \times q_n] : fd$$

Dla przewidywanej małej ilości zawiesin mineralnych w ściekach i współczynnika gęstości cieczy $fd=1$ wymagana pojemność czynna osadnika wynosi:

$$V = [100 \times 27,74] : 1 = 2774 \text{ dm}^3$$

Dobrano osadnik o przepływie poziomym o średnicy wewnętrznej 1500mm i pojemności 3m^3 .

7.1.6. Regulator wypływu.

W celu zabezpieczenia przed nadmierną ilością wód odprowadzanych z projektowanego zbiornika do istniejącego rurociągu melioracyjnego $\varnothing 400$ przechodzącego przez działkę nr 7/2 obręb Karwowo za zbiornikiem na odpływie zaprojektowano w studzińce betonowej $\varnothing 1,50\text{m}$ oznaczonej jako RP regulator przepływu stabilizujący wypływ ze zbiornika na poziomie $Q=40\text{l/s}$.

Zastosowano regulator przepływu pływakowy montowany po stronie naporu wody i regulowany przy pomocy specjalnego pływaka. Zastosowany regulator jest urządzeniem kompaktowym o dokładności regulacji w zakresie $\pm 5\%$ założonego odpływu z możliwością wtórnej regulacji założonego odpływu na poziomie $\pm 15\text{-}20\%$. Materiał wykonania regulatora – stal nierdzewna i tworzywa syntetyczne (POM, PA).

Regulacja wypływu odbywa się za pomocą ramienia poruszającego się zgodnie z poziomem wody i kontrolującego gilotynę odpowiednio zmniejszającą lub zwiększającą przekrój wylotu. Zastosowano regulator DN300 regulujący odpływ ze zbiornika o maksymalnym dopuszczalnym spiętrzeniu $H=1,3\text{m}$ (maksymalny zakładany poziom spiętrzenia w zbiorniku $H_{\max}=1,0\text{m}$).

7.1.7. Zbiornik retencyjny ziemny.

Zaprojektowano budowę ziemnego otwartego zbiornika retencyjnego.

Parametry projektowanego zbiornika retencyjnego:

• powierzchnia całkowita	503 m ²
• powierzchnia dna zbiornika	314 m ²
• nachylenie skarp	1:1,5
• objętość czynna zbiornika przy napełnieniu $H=1,0\text{m}$	372 m ³
• rzędna korony zbiornika	56,05-56,70 m n.p.m.
• rzędna dna zbiornika	54,75-54,78 m n.p.m.
• rzędna wylotu ze zbiornika	54,57 m n.p.m.

Skarpy zbiornika należy umocnić geomatą zbrojoną siatką stalową o podwójnym splocie drutów, wypełnioną dogęszczoną ziemią urodzajną i obsianą mieszką traw, przyszpilowaną

do podłoża szpilkami stalowymi Ø10mm. Teren przyległy do korony skarp pasem o szerokości średnio 1,0-1,5m obsiać mieszanką traw na 5-10cm warstwie ziemi urodzajnej.

W dnie zbiornika należy wykonać obsiew mieszanką traw na 5cm warstwie ziemi urodzajnej. Dno wyprofilować ze spadkiem $i=3,0\%$ w kierunku części osadnikowej.

Szczegóły umocnienia skarp zbiornika pokazano na rysunku technologicznym.

Zbiornik można oddać do eksploatacji dopiero po pierwszym koszeniu trawy.

Zbiornik będzie zasilany w wodę poprzez istniejące kanały deszczowe Ø0,20m, Ø0,40m oraz projektowany kanał deszczowy Ø0,40m. Natomiast odpływ wód zgromadzonych w zbiorniku do istniejącej kanalizacji deszczowej zaprojektowano poprzez kanał deszczowy Ø0,30m. Na odpływie ze zbiornika zaprojektowano regulator przepływu stabilizujący wypływ ze zbiornika na poziomie $Q=40\text{l/s}$.

W celu zapewnienia dojścia do zbiornika oraz prawidłowej eksploatacji zbiornika wraz z budowlami z nim związanych zaprojektowano ciąg pieszy (szczegóły według opracowania drogowego). Długość odcinka ciągu pieszego w granicach zbiornika wynosi $L=6,7\text{m}$.

Wnioski

Zaprojektowany został zbiornik retencyjny, który przy napełnieniu $H=1,0\text{m}$ posiada pojemności retencyjną równą 372m^3 natomiast z obliczeń zbiornika retencyjnego wynika, że potrzebna jest objętość 356m^3 . Zaprojektowany zbiornik retencyjny przy napełnieniu $H=1,0\text{m}$ posiada objętość pozwalającą na retencje objętości obliczeniowej.

7.1.8. Rów kierujący w dnie zbiornika

W dnie projektowanego zbiornika retencyjnego ziemnego zaprojektowano rów kierujący o głębokości około 16-18cm oraz szerokości w dnie 60cm. Umocnienie rowu kierującego należy wykonać z płyt ażurowych o wymiarach 60x40x10cm. Płyty ażurowe należy wykonać w dnie, na skarpie i po terenie przyległym do skarpy (40cm) na odcinku W1-W4 o długości 24,3m. Płyty układać na podsypce cementowo-piaskowej 1:3 grubości 10cm. Dno rowu należy wyprofilować ze spadkiem $i=1,0\%$ w kierunku projektowanego wylotu W4.

7.1.9. Chłonności zbiornika

W podłożu projektowanego zbiornika wód deszczowych występują gliny (G), gliny pylaste ($G\pi$), pył (π) i głębiej ility pylaste ($I\pi$). Dla powyższych gruntów współczynnik filtracji wynosi od $k_f = 0,1 \times 10^{-7} [\text{m/s}]$ do $k_f = 0,1 \times 10^{-8} [\text{m/s}]$.

Ilość wchłanianej dla gruntów nienasyconych (przy uwzględnieniu spadku hydraulicznego) wynosi:

$$Q = k_f \cdot \frac{h_f + h_w}{2 \cdot h_f + h_w} \cdot F_f$$

gdzie:

Q_f - zdolność chłonna (infiltracja)

k_f - współczynnik filtracji gruntu (m/s) = $0,1 \times 10^{-7} - 0,1 \times 10^{-8} [\text{m/s}]$

h_f - głębokość filtracji w grunt = 2,0m

h_w - głębokość wody w urządzeniu chłonnym = 1,0m (głębokość wody w zbiorniku)

F - powierzchnia czynna urządzenia chłonnego – przyjęto powierzchnię czynną zbiornika 314m^2 przy napełnieniu $h=1,0\text{m}$

Q_f przy $k_f = 0,1 \times 10^{-7} [\text{m/s}]$

$Q_f = 0,1 \times 10^{-7} \times (2,0+1,0/2 \times 2,0+1,0) \times 314 = 0,002 \text{ dm}^3/\text{s}$

Q_f przy $k_f = 0,1 \times 10^{-8} [\text{m/s}]$

$Q_f = 0,1 \times 10^{-8} \times (2,0+1,0/2 \times 2,0+1,0) \times 314 = 0,0002 \text{ dm}^3/\text{s}$

Przy maksymalnej wysokości słupa wody w zbiorniku $h_{zw}=1,0\text{m}$ wynosi 0,002-0,0002 $[\text{l/s}]$.

Ilość wchłanianej wody do gruntu w czasie retencji wody 2,5 godziny (czas opróżniania zbiornika do kanalizacji deszczowej) w zbiorniku wodnym wynosi

- $V = 0,018\text{m}^3$ przy $k_f = 0,1 \times 10^{-7} [\text{m/s}]$ oraz $t=2,5\text{h}$,
- $V = 0,0018\text{m}^3$ przy $k_f = 0,1 \times 10^{-8} [\text{m/s}]$ oraz $t=2,5\text{h}$.

Przy pojemności czynnej zbiornika retencyjnego 356m^3 stanowi to od 0,005% do 0,0005% retencjonowanej wody.

Ilość wody wchłanianej przez grunt jest tak niewielka, że praktycznie nie występuje odprowadzenie ścieków i wód opadowych do ziemi i w związku z powyższym nie ma potrzeby skorzystania z art. 37, pkt. 2 z dnia 18 lipca 2001 roku Prawo Wodne (tekst jednolity - Dz.U. z 2015 r., poz. 469).

7.1.10. Wlot / wylot ze zbiornika.

Wlot W2, W3, W4 oraz wylot W1 projektuje się wykonać jako rury zlicowane ze skarpą. Zaprojektowano umocnienie skarpy w obrębie wlotu/wylotu w postaci zabruku kamieniem polnym o średnicy zastępczej $\varnothing 8\text{-}12\text{cm}$ układanym na podbudowie betonowej grubości 10cm. Konstrukcję przyczółku na wlocie/wylocie należy posadowić na fundamencie o wymiarach $30 \times 60 \times 15\text{cm}$ (W1, W2, W3) oraz o wymiarach $30 \times 40 \times 15\text{cm}$ (W4). Krawędzie obrukowania należy zabezpieczyć obrzeżem chodnikowym $8 \times 25 \times 100\text{cm}$ zgodnie z rysunkiem technologicznym.

Parametry projektowanego wylotu W1:

- średnica projektowanej rury – $\varnothing 0,30\text{m}$
- rzędna dna projektowanej rury - 54,57m npm

Parametry projektowanego wlotu W2:

- średnica projektowanej rury – $\varnothing 0,40\text{m}$
- rzędna dna projektowanej rury - 54,59m npm

Parametry projektowanego wlotu W3:

- średnica istniejącej rury – $\varnothing 0,40\text{m}$
- rzędna dna istniejącej rury - 55,33m npm

Parametry projektowanego wlotu W4:

- średnica istniejącej rury – $\varnothing 0,20\text{m}$
- rzędna dna istniejącej rury - 54,84m npm

Umocnienie dna zbiornika w obrębie wlotu W3 o wymiarach $200 \times 300\text{cm}$ oraz wlotu W4 o wymiarach $120 \times 150\text{cm}$ zaprojektowano w postaci płyt wielootworowych $100 \times 75 \times 12,5\text{cm}$ układanych na geotkaninie 40kN. Krawędzie płyt wielootworowych w dnie zbiornika należy zabezpieczyć palisadą z kołków $\varnothing 4\text{-}6\text{cm}$ długości 1,00-1,10m zgodnie z rysunkiem technologicznym.

Szczegóły projektowanych rozwiązań przedstawiono na rysunkach technologicznych.

7.1.11. Ogrodzenie projektowanego zbiornika.

Zaprojektowano ogrodzenie panelowe wokół projektowanego zbiornika retencyjnego.

Opis elementów ogrodzenia:

- Fundamenty pod słupki ogrodzeniowe należy wykonać z betonu kl. C16/20 o wym. $270 \times 270 \times 450\text{mm}$. Do montażu słupków należy zastosować prefabrykowane stopy nośne. Fundamenty pod słupki bramy i furtki o wymiarach $500 \times 500 \times 550\text{mm}$, monolityczne z betonu kl. C16/20. Fundament pod trzpień bramy o wymiarze $220 \times 220 \times 410\text{mm}$ z betonu kl. C16/20.
- Przyjęto słupki z profili stalowych zamkniętych o przekroju prostokątnym $60 \times 40\text{mm}$ i grubości ścianki 2,0mm. Wysokość słupków: 2030 mm powyżej poziomu terenu. Słupki zagłębione w fundamencie 450mm. Ilość słupków (bez słupków furtki wejściowej) 45 szt.
- Panel ogrodzeniowy wykonany z prętów pionowych i poziomych o średnicy $\varnothing 5\text{ mm}$ o wymiarze oczka $50 \times 200\text{ mm}$, szerokość panela 2500 mm, wysokość 2000mm. System montażu do słupka za pomocą obejm z płaskownika $60 \times 40\text{mm}$ (6 szt. na jeden panel).

- Zaprojektowano jedną furtkę o szerokości 1200mm składającą się z ramy z profili stalowych zamkniętych o przekroju kwadratowym 40x40mm i grubości 2,0mm.

Zabezpieczenie antykorozyjne

Panele ogrodzeniowe, słupki oraz elementy bramy są ocynkowane ogniowo (wewnątrz i z zewnątrz).

Na budowie po ostatecznym zmontowaniu elementów, należy wykonać ewentualne uzupełnienie ubytków powłok ochronnych, powstałych w trakcie transportu składowania i montażu, przez pomalowanie farbą naprawczą.

Długość ogrodzenia

Długość ogrodzenia (bez furtki wejściowej) wynosi $L=115,1\text{m}$.

Trasę ogrodzenia i szczegóły podano na rysunkach. Podczas wykonywania prac należy przestrzegać przepisów BHP i p.poż. Ogrodzenie wykonać przy zachowaniu warunków określonych przez producenta.

7.2. SIEĆ WODOCIĄGOWA.

Początek przebudowy wodociągu w miejscowości Karwowo zaprojektowano na wysokości działki 94/10. Koniec przebudowy na działce 57, w pasie drogi powiatowej nr 3930Z.

Dodatkowo zaprojektowano przebudowę odcinków wodociągu kolidującego ze ścieżką rowerową (węzły W1- W24). Nieznana jest średnica i materiał istniejącego wodociągu ułożonego wzdłuż trasy ścieżki rowerowej. W projekcie przyjęto wodociąg $\varnothing 110\text{PVC}$.

Ponieważ istnieje podejrzenie, że jest to wodociąg $\varnothing 90\text{PVC}$ Wykonawca przed przystąpieniem do prac i zamówieniem materiałów powinien wykonać przekopy próbne i sprawdzić rzeczywistą średnicę i materiał istniejącego wodociągu. Niezależnie od istniejącej średnicy projektowane przekładki należy wykonać o średnicy 110mm (zmianie ulegną jedynie węzły połączeniowe).

7.2.1. Przebieg trasy.

W zakres opracowania wchodzi wykonanie rurociągów:

- o średnicy 110mm o łącznej długości $L= 899,9\text{m}$,
- o średnicy 50mm o długości $L= 8,2\text{m}$,
- o średnicy 32mm o łącznej długości $L= 232,0\text{m}$.

Układ wysokościowy projektowanej sieci wodociągowej został dostosowany do rzędnych projektowanego terenu, rzędnych istniejącego wodociągu oraz jest wynikiem rozwiązania skrzyżowań z istniejącym i projektowanym uzbrojeniem podziemnym.

Zagłębienie osi wodociągu wynosi od 1,40 m do 1,78 m p.p.t.

Wodociąg zaprojektowano ze spadkiem od 1‰ do 100‰.

Trasę projektowanego wodociągu i jego połączenie z istniejącą siecią wodociągową przedstawiono na planie zagospodarowania terenu.

7.2.2. Materiał i uzbrojenie.

Projektowane wodociągi należy wykonać z rur z PE100 SDR17 PN10 do wody pitnej.

Na sieci wodociągowej zaprojektowano 5 hydrantów p.poż. nadziemnych. Hydranty zaprojektowano na odejściu i z odcięciem zasuwy. Hydranty zabezpieczone przed wypływem wody w przypadku złamania. Odległość od wierzchołka hydrantu do poziomu terenu – 1,0m.

Na sieci wodociągowej zaprojektowano zasuwy odcinające długie kołnierze:

- $\varnothing 100\text{mm}$ – 5 sztuk
- $\varnothing 80\text{mm}$ – 6 sztuk (z tego 5szt. to odejście na hydrant).

W węzłach połączeniowych oraz przy zmianie kierunków ułożenia sieci wodociągowej

zastosowano kształtki z PE, połączenia kołnierzowe oraz kształtki żeliwne kołnierzowe z żeliwa sferoidalnego.

Zmianę kierunku trasy projektowanych rurociągów zaprojektowano przy wykorzystaniu kształtek oraz poprzez wygięcie rur na zimno przy uwzględnieniu wytycznych producenta rur co do promienia gięcia. Dla rur z PE wynosi on $R=35 \times D_y$ przy temp. otoczenia 10°C .

Przy przejściach w pobliżu drzew przewidziano wykonanie wodociągów bezwykopowo w rurach ochronnych (patrz plan zagospodarowania terenu).

Dla rurociągu $\varnothing 110\text{mm}$ dobrano rurę ochronną stalową $193,7 \times 5,6\text{mm}$ o długości $L=4,0\text{m}$. Dla rurociągu $\varnothing 32\text{mm}$ dobrano rurę ochronną stalową $88,9 \times 4,0\text{mm}$ o długości $L=4,0\text{m}$.

Rurociągi wewnątrz rury ochronnej ułożone będą na podporach ślizgowych z rolkami o wysokości 15mm . Rozstaw podpór co $1,5\text{m}$ oraz $0,15\text{m}$ z obu końców rury ochronnej. Przestrzeń pomiędzy rurą ochronną a przewodową zamknąć manszetą.

7.3. LIKWIDACJA ISTNIEJĄCEGO UZBROJENIA.

a). Przewidziany do przebudowy istniejący wodociąg o średnicy 100mm zostanie wyłączony z eksploatacji. Na odcinkach gdzie koliduje z projektowanym uzbrojeniem należy usunąć go z gruntu, a końcówki rurociągów zaślepić. Istniejący wodociąg usunąć na szerokości wykopu pod projektowane kolidujące uzbrojenie.

Przewidziano demontaż 1 studni wodomierzowej o średnicy $1,20\text{m}$ i głębokości ok. $1,9\text{m}$ poprzez usunięcie z gruntu, a następnie zasypkę piaskiem zasypowym.

Przewidziano rozebranie istniejących hydrantów – 4 szt.

Zdemontowane elementy istniejącego uzbrojenia np. zsuwy, hydranty należy przekazać eksploatatorowi sieci.

b). Do całkowitego usunięcia z gruntu przewidziano odcinki kanału melioracyjnego i włączone do niego przykanaliki:

- o średnicy $0,40\text{m}$ kamionka – ok. 28m
- o średnicy $0,20\text{m}$ kamionka – ok. 9m
- o średnicy $0,15\text{m}$ kamionka – ok. 18m .

Do zamulenia specjalistyczną mieszanką do zamulania rurociągów przewidziano kanały i przykanaliki:

- o średnicy $0,20\text{m}$ - ok. 15m
- o średnicy $0,15\text{m}$ – ok. 23m .

Końcówki demontowanych lub zamulanych rur należy zaślepić.

Przewidziano do likwidacji 7 szt. wpustów ulicznych.

7.4. WYTYCZNE DO TECHNOLOGII WYKONANIA ROBÓT.

Całość robót należy prowadzić tak aby spełnić wymagania zawarte w normie

PN-92-B-10735 „Przewody kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze.” oraz w normie PN-B-10725.1997 „Wodociągi. Przewody zewnętrzne. Wymagania i badania.”

7.4.1. Roboty ziemne.

Na odcinkach gdzie uzbrojenie wykonywane będzie w wykopach otwartych przewiduje się wykonanie wykopów częściowo ręcznie i częściowo mechanicznie. Będą to wykopy o ścianach pionowych umocnionych. Wykopy ręczne wykonać należy na odcinkach zbliżeń do istniejącego uzbrojenia podziemnego i drzew z zachowaniem szczególnej ostrożności.

Wszystkie napotkane przewody podziemne na trasie wykonywanego wykopu, krzyżujące się lub biegnące równolegle z wykopem należy zabezpieczyć przed uszkodzeniem, a w razie potrzeby wykonać podwieszenie w sposób zapewniający ich ciągłą eksploatację i bezpieczeństwo pracujących w wykopie ludzi.

W przypadku napotkania niezainwentaryzowanych przewodów podziemnych należy ten fakt zgłosić odpowiednim użytkownikom przewodu.

Z właścicielem kolidujących przewodów należy każdorazowo uzgodnić ich obejście lub przełożenie. Całość robót ziemnych prowadzić zgodnie z normą BN-83/8836-02 "Roboty ziemne" oraz z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów dostarczoną przez producentów rur.

Zaprojektowano następujące posadowienie rurociągów:

- bezpośrednio na gruncie rodzimym,
 - na warstwie podsypki z piasku średniego o grubości po zagęszczeniu 15cm zagęszczonej do stopnia zagęszczenia $I_d > 40\%$,
 - na warstwie podsypki z piasku średniego o grubości po zagęszczeniu 15cm zagęszczonej do stopnia zagęszczenia $I_d > 40\%$ po wcześniejszym wzmocnieniu gruntu mieszanką kruszyw łamanych 0/31,5 zagęszczonych do stopnia zagęszczenia $I_d > 40\%$ na grubości 25cm po zagęszczeniu,
 - wymiana gruntu na piasek średni zagęszczony do stopnia zagęszczenia $I_d > 40\%$ do warstwy gruntów nośnych (orientacyjną grubość warstwy do wymiany podano na profilach podłużnych).
- Typy posadowienia dla poszczególnych odcinków rurociągów pokazano na profilach.

Zasypkę rurociągów prowadzić należy etapami:

I. Wykonanie warstwy ochronnej o wysokości 30 cm ponad wierzch przewodu z piasku średnioziarnistego lub grubego dobrze uziarnionego wg PN-86/B-02480 "Grunty budowlane" z wyłączeniem odcinków na złączach.

Zagęszczenie tej warstwy powinno być przeprowadzone z zachowaniem szczególnej ostrożności. Zagęszczenie tej warstwy powinno być przeprowadzone z zachowaniem szczególnej ostrożności. Warstwa ta powinna być ubita po obu stronach przewodu. Zasypanie i ubijanie gruntu w strefie ochronnej przewodu należy wykonać warstwami. Grubość ubijanej warstwy nie powinna przekraczać 15cm.

Po próbie szczelności wykonanie warstwy ochronnej w miejscach połączeń rurociągu.

II. Zasypkę wykopu poza drogami wykonywać warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$. Pod drogami zasypkę wykonać warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 1,0$ zgodnie z normą PN-S-02205:1998 „Drogi samochodowe - Roboty ziemne – Wymagania i badania.”

Zasypkę wykopu powyżej warstwy ochronnej na oznaczonych na profilach podłużnych odcinkach wykonać piaskiem zasypowym (całkowita wymiana gruntu). Na odcinkach tych dopuszcza się wykonanie zasyпки częściowo piaskiem zasypowym częściowo rodzimym, gdy możliwe będzie dogęszczenie powstałej mieszanki do podanych wskaźników.

Na pozostałych odcinkach zasypkę można wykonać piaskiem rodzimym gdy zalegające grunty rodzime pozwalają na dogęszczenie ich do podanych wskaźników. Grunty rodzime można wykorzystać do wykonania zasyпки po usunięciu frakcji spoistych, organicznych i gruzu.

Zagęszczanie zasyпки wykonać należy pod nadzorem geologa potwierdzającego uzyskanie przez każdą warstwę wymaganego stopnia zagęszczenia.

Całość robót ziemnych prowadzić zgodnie z normą PN-B-06050:1999 "Geotechnika - Roboty ziemne – Wymagania ogólne" i normą PN-B-10736:1999 "Roboty ziemne - Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych – Warunki techniczne wykonania" oraz z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów dostarczoną przez producentów.

7.4.2. Roboty montażowe.

Rurociągi i kanały układać należy w suchych i zabezpieczonych wykopach. Do budowy stosować rury z materiału podanego w opisie.

Podczas transportu rur, ich montażu, przygotowania podłoża, dokonywania prób i zasyпки należy spełniać wymogi instrukcji montażowej układania w gruncie rurociągów dostarczonych

przez producentów rur.

Rurociągi wykonać należy z rur PE łączonych zgodnie z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów z PE opracowaną przez producentów rur.

Kanał wykonać należy z rur PVC łączonych zgodnie z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów z PVC opracowaną przez producentów rur.

Do połączeń kołnierзовych należy stosować śruby ze stali nierdzewnej A2 oraz podkładki i nakrętki ze stali nierdzewnej A4. Śruby dokręcać kluczem dynamometrycznym.

Połączenia kołnierзовe kształtek żeliwnych należy zabezpieczyć opaskami termokurczliwymi.

Zasuw i hydranty należy posadowiać na blokach podporowych - np. płytkach chodnikowych betonowych 35x35x5.

Skrzynki zasuw usytuowane w terenach zielonych (10szt.) należy obrukować 1,0x1,0m kostką kamienną lub betonową na podbudowie z suchego betonu gr.10cm. Zabruk obudować obrzeżami chodnikowymi.

Rurociągi należy łączyć przy użyciu muf elektrooporowych.

Połączenie z istniejącym wodociągiem wykonać zgodnie ze schematem montażowym węzłów.

W celu umożliwienia ustalenia lokalizacji rurociągu wykonanego rur tworzywowych należy go oznakować taśmą ostrzegawczo-lokalizacyjną z wkładką metalową magnetyczną łączoną na zaciski ułożoną wzdłuż, ponad rurociągami. Taśmę układać również na odcinkach wykonywanych bezwykopowo – poprzez przymocowanie jej opaskami do wodociągu i wciągnięcie jej razem z wodociągiem.

W pobliżu miejsca wbudowania zasuw i hydrantów na stałych obiektach budowlanych lub słupkach do tabliczek informacyjnych należy umieścić tabliczki orientacyjne do oznaczania uzbrojenia na przewodach wodociągowych wg PN-86/B-09700 „Tablice orientacyjne do oznaczania uzbrojenia na przewodach wodociągowych.”

Studzienki kanalizacyjne betonowe wykonać należy przy zachowaniu warunków zawartych w normie PN-B-10729:1999 „Kanalizacja – studzienki kanalizacyjne”.

Rurociągi zaleca się wykonywać w miarę szybko, aby nie dopuścić do uplastycznienia się podłoża, a tym samym do pogorszenia jego parametrów wytrzymałościowych.

Ze względu na występowanie w rzędnej posadowienia wodociągów gruntów spoistych należy pod hydrantem Hp3 wymienić grunt rodzimy na żwir granulowany Ø4-16mm, tak aby możliwe było samoczynne odwadnianie hydrantów. Grunt należy wymienić do głębokości 0,50m pod poziom posadowienia hydrantu.

Próba szczelności

Zmontowane odcinki rurociągu należy poddać próbie szczelności na ciśnienie 1.0 MPa. Próbę ciśnieniową oraz odbiór techniczny wykonać należy zgodnie z normą PN-B-10725:1997 oraz instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów z PE opracowaną przez producenta rur.

Przed włączeniem do eksploatacji należy sieć przepłukać i poddać dezynfekcji. Wodę do prób szczelności rurociągu należy pobierać z istniejącej sieci wodociągowej.

UWAGA:

Po wykonaniu sieci i zainstalowaniu hydrantów należy dokonać próby ciśnienia (min. 0,1MPa) i wydajności (min. 5l/s) na każdym zaworze hydrantowym przy pomocy specjalistycznego urządzenia.

7.4.3. Uwagi dla wykonawcy.

1. Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy zgłosić poszczególnym użytkownikom uzbrojenia podziemnego o terminie prowadzenia robót i potrzebie zabezpieczenia nadzoru z ich strony na czas wykonywania robót. Wszelkie uszkodzenia przewodów obcych należy niezwłocznie zgłosić właściwemu użytkownikowi.

2. Wykonawca w trakcie wykonywania prac powinien zapewnić ciągłość dostawy wody do wszystkich odbiorców.

3. Przed przystąpieniem do prac i zamówieniem materiałów Wykonawca powinien zrobić próbne przekopy w celu potwierdzenia lokalizacji istniejących sieci i przyłączy wodociągowych oraz sprawdzenia rzeczywistych średnic, materiałów i rzędnych posadowienia wodociągów.

4. W miejscach, gdzie projektowana rzędna terenu odbiega od istniejącej studnie kanalizacyjnej i skrzynki istniejącej armatury należy nadbudować lub skrócić dopasowując do projektowanej rzędnej terenu.

Orientacyjna ilość studni do regulacji – 35szt.

Orientacyjna ilość skrzynek do regulacji – 7szt.

7.5. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS BUDOWY.

7.5.1. Analiza warunków gruntowo-wodnych i wybór sposobu odwodnienia.

Szczegółowa analiza warunków lokalnych takich jak:

- miąższość warstwy wodonośnej w stosunku do dna wykopu
- usytuowanie wykopu w stosunku do istniejącej zabudowy i istniejącego uzbrojenia podziemnego
- głębokość posadowienia kanałów wykazała, że konieczne będzie zastosowanie odwodnienia wgłębnego przy pomocy instalacji igłofiltrowej natomiast na odcinkach występowania sączków zastosowanie odwodnienia powierzchniowego (pompowanie z dna wykopu pompą zatapialną).

Dla celów odwodnień przyjęto następujące wartości współczynnika filtracji:

- dla czystych piasków drobnych $k = 6,91 \text{ m/d}$
- dla piasków drobnych z domieszką humusu $k = 1,72 \text{ m/d}$
- dla piasków na pograniczu piasku gliniastego $k = 0,0086 \text{ m/d}$

Warunki gruntowo-wodne tras projektowanego uzbrojenia zostały szczegółowo opisane w dokumentacji geotechnicznej.

Igłofiltr instaluje się (posadowia) w gruncie metodą wplukiwania za pomocą rur wplukujących połączonych z pompą do wplukiwania lub hydrantem. Komplet instalacji igłofiltrowej IgE81 zawiera dwa rodzaje rur wplukujących (obsadowych):

- małej średnicy D 51 mm,
- dużej średnicy D 133 mm.

o zróżnicowanych długościach dla ułatwienia wplukiwania na różne głębokości.

Rura wplukująca 51 służy do instalowania igłofiltrów w gruntach niewymagających obsypki filtracyjnej, zaś rura wplukująca Ø133mm służy do instalowania igłofiltrów w przypadkach konieczności stosowania obsypki filtracyjnej. Szczegóły obsługi instalacji IgE81, opis budowy i działania zgodnie z wytycznymi producentów.

Obsypkę filtracyjną należy wykonać:

- w gruntach przewarstwionych (posiadających warstwy nieprzepuszczalne) na taką wysokość, aby obsypka połączyła wszystkie warstwy odwadnianego gruntu, najczęściej jednak na całej wysokości wplukania igłofiltru,
- w gruntach jednorodnych, pylastych na wysokość 0,5 m nad górną krawędź filtru.

Obsypkę filtracyjną należy wykonać z piasku 0,5–2mm bez zawartości frakcji ilastych (dla piasków pylastych–grunt rodzimy) zachowując warunek, według którego wielkość ziaren obsypki powinna być od 5 do 10ciu razy większa od średniej grubości ziaren gruntu (współczynnik strukturalny $S=5-10$).

Odwodnienie będzie prowadzone etapami w zależności od uzyskiwanego efektu.

7.5.2. Opis projektowanego odwodnienia.

Z uwagi na występowanie wody gruntowej w poziomie posadowienia kanalizacji deszczowej oraz na przyjęty sposób odwodnienia, wykopy powinny być wykonane o ścianach pionowych.

Powyższe uwarunkowania wymagają przyjęcia technologii robót polegającej na wykonywaniu

krótkich odcinków rurociągu w wykopach otwartych umocnionych i ich sukcesywnym zasypywaniu. Długości odcinka obliczeniowego przyjęto 20,0m, a liczbę zestawów jaką będzie dysponował wykonawca przyjęto 2 zestawy.

Na pozostałych odcinkach podlegających odwodnieniu liniowemu projektuje się wykonanie wykopu o ścianach pionowych, przy którym zostaną zabite igłofiltry oraz montaż rurociągów ssących.

Projektuje się zastosowanie rurociągów aluminiowych na połączenia szybkozłączne (będące na wyposażeniu zestawu IgE – 81) Ø133mm. Dobór pomp i wymiarowanie rurociągów zaleca się przeprowadzać na przepływy zwiększone w stosunku do obliczeniowych o ok. 50%.

Prędkości przepływów w rurociągach nie powinny przekraczać:

w rurociągach ssawnych – 1,0m/s

w rurociągach tłocznych – 2,0m/s

W celu zabezpieczenia nieprzerwanej pracy pomp i urządzeń odwadniających wskazane jest zapewnienie zaopatrzenie w energię elektryczną z dwóch źródeł zasilania. Podstawowa rezerwa sprzętu i instalacji powinna wynosić 40 – 60%, natomiast rezerwa w postaci dodatkowych agregatów pompowych powinna wynosić około 30%. Wszelkie istotne zmiany w projekcie odwodnienia powinny być wprowadzane w uzgodnieniu z projektantem w ramach nadzoru autorskiego.

7.5.3. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.

Dopływ wody do wykopu (wykop lądowy, dla odcinka 20m):

$$Q = \frac{1,36 \cdot k \cdot S_o \cdot (2H_o - S_o)}{\lg \frac{R}{r_o}}$$

gdzie:

Q - dopływ do wykopu

k - średni współczynnik filtracji

S_o - wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej

H_o - miąższość strefy czynnej

R - promień depresji

r_o - promień zastępczy "wielkiej studni"

7.5.4. Odwodnienie - igłofiltry.

Przyjęto igłofiltry obustronnie zapuszczane o rozstawie co 1,0m.

Odcinki objęte odwodnieniem igłofiltrami zamieszczono w poniższej tabeli:

L.p.	Numer odcinka	Rodzaj odwodnienia	Długość odcinka [L] ilość igłofiltrów [n]	Dopływ do wykopu na odcinku 20m [Q]	Czas pompowania*
KANALIZACJA DESZCZOWA					
1.	Td6 – Td9 D6 – Zd12	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa w obsypce filtracyjnej o rozstawie co 1,0m	L=67,0m, n=134szt L=14,3m, n=28szt	16 m ³ /d 16 m ³ /d	480mg 96mg
2.	Td9 – D10	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa o rozstawie co 1,0m	L=71,1m n=142szt	10 m ³ /d	288mg
3.	D10 – Td14	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa w obsypce filtracyjnej o rozstawie co 1,0m	L=75,9m n=152szt	24 m ³ /d	192mg
4.	Td14 – D13	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa o rozstawie co 1,0m	L=27,1m n=54szt	49 m ³ /d	96mg

5.	D13 – D15	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa o rozstawie co 1,0m	L=84,9m n=170szt	67 m ³ /d	480mg
----	-----------	---	---------------------	----------------------	-------

Głębokość zabicia instalacji igłofiltrowej do 4m.

Całkowita ilość igłofiltrów wynosi **680 szt.**

Odcinki przewidziane do odwodnienia pokazano na profilach podłużnych.

7.5.5. Czas pracy urządzeń odwadniających

Igłofiltry

Prędkość obniżania i podnoszenia lustra wody w piaskach drobnych wynosi 0,20-0,30 m/d. Po wykonaniu danego odcinka należy przystąpić do odwodnienia końcowego, które powinno trwać połowę czasu odwodnienia początkowego.

$$T_c = (T_1 + T + T_2) \times 24$$

T_c – czas potrzebny na wykonanie wodociągu

T_1 – czas odwodnienia początkowego

T_2 – czas odwodnienia końcowego*

*-pod pojęciem odwodnienia końcowego należy rozumieć sukcesywny demontaż igłofiltrów po zakończeniu prac związanych z zasypaniem wykopu.

Całkowity czas pompowania wynosi 1632mg.

7.5.6. Odwodnienie liniowe (pompowanie bezpośrednie).

W miejscach występowania sączeń przyjęto pompowanie bezpośrednie z dna wykopów pompą zatapialną zlokalizowaną w tymczasowych studzienkach zbiorczych Ø0,80m rozmieszczonych co 20,0m. Czas pracy pompowania bezpośredniego przyjęto wstępnie w ilości 10 m-g na dzień roboczy.

L.p.	Numer odcinka	Rodzaj odwodnienia	Długość odcinka [L] ilość igłofiltrów [n]	Czas pompowania
KANALIZACJA DESZCZOWA				
1.	W2 – Sep1	Pompowanie bezpośrednie z dna wykopu	L=26m	13,0mg
2.	D3 – D5	Pompowanie bezpośrednie z dna wykopu	L=76m	40,0mg
3.	D3 – Zd6 Td3 – Zd7 D5 – Zd10	Pompowanie bezpośrednie z dna wykopu	L=9,8m L=9,9m L=10,3m	5,0mg 5,0mg 5,0mg

Całkowity **czas pompowania** dla rurociągu tłocznego wynosi **68 mg**

Ilość tymczasowych studzienek zbiorczych **6 szt.**

7.5.7. Pompowanie rezerwowe

Pompowanie rezerwowe należy przyjąć w wysokości 33% czasu pompowania.

Igłofiltry – $1632 \times 33\% = 539 \text{ mg}$

Pompowanie bezpośrednie – $68 \times 33\% = 23 \text{ mg}$

7.5.8. Odprowadzenie wody.

Projektuje się odprowadzenie wody rurociągami tłocznymi stalowymi kołnierзовymi $\phi 150\text{mm}$ do istniejącej kanalizacji deszczowej.

Łączną długość rurociągów tłocznych wynosi **400 m**.

7.5.9. Uwagi dla wykonawcy.

Prace odwodnieniowe należy przeprowadzać w okresie bezdeszczowym (suchym), kiedy zwierciadło wody gruntowej znajduje się na najniższym poziomie.

W czasie wpłukiwania igłofiltrów należy zwrócić uwagę na miejsca w których w podłożu projektowanego kanału deszczowego w nasypach niekontrolowanych występują duże ilości cegły, kamieni, żużla i innych odpadków budowlanych oraz na istniejące uzbrojenie podziemne. Igłofiltr należy zabijać około 1,0m poniżej projektowanego obniżenia zwierciadła wody gruntowej.

W przypadku napotkania trudności z wpłukiwaniem igłofiltrów należy zamiennie odwadniać wykopy bezpośrednio pompami o odpowiedniej wydajności.

Czas pracy urządzeń odwadniających jest uzależniony od czasu wykonywania obiektów. Projektant może określić jedynie orientacyjny czas odwodnienia początkowego (wyrzedzającego prace budowlane) i czas odwodnienia końcowego (przywrócenie pierwotnego poziomu wody gruntowej). Czasy te podyktowane są zabezpieczeniem gruntu przed m. in. zjawiskiem sufozji.

Projektant przewiduje, że wykonawca rozpocznie odwodnienie igłofiltrami o rozstawie igieł większym niż projektowany (obliczeniowy) pod warunkiem uzyskania efektu odwodnienia.

Projektant zaleca wykonywanie odwodnienia w sposób ciągły tj.:

- nie należy wyłączać instalacji igłofiltrowej nawet na okres kiedy nie są prowadzone prace związane z wykonaniem projektowanej kanalizacji deszczowej ,
- podczas wykonywania „pierwszego” odcinka projektowanej kanalizacji deszczowej (około 20m), na którym już zainstalowana jest instalacja igłofiltrowa, należy przewidzieć wpłukiwanie igłofiltrów na następnym odcinku w celu uniknięcia wahań poziomu wód gruntowych związanych z odwodnieniem początkowym i odwodnieniem końcowym.

Projektant podkreśla, iż poziomy zwierciadła wód gruntowych mogą ulec wahaniom w miarę prowadzenia prac budowlanych. Czas pracy urządzeń odwadniających powinien być rozliczany na podstawie wpisów do dziennika pracy sprzętu.

W trakcie prowadzenia robót odwodnieniowych należy na bieżąco kontrolować budynki i obiekty, w rejonie których prowadzone jest odwodnienie i w przypadku jakichkolwiek zmian niezwłocznie przerwać odwodnienie i poinformować o zaistniałym fakcie inspektora nadzoru i projektanta. W przypadkach stwierdzenia rys, pęknięć ścian istniejących budynków przed przystąpieniem do robót odwodnieniowych należy opracować dokumentację fotograficzną tych budynków, a w przypadkach szczególnych dokonać oceny stanu technicznego budynków.