

SPIS ZAWARTOŚCI

A. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Podstawa opracowania.....	3
2. Przedmiot opracowania	3
3. ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE	3
4. OBLICZENIA SYSTEMU ODWODNIENIA	4
5. OPIS WYKONAWCZY	10
6. ROBOTY ZIEMNE	12

B. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. 1.0	Plan zagospodarowania terenu	1:500
Rys. 2.1	Profil podłużny kanalizacji deszczowej	1:100/500
Rys.2.2	Profil studni chłonnych	1:100
Rys. 3.0	Studnia chłonna	1:50
Rys. 4.0	Studnia osadnikowa	1:50
Rys. 5.0	Studnia wpustowa	1:50

A. CZĘŚĆ OPISOWA

PROJEKTU WYKONAWCZEGO KANALIZACJI DESZCZOWEJ

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

Podstawą opracowania jest:

- umowa zawarta z Inwestorem
- Obowiązujące normy i przepisy
- Wizja w terenie
- Badania geotechniczne
- Mapa do celów projektowych

2. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest projekt kanalizacji deszczowej odprowadzającej wody opadowe i roztopowe z ulic i terenów przyległych w rejonie ul. Matejki w Ostrowi Mazowieckiej oraz zabezpieczenie i regulacja wysokościowa elementów istniejących uzbrojenia wod-kan wraz z wymianą hydrantów na podziemne.

3. ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE

3.1 Stan istniejący

Obszar objęty opracowaniem stanowi ulica Matejki w miejscowości Ostrów Mazowiecka. Jezdnia jest projektowana w miejscu istniejącej drogi o nawierzchni gruntowej. Istniejąca jezdnia posiada szerokość ok. 4,5. Stanowi ona dojazd do przyległych posesji. Na omawianym terenie znajdują się następujące sieci uzbrojenia terenu:

- kanalizacja sanitarna
- kanalizacja deszczowa
- wodociąg
- linie elektroenergetyczne
- linie teletechniczne
- gazociąg

3.2 Warunki gruntowo-wodne

Zgodnie z normą PN-B/02479 z 1998r. należy określić jako proste. Zgodnie z normą PN-B-02479-1998 ustala się pierwszą kategorię geotechniczną dla projektowanego obiektu, zgodnie z odrębnym opracowaniem.

Dla celów opracowania branży drogowej przyjęto grupę nośności G1.

W odwiertach nie stwierdzono obecności wody gruntowej.

3.3 Miejscowy Plan Zagospodarowania Przestrzennego

Inwestycja znajduje się w obrębie miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego miasta Ostrów Mazowiecka.

3.4 Stan projektowany

Projekt obejmuje budowę ulicy (ciągu pieszo - jezdni) Matejki w Ostrowi Mazowieckiej wraz z budową infrastruktury technicznej.

W zakres opracowania wchodzi:

- budowa jezdni;
- przebudowa i remont zjazdów;
- budowa odwodnienia w zakresie studni chłonnych;
- przebudowa kolizji z istniejącym zagospodarowaniem terenu
- zabezpieczenie istniejących sieci uzbrojenia terenu.

Na istniejącym odcinku ulicy wody opadowe odprowadzane są powierzchniowo na przyległe tereny.

Zaprojektowano wykonanie utwardzenia drogi nawierzchnią z kostki brukowej. Celem odwodnienia pasa drogowego na pierwszym odcinku ulicy zaprojektowano kolektor zbiorczy połączony z systemem wpustów przykrawężnikowych z odprowadzeniem do istniejącej kanalizacji deszczowej w rejonie skrzyżowania ul. Parcelacyjnej i Matejki zgodnie z warunkami technicznymi z dn. 19.12.2016 r. wydanymi przez Zakład Gospodarki Komunalnej w Ostrowi Mazowieckiej sp. z o.o..

Na kolejnym odcinku ze względu na brak odbiorników naturalnych oraz sztucznych i korzystne warunki gruntowe (grunty piaszczyste, brak wody gruntowej) przewidziano wykonanie studni chłonnych odprowadzających wody do gruntu.

4. OBLICZENIA SYSTEMU ODWODNIENIA

4.1. Metodologia obliczeń

Objętość wód opadowych określono na podstawie wzoru (metoda deszczu miarodajnego):

$$Q_{\max} = \sum F_i \cdot q \cdot \psi_i \cdot \varphi \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie: F_i – powierzchnia zlewni [ha]

q – natężenie deszczu nawalnego [dm³/s·ha] = 130 l/s dla prawdopodobieństwa 50%

ψ_i – współczynnik spływu powierzchniowego dla danej nawierzchni zlewni,

φ – współczynnik opóźnienia spływu

ψ – współczynnik spływu powierzchniowego

- współczynniki spływów dla terenów zieleni parkowej i działkowej: ψ – 0,1
- współczynniki spływów dla jezdni: ψ – 0,9
- współczynniki spływów dla chodników: ψ – 0,85

φ – współczynnik opóźnienia spływu

Współczynnik ten uwzględnia kształt i nachylenie zlewni i charakteryzuje retencję kanałową. Wartość współczynnika obliczono w oparciu o poniższy wzór uwzględniając równomierny kształt zlewni i jej umiarkowane nachylenie. Dla zlewni o $F \leq 1$ ha współczynnik $\varphi = 1,0$. Wartość $n = 4+8$.

$$\varphi = \frac{1}{F^{1/n}}$$

Przepływ nominalny Q_{nom} powstały przy natężeniu deszczu miarodajnego $q_m = 15 \text{ dm}^3/\text{sha}$:

$$Q_{nom} = F_z \cdot q_m \cdot \psi \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

F_z – powierzchnia zredukowana

Przepływ godzinowy maksymalny Q_{hmax} obliczamy przyjmując czas trwania deszczu nawalnego 15 minut i 45 minut deszczu miarodajnego:

$$Q_{hmax} = (Q_{max} \cdot 15 \cdot 60 + Q_{nom} \cdot 45 \cdot 60) / 1000 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

Przepływ dobowy średni Q_{srdob} obliczamy dzieląc odpływ roczny maksymalny przez 365 dni:

$$Q_s = Q_{roczne \max} / 365 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

Przepływ maksymalny roczny $Q_{roczne \max}$ obliczamy, sumując powierzchnię zredukowaną i mnożymy ją przez sumę opadów rocznych z wielolecia tj. 610 mm:

$$Q_{roczne \max} = \sum F_z \cdot 10000 \cdot 600 / 1000 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

Objętość deszczu przy założonym czasie trwania deszczu nawalnego 15 minut obliczamy:

$$Q_{15\text{-minut}} = Q_{max} \cdot 15 \cdot 60 / 1000 \text{ [m}^3\text{]}$$

4.2 Obliczenie zlewni

Zlewnia D1-D2				
Przepływ maksymalny	Q_{max}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	10,3	180	0,060	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	4,6	180	0,030	0,85
	14,9		0,090	
Przepływ nominalny	Q_{nom}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	0,9	15	0,060	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	0,4	15	0,030	0,85
	1,2		0,090	
Przepływ maksymalny godzinowy	m^3/h	53,5		
Przepływ maksymalny roczny	m^3/rok	549,0		
Przepływ dobowy średni	m^3/d	3,9		

Odprowadzenie do kanalizacji istniejącej.

Zlewnia D3				
Przepływ maksymalny	Q _{max}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	6,0	180	0,035	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	2,3	180	0,015	0,85
	8,3		0,050	
Przepływ nominalny	Q _{nom}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	0,5	15	0,035	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	0,2	15	0,015	0,85
	0,7		0,050	
Przepływ maksymalny godzinowy	m ³ /h	29,8		
Przepływ maksymalny roczny	m ³ /rok	305,0		
Przepływ dobowy średni	m ³ /d	2,2		

Odprowadzenie do projektowanej studni chłonnej.

Zlewnia D4				
Przepływ maksymalny	Q _{max}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	6,8	180	0,040	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	3,1	180	0,020	0,85
	9,9		0,060	
Przepływ nominalny	Q _{nom}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	0,6	15	0,040	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	0,3	15	0,020	0,85
	0,8		0,060	
Przepływ maksymalny godzinowy	m ³ /h	35,6		
Przepływ maksymalny roczny	m ³ /rok	366,0		
Przepływ dobowy średni	m ³ /d	2,6		

Odprowadzenie do projektowanej studni chłonnej.

Zlewnia D5				
Przepływ maksymalny	Q _{max}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	6,8	180	0,040	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	3,1	180	0,020	0,85
	9,9		0,060	
Przepływ nominalny	Q _{nom}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	0,6	15	0,040	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	0,3	15	0,020	0,85
	0,8		0,060	
Przepływ maksymalny godzinowy	m ³ /h	35,6		
Przepływ maksymalny roczny	m ³ /rok	366,0		
Przepływ dobowy średni	m ³ /d	2,6		

Odprowadzenie do projektowanej studni chłonnej.

Zlewnia D6				
Przepływ maksymalny	Q _{max}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	6,0	180	0,035	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	2,3	180	0,015	0,85
	8,3		0,050	
Przepływ nominalny	Q _{nom}	q	F	ψ
	l/s	l/s*ha	ha	
Nawierzchnie utwardzone - jezdnia i chodniki	0,5	15	0,035	0,95
Nawierzchnie utwardzone - terenów przyległych	0,2	15	0,015	0,85
	0,7		0,050	
Przepływ maksymalny godzinowy	m ³ /h	29,8		
Przepływ maksymalny roczny	m ³ /rok	305,0		
Przepływ dobowy średni	m ³ /d	2,2		

Odprowadzenie do projektowanej studni chłonnej.

4.3 Obliczenie i dobór ilości studni chłonnych

Zdolność chłonną pojedynczej studni obliczamy ze wzoru wg Maaga:

Dla studni DN1500

$$Q_f = 4 \cdot \pi \cdot r \cdot h_s \cdot k_f = 4 \cdot \pi \cdot 0,75 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 10^{-4} = 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Dla studni DN2000

$$Q_f = 4 \cdot \pi \cdot r \cdot h_s \cdot k_f = 4 \cdot \pi \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 10^{-4} = 1,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

ZLEWNIA STUDNI D3, D6 (DN1500)

Objętość opadu dla jednej studni dla deszczu nawalnego wyniesie:

$$V_{\text{dśr}} = 7,5 \text{ m}^3$$

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43 z 1999 r. poz. 430) prędkość filtracji dla urządzenia infiltracyjnego powinna wynosić co najmniej: $0,7 \text{ cm/h} = 0,2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ na głębokości 1,5 m, a także znajdować się powyżej poziomu wody gruntowej.

Współczynnik filtracji dla piasków drobnych wynosi: $1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

Warunki zastosowania studni chłonnych są spełnione.

Eksfiltracja wód deszczowych powinna nastąpić w ciągu 72 h.

Celem zapewnienia odbioru zwiększonych opadów założono konieczność wchłonięcia w ciągu 1 h.

Obliczamy wymaganą objętość filtracji dla urządzenia chłonnego:

$$Q_{\text{filtracji}} = 7,5/1 = 7,5 \text{ m}^3/\text{h} = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} > 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

W studni założono 30 cm zapas retencyjny zapewniający przetrzymanie $0,6 \text{ m}^3$ opadu co zapewnia odpowiednią pojemność dla przetrzymania i wprowadzenia wód do gruntu

Ilość wód odprowadzanych przez każdą studnię DN1500 wyniesie:

$$Q_{\text{smxD3,D6}} = 8,3 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{hmaxD3,D6}} = 29,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{dśrD3,D6}} = 2,2 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{rmaxD3,D6}} = 305,0 \text{ m}^3/\text{r}$$

ZLEWNIA STUDNI D4, D5 (DN200)

Objętość opadu dla jednej studni dla deszczu nawalnego wyniesie:

$$V_{\text{dśr}} = 9,0 \text{ m}^3$$

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43 z 1999 r. poz. 430) prędkość filtracji dla urządzenia infiltracyjnego powinna wynosić co najmniej: $0,7 \text{ cm/h} = 0,2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ na głębokości 1,5 m, a także znajdować się powyżej poziomu wody gruntowej.

Współczynnik filtracji dla piasków drobnych wynosi: $1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

Warunki zastosowania studni chłonnych są spełnione.

Eksfiltracja wód deszczowych powinna nastąpić w ciągu 72 h.

Celem zapewnienia odbioru zwiększonych opadów założono konieczność wchłonięcia w ciągu 1 h.

Obliczamy wymaganą objętość filtracji dla urządzenia chłonnego:

$$Q_{filtracji} = 9,0/1 = 9,0 \text{ m}^3/\text{h} = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} > 1,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

W studni założono 30 cm zapas retencyjny zapewniający przetrzymanie 1,0 m³ opadu co zapewnia odpowiednią pojemność dla przetrzymania i wprowadzenia wód do gruntu

Ilość wód odprowadzanych przez każdą studnię DN2000 wyniesie:

$$Q_{smaxD4,D5} = 9,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{hmaxD4,D5} = 35,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{dśrD4,D5} = 2,6 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{rmaxD4,D5} = 366,0 \text{ m}^3/\text{r}$$

Studnie chłonne wykonać zgodnie z rysunkiem szczegółowym.

4.4 Zanieczyszczenia ścieków deszczowych

Ścieki opadowe odprowadzone do odbiornika muszą spełniać warunki określone w Rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 r. (Dz. U. z 2014 poz. 1800) w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzeniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego.

Normy wynoszą:

- zawiesina ogólna $\leq 100 \text{ mg /dm}^3$
- węglowodory ropopochodne $\leq 15 \text{ mg /dm}^3$

W aktualnie obowiązujących przepisach (Rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 r. - Dz. U. z 2014 poz. 1800) nie normuje się ilości substancji ekstrahujących się eterem naftowym, lecz stężenie węglowodorów ropopochodnych, dla których z kolei nie opracowano jeszcze obowiązujących metod prognozowania.

Ze względu na swobodę, którą norma PN-S-02204:1997 daje projektantom w zakresie kwestii obliczeń ekologicznych – przyjęto, iż stężenie węglowodorów ropopochodnych w stosunku do prognozowanej ilości SEEN nie przekroczy proporcji jak niżej:

$$\text{Ropopochodne: SEEN} \leq 15:50$$

Wartości węglowodorów ropopochodnych w spływach opadowych nie przekroczą (przyjęto zgodnie z Tablicą nr 5 dla natężenia ruchu poniżej 1 tys. pojazdów na dobę):

- $[15/50] \times 14,2 = 4,3 \text{ mg} < 15,0 \text{ mg}$

Prognozowaną jakość wód opadowych w punkcie zrzutu do środowiska oszacowano kontynuując obliczenia dla stężenia zawiesin ogólnych w wodach opadowych z uwzględnieniem sumarycznej efektywności podczyszczania na urządzeniach.

Całkowity efekt podczyszczający będzie wynikiem sumy efektów cząstkowych uzyskanych na wszystkich zastosowanych urządzeniach. Łączna (minimalna) efektywność usuwania zawiesin przy zastosowaniu dwóch i większej licznie urządzeń podczyszczających oblicza się z następującego wzoru:

$$\eta_{Zog} \geq 1 - (1 - \eta_1) \times (1 - \eta_2) \times (1 - \eta_3) \dots \times (1 - \eta_n)$$

Mając na uwadze założone następujące efekty usuwania zawiesin na urządzeniach:

- wpusty uliczne $\eta = 30\%$,
- część osadnikowa w studziencie wpadowej $\eta = 40\%$,

Zatem skuteczność systemu oczyszczającego przedstawia;

$$\eta_w = 1 - (1-30\%) \times (1-40\%) = 58\%$$

Prognoza wielkość stężeń zawiesiny ogólnej w wodach deszczowych odprowadzanych z drogi:

Stężenie zawiesiny ogólnej w spływach z jezdni [mg/dm ³]	54
Łączna skuteczność podczyszczania w istniejących obiektach [%]	58%
Stężenie zawiesiny ogólnej w wodach odprowadzanych do gruntu[mg/dm ³]	23,0

Jakość wód opadowych oszacowana metodami prognostycznymi wykazuje, że są spełnione warunki odprowadzania wód opadowych do odbiornika.

5. OPIS WYKONAWCZY

5.1 Roboty ziemne, budowle i kolizje

1. Wykopy należy wykonać mechanicznie w szalunkach z bali drewnianych lub wyprasek metalowych, zgodnie z normami; PN-69/B-06050, PN-81/B-03020 oraz BN-91/8836-02.
2. Zabezpieczenie ścian wykopów zgodnie z normą PN-68/B-06050 i warunkami B.H.P.
3. Roboty budowlane wykonać zgodnie z obowiązującymi normami Dz. Urz. Nr 4/89, Zarządzenie 47 oraz BN-81/8976-06.
4. Zachować szczególną ostrożność na istniejące podziemne i nadziemne uzbrojenia.
5. Oprócz naniesionych sieci uzbrojenia podziemnego może wystąpić także uzbrojenie podziemne nie zinwentaryzowane.

Uwagi dodatkowe

- Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy zawiadomić zainteresowane instytucje i użytkowników o terminie rozpoczęcia robót, których urządzenia kolidują z trasami rurociągów.
- Przy budowie rurociągów stosować się do uwag zawartych w uzgodnieniach z użytkownikami uzbrojenia.
- Zachować szczególną ostrożność przy zbliżeniach z kablami telefonicznymi i energetycznymi. Wszystkie roboty w bezpośredniej strefie kabli wykonać ręcznie.
- Przed rozpoczęciem wykopów trasa rurociągów w terenie winna być geodezyjnie odtworzona. Przed zasypaniem wykopów należy wykonać inwentaryzację trasy i rzędnych ułożenia rurociągów.
- Istniejące lokalne systemy melioracyjne lub opaski odwadniające należy doprowadzić do stanu pierwotnego w przypadku ich uszkodzenia.
- Po zakończeniu robót ziemnych należy naprawić uszkodzone nawierzchnie asfaltowe i chodniki do stanu pierwotnego,
- Wszelkie napotkane nie zinwentaryzowane rurociągi lub kable traktować jako czynne powiadamiając o ich odkryciu ewentualnych użytkowników i uzgodnić z nimi sposób zabezpieczenia lub likwidacji.

5.2 Wykonanie sieci i przyłączy

Projektuje się rurociągi kanalizacji deszczowej z rur PVC litych SN8 o średnicach Ø200-315 mm łączonych poprzez kielichy z uszczelką wargową trwale umieszczoną w kielichu w procesie produkcyjnym.

Kanały uzbroić w studzienki chłonne z prefabrykowanych kręgów betonowych Ø1200-1500-2000 z betonu B-45.

Studnie osadnikowe posadowione na podbudowie z wilgotnego betonu C12/15 o grubości 20 cm. W studniach osadnikowych wykonać osadniki gł. 0,5 m. Dno studzienki monolityczne .

Zamknięcie studni z zastosowaniem włazów z pokrywą typu wentylacyjnego i wypełnieniem betonowym na całej powierzchni pokrywy klasy D400 w jezdni i A15 poza jezdnią usytuowane równo z powierzchnią terenu (drogi, chodnika lub pasa zieleni). W jezdni montować dodatkowo pierścień żelbetowy odciążający. Stosować kręgi betonowe połączone za pomocą uszczeltek gumowych. Należy stosować kręgi betonowe z fabrycznie zamontowanymi stopniami włazowymi – stopnie muszą być zamontowane mijankowo w dwóch rzędach. Górna powierzchnia stopnia powinna być pozioma i zabezpieczona przed poślizgiem poprzez zalaminowanie.

Przejścia przewodów przez ścianki studni wykonać w tulejach systemowych szczelnych. Przejście przez ściankę studzienki powinno być na tyle elastyczne, aby była możliwa nierównomierność osiadania studzienki kanalizacyjnej i kanału.

Studzienki ściekowe wykonane jako typowe wpusty uliczne np. typu WU-II-A o średnicy Ø500 wykonać z osadnikiem głębokości 1,0 m. Stosować wpusty pełne klasy D400. Wpust uliczny należy posadowić na fundamencie z betonu C12/15 gr. 10,0 cm.

Przejścia rur przez ściany studzienek wykonać za pomocą odpowiednich tulei szczelnych lub wkładek „in-situ” zapewniających szczelność całego systemu.

Do przechwytywania zawiesin ogólnych zanieczyszczeń stałych (w obrębie rozpatrywanej zlewni występują jedynie takie zanieczyszczenia) zaprojektowano osadniki w studniach wpustowych zgodnie z powyższym opisem. Należy przeprowadzać okresową kontrolę (raz w roku) studni i wpustów deszczowych w celu opróżnienia osadników z zanieczyszczeń stałych i piasku.

Próby szczelności przewodów kanalizacyjnych przeprowadzić w oparciu o normę PN-EN 1610. Badanie szczelności przewodów oraz studzienek kanalizacyjnych powinno być prowadzone z użyciem powietrza lub wody. Zgodnie z normą PN-EN 1610 w przypadku występowania wody gruntowej powyżej wierzchu rury należy wykonać badanie szczelności na infiltrację.

5.3 Uzbrojenie istniejące

Włazy studni istniejących kanalizacji sanitarnej oraz skrzynki zasuw wodociągowych należy wyregulować do poziomu projektowanej niwelety z zastosowaniem pierścieni dystansowych z poliuretanu lub betonowych.

6. ROBOTY ZIEMNE

Wykopy należy wykonać mechanicznie koparką podsiębierną, a także ręcznie w pobliżu istniejącego uzbrojenia jako wykopy wąskoprzestrzenne umocnione.

Rurociągi układać na podsypce piaskowej grubości minimum 20 cm. Po zamontowaniu rurociągu i wykonaniu prac odbiorowych rurociąg zasypać warstwą obsypki. Obsypkę stosować do wysokości 30 cm ponad wierzch rury oraz 30 cm z każdego boku. Wymagany stopień zagęszczenia obsypki wynosi dla rurociągów pod drogami min 100%, poza drogami 97%. Obsypkę zagęszczać warstwami gr 10 cm do wysokości 30 cm ponad wierzch rury obsypać ręcznie. Należy zwrócić uwagę aby pierwsza warstwa nie zawierała kamieni, gruzu itd. Powyżej 30 cm wykonać II etap wypełnienia wykopu tzw. zasypkę piaskową stabilizowaną. W miejscu skrzyżowania z istniejącym uzbrojeniem wykopy wykonywać ręcznie. W czasie realizacji obowiązuje zachowanie przepisów porządkowych BHP.

Teren budowy powinien być zabezpieczony i zagospodarowany zgodnie z organizacją ruchu na czas budowy sporządzoną przez wykonawcę robót oraz obowiązującymi przepisami budowlanymi i BHP.

Wykonywanie robót ziemnych w bezpośrednim sąsiedztwie sieci, takich jak: elektroenergetyczne, telekomunikacyjne, gazowe, ciepłownicze, wodociągowe i kanalizacyjne powinno być poprzedzone określeniem przez kierownika budowy bezpiecznej odległości, w jakiej mogą być one wykonywane od istniejącej sieci. Bezpieczna odległość wykonywania robót ustala kierownik budowy w porozumieniu z właściwą jednostką, w której zarządzie lub użytkowaniu znajdują się te sieci. Miejsce robót należy oznakować napisami ostrzegawczymi i ogrodzić. Roboty ziemne w pobliżu sieci należy prowadzić ręcznie pod nadzorem odpowiednich służb.

Punkty osnowy geodezyjnej należy chronić przed zniszczeniem. Natomiast te, które w trakcie realizacji inwestycji zostaną zniszczone, należy odtworzyć. Stabilizację i wyrównanie nowych punktów osnowy należy zlecić uprawnionej jednostce wykonawstwa geodezyjnego.

UWAGI:

1. Na istniejących kablach energetycznych i telekomunikacyjnych w miejscach skrzyżowań z projektowaną siecią należy zamontować rury osłonowe dwudzielne
2. W miejscach gdzie znajdują się istniejące drzewa nie przewidziane do wycięcia należy je zabezpieczyć i wykonywać jedynie roboty ręczne z zachowaniem dużej ostrożności.
3. W miejscach kolizji z istniejącym uzbrojeniem podziemnym wykopy wykonać ręcznie.
4. Roboty montażowe sieci oraz prób należy wykonać zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru i sieci kanalizacyjnych zeszyt 9 wyd. COBRTI INSTAL 2001”.
5. Mijania poszczególnych urządzeń i sieci dokonać w obecności ich przedstawicieli.
6. Przed zasypaniem sieci wykonać geodezyjną inwentaryzację powykonawczą.
7. Po montażu, wykonaniu prób i inwentaryzacji przez Zakład Geodezji rurociągi należy zasypać ręcznie do wysokości ok. 50 cm ponad wierzch rury a dalej mechanicznie.
8. Całość robót wykonać zgodnie z „Wytocznymi wykonania i odbioru robót budowlano – montażowych cz. II Instalacje Sanitarne i przemysłowe” oraz wykopy prace ziemne cz.I i zgodnie z warunkami-Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (D.U. 02.75.690 z p.zm.)
9. Prowadzenie trasy i rozmieszczenie wg. część graficzna opracowania.

Opracował:

mgr inż. Bartosz Szewczyk

B. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. 1.0	Plan zagospodarowania terenu	1:500
Rys. 2.1	Profil podłużny kanalizacji deszczowej	1:100/500
Rys.2.2	Profil studni chłonnych	1:100
Rys. 3.0	Studnia chłonna	1:50
Rys. 4.0	Studnia osadnikowa	1:50
Rys. 5.0	Studnia wpustowa	1:50