

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I.CZĘŚĆ OPISOWA

1. ZAMAWIAJĄCY.....	3
2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.....	3
3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.....	3
4. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.....	4
5. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.....	5
5.1. KANALIZACJA MELIORACYJNA I DESZCZOWA.....	5
5.1.1. PRZEBIEG TRASY.....	5
5.1.2. MATERIAŁ I UZBROJENIE.....	5
5.1.3. STUDZIENKI KANALIZACYJNE.....	6
5.1.4. WPUSTY DESZCZOWE.....	6
5.1.5. ODWODNIENIE LINIOWE.....	7
5.1.6. SEPARATOR I OSADNIK.....	7
5.1.7. DRENAŻ PRZYKANAŁOWY	8
5.1.8. TECHNOLOGIA WYKONANIA ROBÓT KANALIZACYJNYCH.....	8
5.1.8.3. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS BUDOWY.....	10
5.2. HYDROTECHNIKA.....	15
5.2.1. ODMULENIE ISTNIEJĄCEGO ZBIORNIKA.....	15
5.2.2. PRZEBUDOWA-BUDOWA CIEKÓW.....	16
5.2.3. PRZEPUST P1-P2.....	16
5.2.4. WYLOT W1, W2 I WLOT WL1.....	18
5.2.5. PRZEPUST WL1 - W2.....	19
5.2.6. ROBOTY ZIEMNE I BILANS MAS ZIEMNYCH.....	20
5.2.7. TECHNOLOGIA WYKONANIA ROBÓT MELIORACYJNYCH.....	21
5.2.8. ROBOTY BUDOWLANE I MONTAŻOWE.....	22
5.2.9. PRACE ROZBIÓRKOWE I KARCZUNKOWE.....	22
5.3. ODTWORZENIE NAWIERZCHNI	22
5.3.1. ROBOTY ROZBIÓRKOWE.....	22
5.3.2. ODTWORZENIE NAWIERZCHNI	23
5.3.3. ROBOTY ZIEMNE.....	23
5.3.4. KONSTRUKCJE NAWIERZCHNI	23
5.3.5. USTALENIA KOŃCOWE.....	24
5.4. ORGANIZACJA RUCHU.....	24

II. CZĘŚĆ ZAŁĄCZNIKOWA

Zał. nr 1 – Studzienka kanalizacyjna betonowa – rysunek poglądowy

Zał. nr 2 – Tabela wymiarów dla studzienek kanalizacyjnych betonowych.

Zał. nr 3 – Przykład zabudowy korytek odwodnieniowych.

II.CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. nr 0	Plan orientacyjny	skala 1:10000
Rys. nr 1	Plan sytuacyjny	skala 1:500
Rys. nr 2	Profil podłużny kanalizacji	skala 1:100/500
Rys. nr 3	Profil podłużny przepustu W1 - W2	skala 1:100/500
Rys. nr 4	Przepust P1-P2 – rys. technologiczny	skala 1:50
Rys. nr 5	Wylot W1 – rys. technologiczny	skala 1:25
Rys. nr 6	Wlot W1 – rys. technologiczny	skala 1:25
Rys. nr 7	Wylot W2 – rys. technologiczny	skala 1:25
Rys. nr 8	Krata na wylotach W1, W2 i wlocie W1	skala 1:10
Rys. nr 9	Profil podłużny drogowy	skala 1:50/500
Rys. nr 10	Przekroje konstrukcyjne drogowe	skala 1:50

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. ZAMAWIAJĄCY.

Opracowanie wykonano na zlecenie Gminy Kołbaskowo, Kołbaskowo 106, 72-001 Kołbaskowo zgodnie z umową nr 169/2010 z dnia 14-09-2010r.

2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.

W opracowaniu wykorzystano następujące materiały:

- a). Wypis i wyrys z miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego - Uchwała nr XXIX/393/05 Rady Gminy Kołbaskowo z dnia 28 listopada 2005r. w sprawie uchwalenia miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego dla terenu zlokalizowanego w obrębie geodezyjnym Będargowo w gminie Kołbaskowo (Dz.U. Województwa Zachodniopomorskiego nr 114 poz. 2469 z dnia 30 grudnia 2005r.).
- b). Decyzję o ustaleniu lokalizacji inwestycji celu publicznego nr 1/11 z dnia 04.01.2011r.
- c). Aktualny wtórnik podkładu geodezyjnego w skali 1:500.
- d). Uzgodnienia z Inwestorem oraz gestorami sieci
- e). Dokumentacja geotechnicznych warunków posadowienia do projektu budowlanego kanalizacji deszczowej w Będargowie, gm. Kołbaskowo. pow. Police, woj. zachodniopomorskie – opracowana przez ArtGeo w 2010r.
- f). Wizje lokalne i pomiary uzupełniające w terenie.

Przedmiotem inwestycji jest przebudowa istniejącej sieci melioracyjnej i kanalizacji deszczowej mająca na celu likwidację podtopień w miejscowości Będargowo.

W zakres niniejszego opracowania wchodzi:

- budowa kanalizacji melioracyjno-deszczowej o średnicach od \varnothing 0,16m do \varnothing 0,50m wraz z układem podczyszczania i drenażem przykanałowym
- budowa wylotu z projektowanej kanalizacji do istniejącego zbiornika
- odmulenie istniejącego zbiornika
- przebudowa odcinka strumienia „Gumieniec”
- budowa nowych przepustów
- odtworzenie nawierzchni drogi w miejscowości Będargowo.

3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.

W stanie istniejącym droga przechodząca w miejscowości Będargowo gmina Kołbaskowo, posiada jezdnię szerokości 5,0 do 6,0m o nawierzchni asfaltowej (przekrój daszkowy) na podbudowie z kostki kamiennej, częściowo ograniczonej krawężnikiem betonowym, posiada chodnik jednostronny szerokości 1,5-2,0m.

Obsługa komunikacyjna budynków znajdujących się przy drodze odbywa się bezpośrednio z

drogi poprzez zjazdy indywidualne o różnej nawierzchni i szerokości

Teren objęty opracowaniem jest uzbrojony w następujące sieci: kanalizacja sanitarna o średnicach od \varnothing 0,16m \varnothing 0,20m, sieć wodociągowa o średnicach od \varnothing 40mm do \varnothing 80mm, sieć gazową o średnicach od \varnothing 25mm do \varnothing 63mm oraz w kable telekomunikacyjne i elektroenergetyczne.

4. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.

W podłożu projektowanej kanalizacji deszczowej w Będargowie występują zwałowe gliny piaszczyste i podrzędnie piaski gliniaste, przykryte deluwialnymi glinami piaszczystymi, oraz nasypami niekontrolowanymi o miąższości do 1.5 m, a w rejonie otworów nr 2, 4, 5 i 6 także bagiennymi namułami organicznymi lub humusem.

Warunki wodne są stosunkowo korzystne. Wprawdzie w otworach nr 1 i 3 – 7 stwierdzono występowanie wody o zwierciadle swobodnym lub lokalnie w otworze nr 4 napiętym, na głębokości zaledwie 0.1 – 1.0 m p.p.t., a w otworze nr 2 zaobserwowano sączenie na głębokości 1.2 m p.p.t., to jednak jest to wyłącznie woda podparta przez słabo przepuszczalne grunty rodzime. Wodę tę będzie można na ogół wypompować wprost z wykopu, ew. użycie igłofiltrów może okazać się konieczne jedynie w rejonie otworu nr 1.

W okresach roztopów i długotrwałych, intensywnych opadów zwierciadło wody może podnosić się maksymalnie o ok. 0.1 – 0.3 m w stosunku do stanu stwierdzonego w otworach, do głębokości 0.0 – 0.7 m p.p.t.

Warunki gruntowe nie są w pełni korzystne. Znaczną część utworów deluwialnych budują silnie uplastycznione gliny warstw I – II, a w stropowych partiach podłoża zalegają często słabe grunty organiczne.

Okolicznością korzystną jest jednak fakt, że na trasie kanału deszczowego grunty organiczne i najsłabsze, miękkoplastyczne gliny warstwy I, zalegają powyżej poziomu posadowienia rur i studni kanału. O ile w dnie wykopu pozostaną niewielkie ilości miękkoplastycznej gliny, lub namułu organicznego, można będzie zastosować stabilizację podłoża poprzez wbicie w słaby grunt ok. 0.2 m warstwy ostrokrawędzistego tłucznia.

Całość gruntów wydobytych z wykopów nie będzie nadawać się na zasypki w strefie jezdni, utwardzonych poboczy, oraz chodników wiejskich ulic.

Według kryteriów określonych w rozporządzeniu MSWiA z dnia 24 września 1998 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. Nr 126, poz. 839) projektowana kanalizacja jest obiektem należącym do drugiej kategorii geotechnicznej, a warunki gruntowe w podłożu badanego terenu są proste.

Głębokość przemarzania gruntu wg PN-81/B-03020 wynosi 0.8 m p.p.t.

5. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA

5.1. KANALIZACJA MELIORACYJNA I DESZCZOWA

Przewiduje się przebudowę istniejącej kanalizacji melioracyjnej i kanalizacji deszczowej mającą na celu likwidację podtopień w miejscowości Będargowo. Wody deszczowe odprowadzane do istniejącego zbiornika retencyjnego zlokalizowanego na działce nr 40, następnie rowem melioracyjnym będą odprowadzane do istniejącego cieku wodnego „Gumieniec”. Przed wylotem do zbiornika retencyjnego zaprojektowano osadnik i separator, które będą podczyszczać przepływające przez nie wody deszczowe. Wzdłuż kanałów deszczowych zaprojektowano drenaż przykanałowy. Zaprojektowany układ zapewni likwidację podtopień i zapewni zasilenie istniejącego cieku w wodę co uchroni go przed wyschnięciem.

Współrzędne geodezyjne w układzie X,Y punktów charakterystycznych projektowanego uzbrojenia umożliwiające ich wytyczenie w terenie przedstawiono w **“Projekcie zagospodarowania terenu”**.

5.1.1. PRZEBIEG TRASY

W zakres opracowania wchodzi wykonanie kanalizacji o następujących średnicach:

- Ø 0,50m o łącznej długości L= 113,0m,
- Ø 0,40m o łącznej długości L= 77,7m,
- Ø 0,30m o łącznej długości L= 258,5m,
- Ø 0,20m o łącznej długości L= 23,4m,
- Ø 0,16m o łącznej długości L= 3,5m.

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

Trasę projektowanych kanałów i rurociągów przedstawiono na planie sytuacyjnym.

Zagłębienie dna kanałów wynosi od 0,90 do 2,49 m p.p.t.

Spadki podłużne kanałów wahają się od 2‰ do 38 ‰.

5.1.2. MATERIAŁ I UZBROJENIE

Kanały deszczowe wykonane zostaną z rur PVC litych kl. S SDR34 o średnicach od Ø 0,16m do Ø 0,50m.

Zaprojektowano następujące kształtki:

- 1 trójnik 90° Ø 0,30/0,20m z PVC,
- 1 trójnik 90° Ø 0,40/0,30m z PVC,
- 1 trójnik 90° Ø 0,40/0,20m z PVC
- 1 trójnik 45° Ø 0,40/0,20m z PVC
- 1 trójnik 45° Ø 0,40/0,16m z PVC

- 1 kolano Ø0,16m
- 1 zaślepkę Ø0,20m.

5.1.3. STUDZIENKI KANALIZACYJNE

Łącznie na kanałach deszczowych zaprojektowano 15 szt betonowych studzienek kanalizacyjnych o średnicy Ø1,20m.

Studzienki kanalizacyjne betonowe składają się z wjazdu kanałowego typu ciężkiego z wypełnieniem betonowym oraz prefabrykowanych elementów to jest: studni betonowej z kinetą wykonaną z betonu, kręgów betonowych, płyty przejściowej, płyty pokrywowej, pierścieni dystansowych połączonych ze sobą za pomocą odpowiednich uszczelek. Styki kręgów łączonych na uszczelkę gumową muszą być zatarte na gładko z obu stron zaprawą szybkowiążącą wysokiej marki.

Prefabrykowane elementy betonowe i żelbetowe wykonane muszą być z betonu B45, wodoszczelnego (W8), mało nasiąkliwego $n_{w} \leq 4\%$.

Kręgi i fundamenty studni muszą być wyposażone fabrycznie w stopnie złazowe wg PN-64/H-74086. Elementy denne studni posiadać winny fabrycznie wyprofilowaną kinetę o wysokości $h_k = 0.8 D_n$ kanału.

Po zamontowaniu kręgów żelbetowych studni, należy zagęścić grunt wokół studni (piasek średni) warstwami co 30 cm.

Studzienki na kanałach zaprojektowano z żeliwnymi wjazdami kanałowymi z pokrywą wypełnioną betonem. Klasa wjazdu D400. Głębokość osadzania pokrywy wjazdu w korpusie min. 50mm, średnica pokrywy 680mm.

W miejscach przejść rurami przez ściany betonowe studzienek należy zastosować przejścia szczelne, króćce dostudzienne, łączniki itp. wymagane przez producenta rur.

5.1.4. 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.

Wpusty deszczowe zaprojektowano z kręgów betonowych o średnicy wewnętrznej $d = 45$ cm z częścią osadnikową z odejściem Ø200 mm produkowanych wg normy DIN 4052. Zwieńczenie wpustu stanowi wpust uliczny kołnierzowy klasy D400 o wymiarach 620x420mm mocowany luźno i na zawiasie. 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 5.1.1.

Łącznie zaprojektowano 5szt. wpustów deszczowych.

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

5.1.5. ODWODNIENIE LINIOWE

W celu odwodnienia nawierzchni zjazdu na działkę nr 39 obręb Będargowo zaprojektowano odwodnienie liniowe np. FASERFIX SUPER KS 150 typ 01 z rusztem żeliwnym szczelinowym klasy D400. Zaprojektowano korytka o długości 3,5m ze studzienką o długości 0,5m.

Podłączenie korytek wykonać z rur kanalizacyjnych PVC Ø 0,16 m klasy S SDR 34 o łącznej długości L=3,5m (długość ujęta w punkcie 5.1.1).

5.1.6. SEPARATOR I OSADNIK

Przed wylotem do odbiornika którym jest zbiornik retencyjny zaprojektowano urządzenia do podczyszczania wód deszczowych.

Zaprojektowano układ: lamelowy separator wód deszczowych poprzedzony osadnikiem o przepływie poziomym.

W oparciu o obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej ustalono:

- powierzchnia zlewni wynosi – $F = 4,84$ ha
- uśredniony współczynnik spływu - $\psi = 0,42$
- powierzchnia zlewni zredukowanej - $F_z = 2,03$ ha
- współczynnik opóźnienia $\phi = 0,77$

Przyjęto, 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:

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

$$q_s = 15 \times 2,03 \times 0,77 = 23,45 \text{ dm}^3/\text{s} \text{ przepływ nominalny}$$

Przepływ maksymalny wyniesie:

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

$$q_s = 126 \times 2,03 \times 0,77 = 196,95 \text{ dm}^3/\text{s} \text{ przepływ maksymalny}$$

Dla powyższych parametrów dobrano lamelowy separator wód deszczowych 30/300

Parametry technologiczne separatora:

przepływ nominalny	-	30 dm ³ /s,
przewody wlotowy i wylotowy	-	PVC, Dn 500 mm
średnica wewnętrzna	-	1500 mm,
pojemność całkowita separatora	-	2650 litrów,
pojemność magazynowa oleju	-	360 litrów.

Przed separatorem zaprojektowano osadnik o przepływie poziomym o średnicy wewnętrznej 2000mm z częścią osadową o pojemności 5,0m³.

Posadowienie separatora i osadnika

Otwór nr 4.

Istniejąca rzędna terenu ok. 37,12 m npm.

- 0,0 – 0,4 Nasyp – humus (piasek drobny)
- 0,4 – 0,8 Gлина piaszczysta z humusem - plastyczna
- 0,8 – 1,2 Humus (piasek drobny) na pogram. namułu
- 1,2 – 2,1 Gлина piaszczysta - plastyczna
- 2,1 – 5,5 Gлина piaszczysta – twaroplastyczna.

Woda gruntowa o zwierciadle napiętym nawiercona na głębokości 0,8m tj na rzędnej 36,22 stabilizuje się na głębokości 0,5 m ppt tj na rzędnej 36,62 m n.p.m.

Separator i osadnik posadowione zostaną w warstwie gruntów nośnych na warstwie podbudowy z betonu B10 o grubości 10cm. Na odpowiednio przygotowanym podłożu, po sprawdzeniu rzędnych należy ustawić korpus urządzenia, podłączyć rury, zamontować niezbędne kręgi nadbudowy i pokrywę a następnie zasypać wykop piaskiem średnim dobrze uziarnionym warstwami o grubości ok 30cm z zagęszczeniem każdej warstwy do 95% Proctora. Obniżenie wody gruntowej wg pkt. nr **5.1.7.3**

5.1.7. DRENAŻ PRZYKANAŁOWY

Wzdłuż kanałów deszczowych zaprojektowano drenaż odwadniający z rur drenarskich z filtrem z włókna kokosowego o średnicy Ø113mm odprowadzający wody do projektowanej kanalizacji deszczowej.

Trasę projektowanego drenażu przedstawiono na planie sytuacyjnym.

Łączna długość projektowanego drenażu przykanałowego L = 361,6m.

Drenaże przykanałowe należy układać równolegle do kanałów w odległości 20cm od ich ścian zewnętrznych na rzędnych odpowiadających 2/3 wysokości kanału. Jedynie odcinek D8 – D9 należy układać osiowo nad kanałem w odległości 20cm od stropu kanału.

Włączenia należy wykonać do studni kanalizacyjnych.

Końce drenaży należy zabezpieczyć zaślepkami PVC Ø113mm – 12 sztuk.

Drenaż należy ułożyć w obsypce filtracyjnej ze żwiru granulowanego (4-8mm) grubości min. 15cm i połączonej z zasypką piaszczystą projektowanych kanałów do wysokości spodu podbudowy drogowej lub do ziemi urodzajnej w przypadku układania na terenach zielonych.

Przewidziano 4 włączenia istniejących drenaży do drenaży przykanałowych za pomocą trójników siodłowych 90° o średnicy 126x92mm.

5.1.8. TECHNOLOGIA WYKONANIA ROBÓT KANALIZACYJNYCH

Całość robót należy prowadzić tak aby spełnić wymagania zawarte w normie PN-EN1610:2002 „Budowa i badania przewodów kanalizacyjnych.”

5.1.8.1. ROBOTY ZIEMNE

Na całej długości projektowanego uzbrojenia 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.

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.

Ze względu na zróżnicowane warunki gruntowe wzdłuż trasy projektowanych kanałów zaprojektowano następujące typy posadowienia:

- posadowienie na warstwie podsypki z piasku średniego, dobrze uziarnionego o grubości 15cm
- posadowienie na podłożu wzmocnionym tj. na ławie żwirowo-piaskowej. Ławę wykonać ze żwiru i piasku grubo i średnioziarnistego bez frakcji pylastych o wielkości ziaren do 20mm. Proporcja żwir - piasek 1:0,3. Grubość ławy po zagęszczeniu min. 25cm. Dopiero na tak wzmocnionym podłożu wykonać podsypkę nie zagęszczoną o grubości 15cm.
- całkowite usunięcie namułu aż do głębokości zalegania i zastąpienie przez ławę żwirowo-piaskową. Ławę wykonać ze żwiru i piasku grubo i średnioziarnistego bez frakcji pylastych o wielkości ziaren do 20mm. Proporcja żwir - piasek 1:0,3. Grubość ławy po zagęszczeniu min. 25cm. Dopiero na tak wzmocnionym podłożu wykonać podsypkę nie zagęszczoną o grubości 15cm.

Typy posadowienia dla poszczególnych odcinków kanałów pokazano na profilach podłużnych.

Zasypkę rurociągów prowadzić należy etapami:

I. Wykonanie warstwy ochronnej o wysokości 30cm ponad wierzch rury 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. Warstwa ta powinna być ubita po obu stronach przewodu. Zasypanie i ubijanie gruntu w strefie ochronnej przewodu należy wykonać warstwami. Ubijanie mechaniczne na całej szerokości strefy rurociągu może być prowadzone sprzętem lekkim przy 30-to cm warstwie piasku ponad wierzch rury.

II. Po próbie szczelności złącz rury, wykonanie warstwy ochronnej w miejscach połączeń,

III. Zasypkę wykopów powyżej warstwy ochronnej przewodów zlokalizowanych pod jezdniami drogi oraz w miejscach wskazanych na profilu podłużnym wykonać piaskiem zasypowym

(całkowita wymiana gruntu), w pozostałych terenach (patrz profile podłużne) – gruntem rodzimym po doziarnieniu – wymiana 50% gruntu rodzimego na piasek zasypowy. Przy zasypce gruntem rodzimym należy każdorazowo oddzielić frakcje organiczne. Zasypkę poza drogami wykonywać warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$. Pod drogami zasypkę wykonać z piasku zasypowego 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.”.

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 rur.

5.1.8.2. ROBOTY MONTAŻOWE

Rurociągi 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.

Studzienki kanalizacyjne betonowe wykonać należy przy zachowaniu warunków zawartych w normie PN-B-10729:1999 „Kanalizacja – studzienki kanalizacyjne”. Kanały zaleca się wykonywać w miarę szybko, aby nie dopuścić do uplastycznienia się podłoża, a tym samym do pogorszenia jego parametrów wytrzymałościowych.

Uwagi dla wykonawcy:

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. Celem dokładnego zlokalizowania przewodów istniejących podziemnych należy wykonać ręcznie próbne przekopy przed przystąpieniem do robót. Wszelkie uszkodzenia przewodów obcych należy niezwłocznie zgłosić właściwemu użytkownikowi.

5.1.8.3. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS BUDOWY

5.1.8.3.1. ODWODNIENIE LINIOWE

5.1.8.3.1.1. 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 istn. uzbrojenia
 podziemnego
 głębokość posadowienia

wykazała, że konieczne będzie zastosowanie odwodnienia wgłębnego przy pomocy instalacji igłofiltrowej natomiast na odcinkach występowania sączyń zastosowanie odwodnienia powierzchniowego (pompowanie z dna wykopu pompą zatapialną).

Przyjęto współczynnik filtracji:

- dla piasku drobnego $k = 6.0 \text{ m/d}$

Warunki gruntowo-wodne tras projektowanych kanałów deszczowych zostały szczegółowo opisane w dokumentacji geotechnicznej.

5.1.8.3.1.2. OPIS PROJEKTOWANEGO ODWODNIENIA

Powyższe uwarunkowania wymagają przyjęcia technologii robót polegającej na wykonywaniu krótkich odcinków i ich sukcesywnym zasypywaniu.

Długości odcinka obliczeniowego przyjęto 20,0m a liczba zestawów jaką będzie dysponował wykonawca przyjęto 4 zestawy.

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.

5.1.8.3.1.3. OBLICZENIA HYDRAULICZNE ODWODNIENIA

Dopływ wody do wykopu (wykop lądowy):

$$q = \frac{1.36 \times k \times S_o \times (2H_o - S_o)}{n \times \lg R/r_o} \quad (\text{m}^3/\text{d})$$

gdzie:

q - wydajność pojedynczego igłofiltru

n - ilość igłofiltrów

k - średni współczynnik filtracji

So - wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej

Ho - miąższość strefy czynnej

R - promień depresji

r_o - promień "wielkiej" studni

$$q = \frac{1.36 \times 5 \times 0,5 \times (2 \times 0,5 - 0,5)}{20 \times \lg(11,4/5,54)} = 0,14 \text{ (m}^3/\text{d)}$$

5.1.8.3.1.4. ODWODNIENIE LINIOWE (IGŁOFILTRY)

Odwodnienia liniowe kanalizacji deszczowej:

Przyjęto igłofiltry obustronnie zapuszczane o rozstawie co 1,0. Odcinek objęty odwodnieniem igłofiltrami pokazano na profilu podłużnym.

Całkowita ilość zabicia igłofiltrów dla kanalizacji deszczowej wynosi **70 szt.**

5.1.8.3.1.5. CZAS PRACY URZĄDZEŃ ODWADNIAJĄCYCH

Prędkość obniżania i podnoszenia lustra wody w piaskach drobnych wynosi 0,20-0,30 m/d.

Całkowity czas pompowania dla kanalizacji deszczowej wynosi **192 mg**

5.1.8.3.1.6. 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.

Odcinek	Długość [m]	Pompowanie [mg/dobę]	Sumaryczny czas pompowania [mg]
W1 – D9	339,0	12	203
D4 – D11	18,7	12	11
D8 – D13	26,3	12	16
Td4 – D15	5,7	12	3
D9 – D16	20,7	12	12

Całkowity **czas pompowania** dla kanalizacji deszczowej wynosi **245 mg**

Ilość tymczasowych studzienek zbiorczych **20 szt.**

5.1.8.3.1.7. POMPOWANIE REZERWOWE

Pompowanie rezerwowe należy przyjąć w wysokości 33% czasu pompowania igłofiltrami i 33% czasu trwania pompowania bezpośredniego.

Igłofiltry – $192 \times 33\% = 64 \text{ mg}$

Pompowanie bezpośrednie – $245 \times 33\% = 81 \text{ mg}$

5.1.8.3.1.8. ODPROWADZENIE WODY

Projektuje się odprowadzenie wody rurociągami tłocznymi Ø133mm do nowoprojektowanej kanalizacji deszczowej lub nowo projektowanego zbiornika retencyjnego.

Długość rurociągu tłocznego przyjęto 50,0m.

Instalacja igłofiltrowa

Przyjęto sumaryczna liczbę przełożeń rurociągów tłocznych około 2 razy.

Pompowanie bezpośrednie

Przyjęto sumaryczna liczbę przełożeń rurociągów tłocznych około 20 razy.

5.1.8.3.1.9. UWAGI DLA WYKONAWCY

W czasie wplukiwania igłofiltrów należy zwrócić uwagę na miejsca w których występują duże ilości cegieł, kamieni i żużla i innych odpadków budowlanych oraz na istniejące uzbrojenie podziemne. Czas pracy urządzeń odwadniających jest uzależniony od czasu wykonywania obiektów. Projektant może określić jedynie orientacyjny czas odwodnienia początkowego (wyprzedzającego prace budowlane) i czas odwodnienia końcowego (przywrócenie pierwotnego poziomu wody gruntowej). Czasy te podyktowane są zabezpieczeniem gruntu przed m. in. zjawiskiem sufozji.

UWAGA: 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 inżyniera kontraktu 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.

5.1.8.3.2. ODWODNIENIE OBIEKTOWE

5.1.8.3.2.1. 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 istn. uzbrojenia podziemnego
- głębokość posadowienia przepustów

wykazała, że konieczne będzie zastosowanie odwodnienia przy pomocy pompowania z dna wykopu pompą zatapialną.

5.1.8.3.2.2. OPIS ROZWIĄZAŃ PROJEKTOWYCH

Opróżnienia zbiornika

Projektant zaleca wykonanie przepustów P1-P2, W11-W2 oraz przebudowę istniejącego ciekłu co pozwoli na bardziej optymalne opróżnienie zbiornika. Należy przewidzieć pompowanie bezpośrednie z dna zbiornika pompą zatapialną.

Czas pompowania wynosi 7dni.

Ilość pompowania przyjmuje się **12mg na dobę**.

Sumaryczna ilość pompowania wynosi **168mg**.

Odwodnienie obiektowe wylotu W1, W2 i wlotu W11

Należy przewidzieć pompowanie bezpośrednie z dna wykopu pod projektowany wylot(włot) pompą zatapialną w tymczasowych grodzach.

Czas pompowania wynosi 4dni.

Ilość pompowania przyjmuje się **12mg na dobę**.

Ilość pompowania wynosi **48mg**.

Sumaryczna ilość pompowania wynosi **48mgx3 =144mg**.

Odwodnienie obiektowe przepustu P1 - P2

Należy przewidzieć pompowanie bezpośrednie z dna wykopu pod projektowany przepust pompą zatapialną.

Czas pompowania wynosi 4 dni.

Ilość pompowania przyjmuje się **12mg na dobę**.

Sumaryczna ilość pompowania wynosi **48mg**.

Odwodnienie obiektowe przepustu W11-W2

Projektant zaleca wykonanie przepustu odcinkami 20m. Należy przewidzieć pompowanie bezpośrednie z dna wykopu pod projektowany przepust pompą zatapialną.

Czas pompowania wynosi 5 dni.

Ilość pompowania przyjmuje się **12mg na dobę**.

Sumaryczna ilość pompowania wynosi 60mg.

5.1.8.3.2.3. CZAS PRACY URZĄDZEŃ ODWADNIAJĄCYCH

Przyjęto pompowanie bezpośrednie z dna wykopów pompą zatapialną zlokalizowaną w tymczasowych studzienkach zbiorczych Ø0,80m.

Pompowanie bezpośrednie wynosi **420mg**

5.1.8.3.2.4. POMPOWANIE REZERWOWE

Pompowanie rezerwowe należy przyjąć w wysokości 33% czasu trwania pompowania bezpośredniego.

Pompowanie bezpośrednie – $360 \times 33\% = 139\text{mg}$.

5.1.8.3.2.5. ODPROWADZENIE WODY

Instalacja igłofiltrowa

Projektuje się odprowadzenie wody rurociągami tłocznymi $\phi 133\text{mm}$ do istniejącej sieci melioracyjnej. Podczas odprowadzania wody do rowów należy monitorować napełnienia koryta.

Przyjęto długość rurociągu tłoczego przyjęto 50,0m.

Przyjęto sumaryczną liczbę przełożeń rurociągów tłocznych około 15 razy.

5.2. HYDROTECHNIKA

5.2.1. ODMULENIE ISTNIEJĄCEGO ZBIORNIKA

Projektuje się odmulenie zbiornika do rzędnej projektowanej celem usunięcia warstw namułów zgromadzonych na dnie zbiornika oraz w celu otrzymania odpowiednich napełnienia zbiornika dla projektowanego zwierciadła wody. Projektuje się, iż prace związane z wybraniem namułów zgromadzonych na dnie zbiorników wykonywane będą po uprzednim opróżnieniu zbiornika.

Parametry zbiornika podlegającego odmuleniu:

- powierzchnia proj. stawu	2 738,0m ² ,
- nachylenie skarp	1:1,5
- głębokość stawu	1,50m
- rzędna korony skarp	35,90-35,80m npm
- rzędna dna stawu	34,30m npm
- proj. rzędna dna stawu	33,80m npm
- poziom zwierciadła wody	≈35,30m npm
- długość linii brzegowej	192,0m

Powierzchnia stawu objęta wydobyciem – 2738,0 (m²)

Objętość osadu w stawie – 1369,0 (m³)

Roboty ziemne projektuje się wykonywać z dna zbiornika po uprzednim opróżnieniu. Wszelkie prace z dna zbiornika wykonywać na materacach drewnianych. W celu ciągłego odprowadzenia wód napływowych do zbiorników zaleca się wykonanie tymczasowych rowów kierujących w kierunkach odpływów z poszczególnych zbiorników.

Całość urobku uzyskanego z prac odmuleniowych należy składować w pobliżu zbiorników celem odsączenia urobku. Urobek po odsączeniu należy przetransportować w miejsca przewidziane do uzdatnienia poprzez podniesienie terenu.

5.2.2. PRZEBUDOWA-BUDOWA CIEKÓW

Projektuje się przebudowę strumienia „Gumieniec” od wylotu W2 do projektowanego przepustu P1 – P2 (L=110,6m).

Parametry regulacyjne cieku:

szerokość dna– b=1,00

nachylenie skarp – n=1:1,5

spadek dna – i=0,8 ‰

W ramach robót ziemnych w przypadku strumienia Gumieniec zakłada się, likwidację lokalnych przewężeń i zamulisk przywrócenie prawidłowych parametrów przekroju poprzecznego, nadanie jednolitego spadku podłużnego.

Na skarpach oraz na koronie skarpy pasem 5,0m projektuje się obsiew mieszkanką traw na 5-10cm warstwie ziemi urodzajnej.

5.2.3. PRZEPUST P1-P2

W ramach przebudowy stosunków wodnych w zakresie niniejszego opracowania zaprojektowano przepust z rur żelbetowych WIPRO klasy II.

5.2.3.1 PARAMETRY PRZEPUSTU.

Zaprojektowano przepust o średnicy Ø0,60m następujących parametrach:

• średnica przepustu	0,60m
• spadek podłużny	1,3‰
• długość przepustu	7,5m
• rzędna wlotu	34,71m n.p.m.
• rzędna wylotu	34,70m n.p.m.

Przyczółki w konstrukcji z kostki rzędowej.

5.2.3.2. POSADOWIENIE PRZEPUSTU

Projektowane przepusty należy posadowić na całej długości na wcześniej przygotowanym gruncie. Posadowienie przepustu należy wykonać na podłożu wzmocnionym tj. na warstwie 0,2m żwiru i szerokości 2,18m układanego warstwami po 10cm, na którym zostanie ułożona ława żwirowo-piaskowa. Ławę wykonać ze żwiru i piasku grubo i średnioziarnistego bez frakcji pylastych o wielkości ziaren do 20mm. Grubość ławy około 20cm po uzyskaniu stopnia zagęszczenia $Id \geq 0.40$. Ławę profilować do kształtu dolnej części przepustu tak aby obejmowała całość dna i była wystarczająco szeroka do zagęszczania pod dnem.

Całkowita objętość żwiru pod ławę żwirowo-piaskową – 3,20m³

Całkowita objętość ławy żwirowo-piaskowej pod przepust – 3,80m³

Materiał zasyпки powinien być ziarnisty tak aby zapewnił dobre właściwości konstrukcyjne i nie powinien zawierać cząstek większych od 45mm, cząstek gliniastych, organicznych itp.

Na zasypkę należy wykorzystać piasek średni układany warstwami 15-30 cm do wysokości min 20cm ponad konstrukcję rury.

Całość robót związanych z posadowieniem przepustów należy wykonać zgodnie z instrukcją posadowienia podaną przez producenta rur.

UWAGA: Po wykonaniu przepustu, ciek należy odmulić i poszerzyć do szer. 1,0m na odcinku 10m poniżej przepustu.

5.2.3.3. PROFILOWANIE I UMOCNIEŃ DŃA ORAZ SKARP W OBRĘBIE OBIEKTU - PRZEPUSTY

Wylot/wylot zaprojektowano w konstrukcji z kostki rzędowej.

Parametry konstrukcji :

-wysokość konstrukcji 1,15m

-szerokość konstrukcji 2,10m

-głębokość konstrukcji 1,2m

Posadowienie: posadowienie przyczółków wykonać na podbudowie betonowej grubości 10cm.

Projektuje się wykonanie podsypki grubości około 20cm pod „chudziaka”, jednakże należy przewidzieć wymianę gruntu (około 1,0m) w razie wystąpienia gruntów organicznych.

5.2.4. WYLOT W1, W2 I WLOT W1

W ramach przebudowy stosunków wodnych w zakresie niniejszego opracowania zaprojektowano wylot w konstrukcji z koszy gabionowych.

Parametry konstrukcji:

-wysokość 1,2m

-szerokość 3,0m

-głębokość 2,0m

Konstrukcję koszy należy posadowić na materacu gabionowym zgrzewanym o wymiarach 200x300x20cm. Wypełnienie koszy i materacy gabionowych wykonywać ręcznie. Kosz należy mocować do materaca gabionowego zgodnie z zaleceniami producenta np. za pomocą stalowych klipsów.

UWAGA: W miejscach występowania gruntów organicznych należy przewidzieć ich wymianę.

Materiał koszy gabionowych:

Zaprojektowano kosze gabionowe o wymiarach 50x50x100cm z drutu zgrzewanego ocynkowanego zabezpieczonego powłoką antykorozyjną (stop cynku i aluminium ZnAl5) grubości min.4.5mm i średnicy oczek 10x5cm. Do wypełnienia materacy gabionowych należy użyć kamienia polnego o średnicach **8-12cm** (od strony widocznej stosować kamienie sortowane nie przekraczające średnicy zastępczej), przy czym istnieje możliwość zastosowania kamienia o średnicy 6-8cm w wewnętrznej części kosza. Ze względów estetycznych kamień na widocznej stronie należy układać warstwowo metodą ręczną.

Kosze gabionowe należy ze sobą łączyć zgodnie z zaleceniami producenta.

Materiał materacy gabionowych:

Zaprojektowano materac gabionowy zgrzewany o wymiarach 300x200x20cm z drutu ocynkowanego zabezpieczonego powłoką antykorozyjną grubości min.4.5mm i średnicy oczek 5x10cm. Do wypełnienia materacy gabionowych należy użyć kamienia polnego o średnicach 8-12mm, przy czym istnieje możliwość zastosowania kamienia o średnicy 6-8mm w wewnętrznej

części materaca.

Umocnienia dna oraz skarp w rejonie obiektu zgodnie z rysunkiem szczegółowym.

UWAGA:

Od strony odziemnej kosze należy obłożyć geotkaniną 40kN/m, ewentualne zakłady geotkaniny powinny wynosić minimum 50cm. Projektant zaleca wykonanie z szczególną starannością zabezpieczenia geotkanina przejścia rury przez kosze gabionowe w celu uniknięcia wypłukiwania gruntu od strony odziemnej.

Geotkanine przymocować do konstrukcji z koszy gabionowych za pomocą drutu ocynkowanego.

Na wylocie projektuje się wykonanie kraty z prętów stalowych $\varnothing 8\text{mm}$ i płaskowników 40x10mm. Prześwit pomiędzy prętami projektuje się w wymiarze 10cm. Krata zostanie osadzona w prowadnicach wykonanych z ceowników C80. Do prowadnic należy przyspawać wąsy w postaci prętów $\varnothing 8\text{mm}$ i długości 54cm. Wąsy będą przebiegać przez konstrukcje gabionów w rejonie wylotu rury. Od strony odziemnej konstrukcji gabionów wąsy należy dospawać do kątownika 40x40x3mm. Na górnym zwieńczeniu prowadnic należy przyspawać płaskownik 40x10mm w celu zabezpieczenia kraty przed kradzieżą.

Szczegóły patrz rysunki konstrukcyjne kraty rys. nr 8.

5.2.5. PRZEPUST WI1 - W2

Projektowany przepust $\varnothing 0,50\text{m}$ przebiegać będzie od projektowanego wlotu WI1 do projektowanego wylotu W2. Na odcinku 96,6m projektuje się przepust wykonany z rury PVC o średnicy $\varnothing 0,50\text{m}$. Przewiduje się przechwycenie do projektowanego przepustu wód ze zbiornika retencyjnego.

Parametry projektowanego przepustu:

• średnica przepustu	$\varnothing 0,50\text{m}$
• spadek podłużny	2,0‰
• długość przepustu	96,6m
• zagłębienie przepustu	0,80-1,31m

Materiał i uzbrojenie przepustu

- $\varnothing 0,50\text{m}$ o długości $L = 96,6\text{ m}$ – rury PVC kl. S SDR34 litych o złączach kielichowych na uszczelkę.

5.2.5.1 POSADOWIENIE

Posadowienie na podłożu wzmocnionym tj. na ławie żwirowo-piaskowej. Ławę wykonać ze żwiru i piasku grubo i średnioziarnistego bez frakcji pylastych o wielkości ziaren do 20mm.

Proporcja żwir - piasek 1:0,3. Grubość ławy po zagęszczeniu min. 25cm. Dopiero na tak wzmocnionym podłożu wykonać warstwę wyrównawczą o grubości 15cm.

Całkowita objętość ławy żwirowo-piaskowej pod przepust – 40,00m³

Całkowita objętość warstwy wyrównawczej pod przepust – 22,00m³

UWAGA: W miejscach występowania gruntów organicznych należy przewidzieć ich wymianę.

Materiał zasypki powinien być ziarnisty tak aby zapewnił dobre właściwości konstrukcyjne i nie powinien zawierać cząstek większych od 45mm, cząstek gliniastych, organicznych itp.

Na zasypkę należy wykorzystać piasek średni układany warstwami 15-30 cm do wysokości min 20cm ponad konstrukcję rury.

Całość robót związanych z posadowieniem przepustów należy wykonać zgodnie z instrukcją posadowienia podaną przez producenta rur.

5.2.5.2. STUDNIE S1 I S2

Zaprojektowane studzienki betonowe składają się z włazu kanałowego typu ciężkiego z wypełnieniem betonowym oraz prefabrykowanych elementów to jest: studni betonowej z kinetą wykonaną z betonu, płyty pokrywowej, pierścieni dystansowych połączonych ze sobą za pomocą odpowiednich uszczeltek. Styki kręgów łączonych na uszczelkę gumową muszą być zatarte na gładko z obu stron zaprawą szybkowiązącą wysokiej marki.

Prefabrykowane elementy betonowe i żelbetowe wykonane muszą być z betonu B45, wodoszczelnego (W8), mało nasiąkliwego $n_{w} \leq 4\%$.

Kręgi i fundamenty studni muszą być wyposażone fabrycznie w stopnie złazowe wg PN-64/H-74086. Elementy denne studni posiadać winny fabrycznie wyprofilowaną kinetę o wysokości $h_k = 0.8 D_n$ przepustu.

Grunt wokół studni należy zagęścić (piasek średni) warstwami co 30 cm. Posadowienie studni – patrz posadowienie przepustu.

Studzienki na przepuscie zaprojektowano z żeliwnymi włączami kanałowymi z pokrywą wypełnioną betonem. Klasa włazu D400. Głębokość osadzania pokrywy włazu w korpusie min. 50mm, średnica pokrywy 680mm.

W miejscach przejść rurami przez ściany betonowe studzienek należy zastosować przejścia szczelne, króćce dostudzienne, łączniki itp. wymagane przez producenta rur.

5.2.6. ROBOTY ZIEMNE I BILANS MAS ZIEMNYCH

W ramach robót ziemnych w przypadku istniejących cieków zakłada się, likwidację lokalnych przewężeń i zamulisk przywrócenie prawidłowych parametrów przekroju poprzecznego, nadanie jednolitego spadku podłużnego.

Przepust P1-P2

Zestawienie ilości robót ziemnych – przepust P1-P2 (podniesienie niwelety drogi) :

-objętość wykopów	0,0 m ³
-objętość nasypów	42,0 m ³

Ciek

Zestawienie ilości robót ziemnych - ciek :

-objętość wykopów	55,0 m ³
-objętość nasypów	0,0 m ³

Zbiornik -odmulenie

Bilans mas ziemnych związany z pracami odmuleniowymi zbiornika

-objętość wykopów	1369,0 m ³
-objętość nasypów	835,0 m ³

Całkowity nadmiar objętości wynosi 631,0m³

Plantowanie skarp zbiornika i cieku:

Na skarpach oraz na koronie skarpy pasem 5,0m projektuje się obsiew mieszkanką traw na 5-10cm warstwie ziemi urodzajnej.

Całkowita powierzchnia plantowania wynosi 2066,0 m².

5.2.7. TECHNOLOGIA WYKONANIA ROBÓT MELIORACYJNYCH.**5.2.7.1. ROBOTY ZIEMNE.**

Przewiduje się wykonanie wykopów i nasypów częściowo ręcznie (20%) i częściowo mechanicznie (80%). Wszystkie napotkane przewody podziemne na trasie wykonywanych prac ziemnych, krzyżujące się lub biegnące równolegle 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. Całość robót ziemnych prowadzić zgodnie z normą Roboty Ziemne PN-B-06050 "Roboty ziemne" oraz z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów dostarczonych przez producentów rur.

Prace ziemne będą prowadzone na skarpach oraz w wodzie zgodnie z profilami podłużnymi w miejscach wytyczonych w terenie na podstawie planów sytuacyjno-wysokościowych. Wszelkie prace pomiarowe muszą być prowadzone przez uprawnionego geodetę.

Całość robót ziemnych należy prowadzić zgodnie z normami:

PN-B-12095 Nasypy; Urządzenia wodno-melioracyjne,
PN-B-06050 Roboty ziemne

5.2.8. ROBOTY BUDOWLANE I MONTAŻOWE.

Obiekty układać należy w suchych i zabezpieczonych wykopach. Do budowy przepustu stosować materiał podany w opisie o wskazanej klasie wytrzymałości i określonej obudowie.

Badania i odbiór końcowy prowadzić należy zgodnie instrukcją montażową producenta.

Podczas transportu rur, ich montażu należy spełniać wymogi instrukcji montażowej układania w gruncie rurociągów dostarczonych przez producentów rur.

Przygotowania podłoża, dokonywania prób i zasypki zgodnie z projektem.

Uwagi dla wykonawcy:

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. Celem dokładnego zlokalizowania przewodów istniejących podziemnych należy wykonać ręcznie próbne przekopy przed przystąpieniem do robót.

Wszelkie uszkodzenia przewodów obcych należy niezwłocznie zgłosić właściwemu użytkownikowi.

5.2.9. PRACE ROZBIÓRKOWE I KARCZUNKOWE

Obiekty przewidziane do rozbiórki:

- istniejący przepust PVC Ø0,50m

Wycięcie porostów:

Przyjęto wycięcie porostów na trasie istniejącego cieku (Strumień Gumieniec) na skarpach i pasie przeznaczonym do prowadzenia prac.

- powierzchnia wycięcia porostów 3400,0 m²

5.3. ODTWORZENIE NAWIERZCHNI

5.3.1. ROBOTY ROZBIÓRKOWE

Przed przystąpieniem do rozbiórki konstrukcji jezdni o nawierzchni bitumicznej należy wyciąć piłą mechaniczną pas szerokości 1,5 m po trasie projektowanej kanalizacji deszczowej, w miejscach projektowanych studni powierzchnię o wymiarach 2,5x2,5m. Następnie mechanicznie rozebrać warstwy konstrukcyjne nawierzchni bez uszkodzania warstw konstrukcyjnych jezdni poza pasem rozbiórek.

Podbudowę z kostki kamiennej rzędowej pod nawierzchnią bitumiczną rozebrać bez ich uszkodzania w sposób, umożliwiający ich wykorzystanie do ponownego wbudowania podczas odtwarzania nawierzchni jezdni.

5.3.2. ODTWORZENIE NAWIERZCHNI

Po wykonaniu wykopów, ułożeniu kanalizacji, zakończeniu robót montażowych, należy zasypać wykop do wysokości 0,5 m poniżej niwelety nawierzchni i zagęścić. Po doprowadzeniu podłoża do nośności G1 można przystąpić do układania nowej konstrukcji nawierzchni.

W ramach odtworzenia nawierzchni zaprojektowano:

W jezdni w miejscach wykonywania studni, kanałów i przykanalików zaprojektowano odtworzenie konstrukcji nawierzchni jezdni z wykorzystaniem kostki kamiennej rzędowej z rozbiórki jako podbudowę pod warstwy bitumiczne nawierzchni oraz jako nawierzchnię brukową.

Zaprojektowano sfrezowanie istniejącej warstwy ścieralnej grubości 5 cm na w miejscach włączy nakładki bitumicznej w istniejącą nawierzchnię asfaltową

W celu uniknięcia powstawania spękań podłużnych i poprzecznych nawierzchni bitumicznej zaprojektowano wzmocnienie nawierzchni przez ułożenie siatki wzmacniającej do nawierzchni bitumicznych S&P Glasphalt G pod projektowaną warstwę ścieralną z masy BA11. Siatkę należy układać pasami na całej szerokości konstrukcji nawierzchni bitumicznej.

Nowy przebieg krawężników wg planu sytuacyjnego.

Zjazdy indywidualne z kostki betonowej $h=8\text{cm}$.

Jednostronny chodnik z kostki betonowej $h=6\text{cm}$.

5.3.3. ROBOTY ZIEMNE

Koryto po robotach kanalizacyjnych należy wyprofilować do poziomu projektowanej niwelety (zgodnie z przekrojami konstrukcyjnymi), następnie zagęścić grunt płytami wibracyjnymi i zagęszczarkami do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $Is=0,97$. W wypadku trudności z uzyskaniem wymaganego wskaźnika doziarnić grunt kruszywem łamanym lub żwirem.

Roboty ziemne wykonywać zgodnie z normą PN – S 02205/98 „Drogi samochodowe”

5.3.4. KONSTRUKCJE NAWIERZCHNI

Nawierzchnie bitumiczne:

Warstwa ścieralna: masa BA 11 grubości 5 cm;

Siatka wzmacniająca S&P Glasphalt G;

Warstwa wiążąca: beton asfaltowy #0/16 grubości 6 cm;

Podbudowa: kostka kamienna rzędowa $h=16\div 18$ cm na podsypce cementowo – piaskowej grubości 5 cm, spoiny wypełnione zaprawą cementową;

Warstwa odsączająca z piasku ($Is=0,97$) grubości 15cm;

Wzmocnienie istniejącej nawierzchni bitumicznej:

Nakładka z masy BA 11 grubości 4-6 cm

Istniejąca warstwa ścieralna z betonu asfaltowego do pozostawienia;

Istniejąca podbudowa z kostki kamiennej rzędowej $h=16\div 18$ cm;

Chodniki:

Kostka betonowa $h=6$ cm (kolor szary)

na podsypce cementowo – piaskowej grubości 3-5 cm.

Pospółka zagęszczona do $Is=1,0$ gr. 10 cm.

Zjazdy indywidualne:

Kostka betonowa $h=8$ cm (kolor czerwony)

na podsypce cementowo - piaskowej grubości 3-5 cm,

Podbudowa: kruszywo łamane #0/31,5 stabilizowane mechanicznie, grubości 10 cm,

Warstwa odsączająca z piasku $Is=1,0$ gr. 10cm.

Krawężniki betonowe:

Krawężniki betonowe 15x30 na podsypce cementowo-piaskowej gr 3cm

Ława betonowa C12/15 z oporem

Obrzeża betonowe:

Obrzeża betonowe 30x8 cm na podsypce cementowo – piaskowej grubości 3 cm,

ława betonowa C12/15 20x10 cm.

Zieleń:

Wyprofilowanie, humusowanie (grubości 10cm) i obsianie trawą.

Przekroje konstrukcyjne pokazano na rys. nr 10.

5.3.5. USTALENIA KOŃCOWE

Wszystkie roboty muszą być tyczone przez uprawnionego geodetę budowy w porozumieniu z projektantem - inspektorem nadzoru.

Spadki poprzeczne i podłużne odtwarzanych nawierzchni dostosować do spadków istniejących.

Po zakończeniu robót należy sporządzić geodezyjny pomiar powykonawczy zrealizowanego obiektu.

5.4. ORGANIZACJA RUCHU

- Nie przewiduje się zmian oznakowania pionowego i poziomego.

- Przed przystąpieniem do robót na czas ich wykonywania należy opracować, zaopiniować oraz przedstawić Staroście Polickiemu do zatwierdzenia projekt czasowej zamiany organizacji ruchu drogowego zgodnie z rozporządzeniem Ministra infrastruktury z dnia 23 września 2003 roku w sprawie szczegółowych warunków zarządzania ruchem na drogach oraz wykonywania nadzoru nad tym zarządzaniem (Dz. U nr 177 poz. 1729 z 2003r).