

Zawartość opracowania

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.....	2
2. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.....	2
3. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.....	3
3.1. Kanał deszczowy.....	3
3.1.1. Przebieg trasy.....	4
3.1.2. Materiał i uzbrojenie kanału.....	4
3.1.3. Przykanaliki.....	4
3.1.4. Studzienki kanalizacyjne.....	4
3.1.5. Wpusty deszczowe.....	5
3.1.6. Drenaż przykanałowy.....	5
3.2. Urządzenia do podczyszczania wód deszczowych.....	6
3.3. Wylot skrzynkowy.....	6
3.3.1. Parametry wylotu.....	6
3.3.2. Posadowienie wylotu.....	6
3.3.3. Konstrukcja wylotu.....	6
3.3.4. Profilowanie i umocnienia skarp w obrębie wylotu.....	7
3.4. Odwodnienie wykopów.....	7
3.4.1. Analiza warunków gruntowo-wodnych i wybór sposobu odwodnienia.....	7
3.4.2. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.....	7
3.4.3. Czas pracy urządzeń pompowych.....	8
3.4.4. Pompowanie rezerwowe.....	8
3.4.5. Uwagi dla wykonawcy.....	8
3.5. Wytyczne wykonania robót.....	9
3.5.1. Roboty ziemne.....	9
3.5.2. Roboty montażowe.....	10
4. ZAŁĄCZNIKI.....	10

II. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. 1. Plan usytuowania uzbrojenia	skala 1:500
Rys. 2. Profil podłużny kanalizacji deszczowej.....	skala 1:100/500
Rys. 3. Profil podłużny przykanalików kanalizacji deszczowej.....	skala 1:100/500
Rys. 4. Wylot do odbiornika.....	skala 1:20

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.

Opracowanie wykonano na zlecenie Gminy Kołbaskowo; Kołbaskowo 106, 72-001 Kołbaskowo
W opracowaniu wykorzystano następujące materiały:

- a) Decyzję nr 14/08 o ustaleniu lokalizacji inwestycji celu publicznego znak IK.JW. 7331/83/08 z dnia 18.09.2008r.
- b) „Koncepcja hydrologiczna możliwości odprowadzenia wód z terenów ciążących do kolektora Ø 1,0m przebiegającego pod ul. Autostrada Poznańska w zlewni rzeki Bukowej” opracowana przez B.P. „INBUD” w 2004r.
- c) Aktualny wtórnik podkładów geodezyjnych w skali 1:500.
- d) Opinia o geotechnicznych warunkach posadowienia opracowana przez ArtGeo w 2008r.
- e) Wizję lokalną i inwentaryzację w terenie.

W zakres opracowania wchodzi budowa kanalizacji deszczowej umożliwiającej odprowadzenie wód deszczowych z ul. Aleja Kasztanowa oraz z terenów ciążących do tej ulicy w miejscowości Przeclaw, wraz z wylotem do odbiornika i przebudową kolidującego istniejącego wodociągu.

2. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.

Na podstawie wykonanych wyrobisk, oraz analizy materiałów kartograficznych stwierdzono, że podłoże badanego terenu budują osady wieku czwartorzędowego, wykształcone jako plejstoceny utwory zwałowe i wodnolodowcowe, oraz holoceny utwory deluwialne.

Utwory zwałowe, budujące całość gruntów rodzimych w otworach nr 6 – 8, oraz głębsze ich partie w profilach pozostałych otworów, to niemal wyłącznie grunty spoiste – gliny piaszczyste (występujące w otworach nr 2 – 8), oraz piaski gliniaste (występujące w otworach nr 1, 6, 7 i 8). Utwory wodnolodowcowe to piaski drobne i głębiej (poniżej 4.0 m p.p.t.) piaski średnie, zalegające lokalnie w profilu otworu nr 1 pod cienką warstwą zwałowego piasku gliniastego (poniżej 1.3 m p.p.t.).

Na przeważającej części trasy (rejon otworów nr 1, 2, 3, 5, 7 i 8) na stropie gruntów rodzimych zalegają nasypy niekontrolowane o miąższości 0.7 – 1.5 m (najwięcej w otworze nr 5, najmniej w otworze nr 8). Nasypy te złożone są z piasku drobnego humusowego, przemieszanego z gruzem, a często również z gruntów spoistych – gliny piaszczystej, gliny pylastej i piasku gliniastego. Lokalnie w otworze nr 6 na gruntach rodzimych zalega próchnicza warstwa gleby – humus gliniasty o miąższości 0.4 m.

Warunki wodne są korzystne. Jedynie w otworach nr 2 i 3 zaobserwowano obfite sączenia śródglinowe na głębokości odpowiednio 2.0 i 3.0 m p.p.t. (tj. na rzędnych 30.02 i 27.70 m

n.p.m.), natomiast w pozostałych otworach (nr 1 i 4 – 8) do głębokości 4.0 – 6.0 m p.p.t. nie stwierdzono żadnych przejawów wody gruntowej lub infiltracyjnej.

Ilość i wydajność zaobserwowanych podczas prac polowych przejawów wody uznać należy za zbliżone do stanu przeciętnego. W okresach roztopów i o znacznie zwiększonej sumie opadów w podłożu mogą występować sączenia wody infiltracyjnej na stropie i w najpłytszych partiach gruntów spoistych, na głębokości ok. 0.5 – 1.5 m p.p.t. Nawet w przypadku budowy kanału w takich okresach nie będzie konieczne odwodnienie wykopu.

Warunki gruntowe także są korzystne. Praktycznie całość gruntów rodzimych i nasypowych, w tym również luźne piaski warstwy I, oraz uplastycznione nasypowe gliny warstwy n2, to grunty o nośności w pełni wystarczającej dla ułożenia kanału i posadowienia studni.

Praktycznie na całej długości trasy kanału grunt wydobyty z wykopu nie będzie nadawać się na zasypki tych odcinków kanału, gdzie układane będą ew. nawierzchnie drogowe (w tym wjazdów na teren poszczególnych posesji), oraz chodniki.

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

3. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.

Współrzędne geodezyjne w układzie X,Y studzienek kanalizacyjnych umożliwiające ich wytyczenie w terenie przedstawiono w **“Projekcie zagospodarowania terenu”**.

3.1. Kanał deszczowy.

W oparciu o opracowaną koncepcję odprowadzenia wód deszczowych (pkt. 1b) oraz sprawdzające obliczenia hydrauliczne uwzględniające rozwiązanie kolizji z istniejącym uzbrojeniem podziemnym, zaprojektowano następujące odcinki kanałów deszczowych:

- Ø 0,40m o długości L = 544,0 m,
- Ø 0,30m o długości L = 427,3 m,
- Ø 0,25m o długości L = 63,6 m,

Na kanale Ø0,40m zaprojektowano stalową rurę ochronną Ø508x11mm o długości L=6,0m. Dobrano płozy typu „SM” firmy Integra. Wysokość płozy: 30mm. Szerokość płozy: 220mm. Odległość między płozami 1,5m, odległość płóz od końców rury osłonowej L=0,15m. Przestrzeń pomiędzy rurą osłonową a przewodową zabezpieczyć manszetami typu „N” firmy Integra.

Na kanałach Ø0,30m zaprojektowano stalowe rury ochronne Ø457,0x10,0mm o łącznej długości L=33,5m. Dobrano płozy typu „E/C” firmy Integra. Wysokość płozy: 35mm. Szerokość płozy: 120mm. Odległość między płozami 1,5m, odległość płóz od końców rury osłonowej L=0,15m. Dobrano manszety typu „N” firmy Integra.

Na kanałach $\varnothing 0,25\text{m}$ zaprojektowano rury ochronne 355,6x8,0mm STAL o łącznej długości $L=16,7\text{m}$. Dobrano płozy typu „E/C” firmy Integra. Wysokość płozy: 25mm. Szerokość płozy: 120mm. Odległość między płozami 1,5m, odległość płóz od końców rury osłonowej $L=0,15\text{m}$. Dobrano mانشety typu „N” firmy Integra.

Usytuowanie projektowanych rur ochronnych przedstawiono na planie sytuacyjnym.

Zaprojektowany kanał $\varnothing 0,30\text{m}$ do granicy działki w punkcie oznaczonym jako PD2 zostanie zaślepiiony zaślepką z PVC.

3.1.1. Przebieg trasy.

Trasa projektowanych kanałów przebiega wzdłuż istniejącej drogi w jej poboczu. Urządzenia do podczyszczania wód deszczowych wykonane będą poza jezdnią w pasie drogowym. Wody opadowe płynące projektowanym kanałem odprowadzane będą do istniejącego rowu melioracyjnego.

Układ wysokościowy projektowanego kanałów został dostosowany do niwelety istniejącego terenu oraz posadowienia istniejących kanałów deszczowych.

Trasę projektowanego kanału i przedstawiono na planie sytuacyjnym.

Zagłębienie dna kanalizacji deszczowej wynosi od 1,57 do 4,35 m p.p.t..

Spadki podłużne kanałów wahają się od 2,5 ‰ do 30 ‰.

3.1.2. Materiał i uzbrojenie kanału.

Kanały deszczowe od $\varnothing 0,25\text{ m}$ do $\varnothing 0,40\text{ m}$ wykonane zostaną z rur PVC kl. S SDR 34 litych o złączach kielichowych na uszczelkę gumową.

3.1.3. Przykanaliki.

Do granic posesji usytuowanych wzdłuż trasy kanałów deszczowych oraz do projektowanych wpustów deszczowych wykonane zostaną przykanaliki $\varnothing 0,20\text{ m}$ z rur PVC klasy S SDR 34 litych, o złączach kielichowych na uszczelkę gumową o łącznej długości $L = 134,3\text{m}$.

Przykanaliki na granicach działek zostaną zaślepione zaślepkami $\varnothing 0,20\text{m}$ z PVC. Ilość zaślepek: 5szt.

Na przykanalikach $\varnothing 0,20\text{m}$ zaprojektowano stalowe rury ochronne 323,9x8,0mm o łącznej długości $L=34,5\text{m}$. Dobrano płozy typu „E/C” firmy Integra. Wysokość płozy: 25mm. Szerokość płozy: 120mm. Odległość między płozami 1,5m, odległość płóz od końców rury osłonowej $L=0,15\text{m}$. Dobrano mانشety typu „N” firmy Integra.

Usytuowanie projektowanych rur ochronnych przedstawiono na planie sytuacyjnym.

3.1.4. Studzienki kanalizacyjne.

Na kanałach zaprojektowano studzienki połączeniowe i przelotowe betonowe o średnicy 120cm w ilości 26 szt. Studzienki betonowe składają się z prefabrykowanych elementów tj: komory betonowej z kinetą wykonaną z betonu, kręgów betonowych, płyty przejściowej, płyty pokrywowej, pierścieni dystansowych połączonych ze sobą za pomocą odpowiednich

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

Zwieńczenie studni stanowi żeliwny wąż kanałowy typu ciężkiego (klasy D400) z pokrywą o średnicy 680mm z wypełnieniem betonowym. Włazy nie mogą mieć możliwości trwałego mocowania pokrywy do włazu i powinny spełniać warunek głębokości osadzenia pokrywy włazu w korpusie min 50mm. Wszystkie włazy znajdujące się w pasie jezdni powinny być wyposażone w wygłuszającą wkładkę gumową.

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

Na przykanalnikach do wpustów deszczowych oraz na włączeniach przykanalników z posesji zastosowano studzienki przelotowe betonowe o średnicy 100cm w ilości 6 szt.

3.1.5. Wpusty deszczowe.

W celu odwodnienia nawierzchni jezdni zaprojektowano wpusty deszczowe, których rzędne dowiązano do istniejącej niwelety dróg. Na odcinku gdzie występuje nawierzchnia gruntowa w studzienkach kanalizacyjnych pozostawiono zaślepione odrzuty do podłączenia w przyszłości wpustów deszczowych.

Wpusty deszczowe włączone zostaną do studzienek kanalizacyjnych usytuowanych na projektowanych kanałach deszczowych lub włączone bezpośrednio do kanału poprzez trójniki. Wpusty deszczowe uliczne w ilości 23 szt. zaprojektowano z kręgów betonowych o średnicy wewnętrznej $d = 45 \text{ cm}$ z częścią osadnikową z odejściem $\varnothing 200 \text{ mm}$.

Miejsce lokalizacji oraz rzędne projektowanych wpustów deszczowych przedstawiono na planie usytuowania.

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

3.1.6. Drenaż przykanałowy

Na odcinku, gdzie kanał deszczowy kładziony będzie po trasie istniejącego rowu przewidziano budowę drenażu przykanałowego. Drenaż należy układać równolegle do krawędzi rury kanału w odległości 20cm od krawędzi kanału. Projektuje się drenaż z rur drenarskich karbowanych z PVC-U o średnicy $\varnothing 113 \text{ mm}$. Dno projektowanego drenażu należy układać na conajmniej $\frac{2}{3}$ wysokości projektowanego kanału deszczowego. Drenaż należy układać ze spadkiem zgodnym ze spadkiem projektowanego kanału. Przewiduje się włączenie dolnego końca poszczególnych przęseł drenażu do studzienek na kanale deszczowym. Drenaż należy ułożyć w obsypce filtracyjnej ze żwiru granulowanego (4-8mm) grubości min. 15cm i połączonej z zasypką piaszczystą projektowanych kanałów do wysokości ziemi urodzajnej.

Całkowita łączna długość projektowanego drenażu przykanałowego:

- $\varnothing 113 \text{ mm}$ L = 572,6 m z PVC-U z otworami 1,5x5,0

Trasę projektowanego drenażu przedstawiono na planie sytuacyjnym.

3.2. Urządzenia do podczyszczania wód deszczowych.

Przed wylotem do odbiornika jakim jest istniejący rów melioracyjny zaprojektowano urządzenia do podczyszczania wód deszczowych. W oparciu o opracowaną koncepcję odprowadzenia wód deszczowych (pkt.1b) maksymalna ilość odprowadzanych wód deszczowych do odbiornika przy prawdopodobieństwie występowania deszczu raz na rok wynosi - $q = 66,2 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Przepustowość separatora przy deszczu miarodajnym wynosi:

$$Q_n = F_{ZR} \times \varphi \times 15 = 1,96 \times 0,67 \times 15 = 19,7 \text{ dm}^3/\text{s}$$

- powierzchnia zlewni - $F_C = 12,2 \text{ ha}$
- powierzchnie zredukowana $F_{ZR} = 1,96 \text{ ha}$
- współczynnik opóźnienia – $\varphi = 0,67$
- natężenie deszczu miarodajnego - $15 \text{ dm}^3/\text{sha}$.

Przewiduje się zainstalowanie separatora lamelowego 20/200 o średnicy 1,5m poprzedzonego osadnikiem o pojemności $V = 3,5 \text{ m}^3$ i średnicy 1,5m.

Posadowienie separatora i osadnika:

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 około 20cm z zagęszczeniem każdej warstwy do 95% Proctora.

3.3. Wylot skrzynkowy

Na kanale deszczowym $\varnothing 0,4\text{m}$ zaprojektowano wylot skrzynkowy żelbetowy w konstrukcji prefabrykowanej.

3.3.1. Parametry wylotu

- wymiary – $1,05 \times 1,04 \times 1,02\text{m}$;
- średnica – $\varnothing 0,40\text{m}$,

3.3.2. Posadowienie wylotu

Projektowany wylot należy posadzić na wcześniej przygotowanym gruncie. Podsypkę grubości min. 0.20m projektuje się profilować do kształtu dolnej części wylotu tak aby obejmowała całość dna i była wystarczająco szeroka do zagęszczania pod dnem. Materiał w pobliżu konstrukcji nie powinien zawierać cząstek większych od 45mm, cząstek gliniastych, organicznych itp. Podsypkę należy układać na geotkaninie 40kN/m.

Stopień zagęszczenia w otoczeniu konstrukcji > 0.94 wg Proctora i > 0.97 w pozostałej strefie poza konstrukcją.

3.3.3. Konstrukcja wylotu

Wyloty wykonać jako żelbetowe prefabrykowane.

Ściany żelbetowe wylotu wylewane z betonu B30 (wodoszczelność betonu W4) zbrojone stalą A – III (34GS) grubości 8cm – szczegóły zbrojenia patrz rysunek konstrukcyjny.

W konstrukcji wylotu osadzić poliestrowe króćce do wmurowania typu E o odpowiedniej średnicy. Kubatura betonu 0,56m³, ciężar wylotu 1395kg.

3.3.4. Profilowanie i umocnienia skarp w obrębie wylotu

Umocnienie skarp w rejonie wylotu należy wykonać poprzez ułożenie płyt ażurowych na geotkaninie 40kN/m na długości po 2m i wysokości na skarpach min. 1m. Miejsca wokół wylotu należy wybrukować z dopasowaniem do modułu płyt wykorzystując do tego celu kostkę rzędową lub kamień polny Ø8-12cm układaną (wciskaną) na podsypce cementowo-piaskowej grubości 10cm przy nachyleniu 1:1,5. Zewnętrzne krawędzie umocnień stabilizować płótkiem faszynowym z kołków Ø4-6cm długości 1,0 m.

3.4. Odwodnienie wykopów.

3.4.1. 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 powierzchniowego (pompowanie z dna wykopu pompą zatapialną)

Projektowane odcinki odwodnienia:

- D13 – D16 – wykop liniowy – pompowanie bezpośrednie z dna wykopu
- D17 – D21 – wykop liniowy – pompowanie bezpośrednie z dna wykopu

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.

3.4.2. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.

Dopływ wody do wykopu (wykop lądowy):

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

gdzie:

q - wydajność pojedynczego igłofiltera

n - ilość igłofiltrów

k - średni współczynnik filtracji

S_o - wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej

H_o - miąższość strefy czynnej

R - promień depresji

r_o - promień "wielkiej" studni

Odcinki kanału deszczowego objętego odwodnieniem pokazano na profilu podłużnym (rys. nr 2).

- D13 – D16 - wykop liniowy L=62,3m – pompowanie bezpośrednio z dna wykopu.
- D17 – D21 – wykop liniowy L=128,7m – pompowanie bezpośrednio z dna wykopu

3.4.3. Czas pracy urządzeń odwadniających.

W miejscach występowania wody gruntowej i sączeń przyjęto pompowanie bezpośrednio z dna wykopów pompą zatapialną zlokalizowaną w tymczasowych studzienkach zbiorczych Ø0,80m rozmieszczonych co 20,0m.

Czas pracy pompowania bezpośredniego przyjęto wstępnie w ilości 12 mg na dzień roboczy.

- D13 – D16 – wykop liniowy L=62,3m, czas pompowania – łącznie przez 6dni – 6x12=72mg.
- D17 – D21 – wykop liniowy L=128,7m, czas pompowania – łącznie przez 12dni – 12x12=144mg.

Łącznie pompowanie bezpośrednie wynosi 216mg

Łączna ilość tymczasowych studzienek zbiorczych **11 sztuk**.

Rzeczywisty czas pracy urządzeń pompowych należy rozliczyć zgodnie z dziennikiem pracy sprzętu, potwierdzonym przez inspektora nadzoru inwestorskiego.

3.4.4. Pompowanie rezerwowe.

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

Pompowanie bezpośrednie – $216 \times 33\% = 72\text{mg}$

3.4.5. Uwagi dla wykonawcy.

Czas pracy urządzeń odwadniających jest uzależniony od czasu wykonywania obiektów.

UWAGA: Projektant podkreśla, iż poziomy zwierciadła wód gruntowych mogą ulec wahaniom w miarę prowadzenia prac budowlanych, co może prowadzić do odstępstw od zaprojektowanego odwodnienia. 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.

3.5. Wytyczne wykonania robót.

3.5.1. Roboty ziemne.

Projektowane kanały wykonane zostaną wykopem otwartym. Pod jezdniami istniejących ulic w celu zachowania nawierzchni w stanie nienaruszonym ułożone zostaną metodą przycisku rury stalowe osłonowe a dopiero w nich kanały posadowione na podporach ślizgowych.

Zaprojektowano dwa rodzaje posadowienia kanałów:

- na warstwie podsypki z piasku średniego lub drobnego dobrze uziarnionego ($I_D > 0,4$) o gr. $h_{\min} = 10\text{cm}$
- na gruncie rodzimym na warstwie wyrównawczej o gr. 5 cm

Szczegóły posadowienia na profilu podłużnym (rys. nr 2).

Zasypkę wykopów prowadzić należy etapami:

I. Wykonanie podsypki o grubości 10 cm oraz warstwy ochronnej o wysokości 50 cm ponad wierzch przewodu na całej długości projektowanych kanałów 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. Grubość ubijanej warstwy nie powinna przekraczać 15cm.

Po próbie szczelności wykonanie warstwy ochronnej w miejscach połączeń kanału.

II. Zasypkę wykopu powyżej warstwy ochronnej na odcinkach przebiegu pod jezdnią wykonać piaskiem drobnym lub średnim - warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia pod drogami do wskaźnika $I_s = 1,0$ zgodnie

z normą PN-S-02205 - „Roboty ziemne” a dla pozostałych terenów $I_s = 0,95$. Na odcinkach przebiegu kanału w pasie jezdni i pobocza zasypkę ponad warstwa ochronna wykonać piaskiem zasypowym, na pozostałym obszarze gruntem rodzimym.

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.

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

3.5.2. Roboty montażowe.

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

Badania i odbiór końcowy prowadzić należy zgodnie z normą PN-84/B-10735 "Przewody kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze".

Podczas transportu rur, ich montażu, przygotowania podłoża, dokonywania prób i zasypki 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.

Projektowane kanały wykonane zostaną wykopem otwartym za wyjątkiem odcinków, gdzie wykonane zostaną przeciski w stalowych rurach osłonowych.

5. ZAŁĄCZNIKI.

Warunki techniczne oraz niezbędne uzgodnienia znajdują się w „**Projekcie zagospodarowania terenu**”.

Zał. nr 1 – Studzienka betonowa – rysunek poglądowy

Zał. nr 2 – Zestawienie studni betonowych

Zał. nr 3 – Studzienka kaskadowa

Zał. nr 4 – Zestawienie studni kaskadowych

Zał. nr 5 – Zestawienie kształtek do kaskady PVC