

SPIS DOKUMENTACJI			
Stadium projektu		PROJEKT WYKONAWCZY	Nr archiwalny 180-ARKAS/OLS/2014
Zamierzenie budowlane/ Obiekt budowlany		„Opracowanie wielobranżowego projektu budowy ul. Śląskiej w Piasecznie o długości ok. 850 m wraz z odwodnieniem, oświetleniem, projektem skablowania napowietrznej linii energetycznej, wykonaniem mapy podziałowej i uzyskaniem decyzji ZRID”	
Lp.	Nr tomu	Branża	Części składowe dokumentacji / Nazwa tomu
Projekt Wykonawczy			
1.	2.1	Drogowa	Układ drogowy
2.	2.2	Sanitarna	Budowa sieci kanalizacji deszczowej wraz z przebudową sieci kolidujących
3.	2.3	Energetyczna	Projekt oświetlenia ulicznego
4.	2.4	Energetyczna	Projekt usunięcia kolizji elektroenergetycznych wraz ze skablowaniem linii napowietrznej
5.	2.5	Teletechniczna	Projekt przebudowy infrastruktury telekomunikacyjnej
6.	2.6	Zieleń	Plan wyřębu
7.	2.7	Drogowa	Projekt stałej organizacji ruchu
8.	2.8	Drogowa	Dokumentacja dotycząca ogrodzeń
9.	2.9	Wielobranżowy	Szczegółowe specyfikacje techniczne
10.	2.10	Wielobranżowy	Przedmiar robót
11.	2.11	Wielobranżowy	Kosztorys inwestorski
12.	2.12	Wielobranżowy	Kosztorys ofertowy
13.	2.13	Wielobranżowy	Wersja elektroniczna dokumentacji na płycie CD

SPIS ZAWARTOŚCI

A. CZĘŚĆ OPISOWA

1.	Podstawa opracowania.....	4
2.	Przedmiot opracowania	4
3.	Opis ogólny	4
4.	Stan PROJEKTOWANY	4
4.1	Sieć kanalizacji deszczowej.....	4
4.2	Sieć kanalizacji sanitarnej.....	11
4.3	Sieć wodociągowa.....	12
5.	OPIS WYKONAWCZY	12
5.1	Roboty ziemne, budowie i kolizje.....	12
5.2	Wykonanie sieci i przyłączy kanalizacyjnych	12
5.3	Wykonanie sieci wodociągowej	13
6.	ROBOTY ZIEMNE	14

B. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. 1.0	Plan orientacyjny	1:2500
Rys. 2.1-2.2	Plan sytuacyjny	1:500
Rys. 3.1-3.5	Profil podłużny kanalizacji deszczowej	1:100/500
Rys. 4.1-4.3	Profil podłużny kanalizacji sanitarnej	1:100/500
Rys. 5.0	Wylot brzegowy	1:50
Szczegóły wykonawcze		

A. CZĘŚĆ OPISOWA

PROJEKTU BUDOWY SIECI KANALIZACJI DESZCZOWEJ I KANALIZACJI SANITARNEJ

1. Podstawa opracowania

- umowa zawarta z Inwestorem
- Obowiązujące normy i przepisy
- Wizja w terenie

2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest projekt budowy zamkniętego systemu kanalizacji deszczowej odprowadzającej wody z powierzchni ul. Śląskiej w Piasecznie oraz przebudowy sieci kanalizacji sanitarnej.

3. Opis ogólny

Przedmiotowa zlewnia nie posiada obecnie systemu odwadniającego, wody z drogi oraz terenów przyległych spływają naturalnie w kierunku rowów częściowo wsiąkając w podłoże. W ramach niniejszego opracowania przewidziano wykonanie zamkniętego systemu kanalizacji deszczowej z włączeniem do rowów odwadniających.

Obliczenia przepływów w poszczególnych zlewniach zawarto poniżej.

Sieć kanalizacji sanitarnej należy przebudować w związku z kolizją z projektowanym układem drogowym.

4. Stan PROJEKTOWANY

4.1 Sieć kanalizacji deszczowej

W ramach budowy zamkniętego systemu kanalizacji deszczowej przewidziano wykonanie kolektorów zbiorczych z wylotem do cieków naturalnych – przydrożnych rowów odwadniających. Odwadniany teren obejmuje zlewnię pasa drogowego ul. Śląskiej wraz z przełączeniem przyłączy z działek przyległych do pasa drogowego.

4.1.1 Podział na zlewnie

Niniejsze opracowanie dotyczy odprowadzania wód opadowych i roztopowych w ciągu ul. Śląskiej w Piasecznie. W omawianym zakresie wyodrębniono trzy zlewnie projektowane systemów kanalizacji deszczowej.

Nr zlewni	Nazwa wylotu / włączenia do istn. kanalizacji	Powierzchnia jezdni	Powierzchnia chodników	Powierzchnia dachów	Powierzchnia zieleni oraz spływy powierzchniowe z terenów przyległych	Łączna powierzchnia zlewni
		m ²	m ²	m ²	m ²	m ²
		F _d	F _{ch}	F _d	F _z	F
1	Wyl1 – ul. Stołeczna	3000	1700	600	2800	8000
2	Wyl2 – ul. Jana Długosza	700	400	100	700	1900
3	Wyl3 – ul. Jana Kochanowskiego	800	400	100	700	2000
SUMA		4500	2500	800	4200	11900

4.1.2 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 – 0,05
- współczynniki spływów dla terenów utwardzonych: ψ – 0,8

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 $n = 4 \div 8$.

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

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

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

F_z – powierzchnia zredukowana

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

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

Przepływ dobowy średni $Q_{\text{śrdob}}$ obliczamy dzieląc odpływ roczny maksymalny przez 365 dni:

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

Przepływ maksymalny roczny $Q_{\text{roczne max}}$ obliczamy, sumując powierzchnię zredukowaną i mnożymy ją przez sumę opadów rocznych z wielolecia dla obszaru inwestycji tj. 595 mm:

$$Q_{\text{roczne max}} = \sum F_z \cdot 10000 \cdot 595 / 1000 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

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

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

4.1.3 Określenie natężenia przepływu ścieków

1) Zlewnia nr 1 projektowana o powierzchni całkowitej $F=0,8$ ha

- współczynniki spływów dla dróg utwardzonych: ψ_d – 0,90 $F=0,3$ ha
- współczynniki spływów dla dachów: ψ_d – 1,0 $F=0,06$ ha
- współczynniki spływów dla chodników: ψ_{ch} – 0,65 $F=0,17$ ha
- współczynniki spływów dla terenów zielonych: ψ_r – 0,1 $F=0,28$ ha

Przepływ maksymalny:

$$Q_{\max} = 0,3 \cdot 130 \cdot 0,9 + 0,06 \cdot 130 \cdot 1,0 + 0,17 \cdot 130 \cdot 0,65 + 0,28 \cdot 130 \cdot 0,1 = 60,1 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Przepływ nominalny Q_{nom} powstały przy natężeniu deszczu miarodajnego $q_m = 15,0 \text{ dm}^3/\text{sha}$:

$$Q_{\text{nom}} = 0,3 \cdot 15 \cdot 0,9 + 0,06 \cdot 15 \cdot 1,0 + 0,17 \cdot 15 \cdot 0,65 + 0,28 \cdot 15 \cdot 0,1 = 6,9 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Przepływ godzinowy maksymalny Q_{hmax} :

$$Q_{\text{hmax}} = (60,1 \cdot 15 \cdot 60 + 6,9 \cdot 45 \cdot 60) / 1000 = 73,0 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

Przepływ maksymalny roczny $Q_{\text{roczne max}}$:

$$Q_{\text{roczne max}} = 0,8 \cdot 10000 \cdot 575 / 1000 = 4747,0 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

Przepływ dobowy średni $Q_{\text{śr dob}}$:

$$Q_{\text{śr}} = 4745 / 365 = 13,0 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

2) Zlewnia nr 2 projektowana o powierzchni całkowitej $F = 0,19 \text{ ha}$

- współczynniki spływów dla dróg utwardzonych: $\psi_d - 0,90 \text{ } F = 0,07 \text{ ha}$
- współczynniki spływów dla dachów: $\psi_d - 1,0 \text{ } F = 0,01 \text{ ha}$
- współczynniki spływów dla chodników: $\psi_{\text{ch}} - 0,65 \text{ } F = 0,04 \text{ ha}$
- współczynniki spływów dla terenów zielonych: $\psi_r - 0,1 \text{ } F = 0,07 \text{ ha}$

Przepływ maksymalny:

$$Q_{\max} = 0,07 \cdot 130 \cdot 0,9 + 0,01 \cdot 130 \cdot 1,0 + 0,04 \cdot 130 \cdot 0,65 + 0,07 \cdot 130 \cdot 0,1 = 14,2 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Przepływ nominalny Q_{nom} powstały przy natężeniu deszczu miarodajnego $q_m = 15,0 \text{ dm}^3/\text{sha}$:

$$Q_{\text{nom}} = 0,07 \cdot 15 \cdot 0,9 + 0,01 \cdot 15 \cdot 1,0 + 0,04 \cdot 15 \cdot 0,65 + 0,07 \cdot 15 \cdot 0,1 = 1,6 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Przepływ godzinowy maksymalny Q_{hmax} :

$$Q_{\text{hmax}} = (14,2 \cdot 15 \cdot 60 + 1,6 \cdot 45 \cdot 60) / 1000 = 17,0 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

Przepływ maksymalny roczny $Q_{\text{roczne max}}$:

$$Q_{\text{roczne max}} = 0,19 \cdot 10000 \cdot 575 / 1000 = 1122,0 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

Przepływ dobowy średni $Q_{\text{śr dob}}$:

$$Q_{\text{śr}} = 1122 / 365 = 3,0 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

3) Zlewnia nr 3 projektowana o powierzchni całkowitej $F = 0,2 \text{ ha}$

- współczynniki spływów dla dróg utwardzonych: $\psi_d - 0,90 \text{ } F = 0,08 \text{ ha}$
- współczynniki spływów dla dachów: $\psi_d - 1,0 \text{ } F = 0,01 \text{ ha}$
- współczynniki spływów dla chodników: $\psi_{\text{ch}} - 0,65 \text{ } F = 0,04 \text{ ha}$
- współczynniki spływów dla terenów zielonych: $\psi_r - 0,1 \text{ } F = 0,07 \text{ ha}$

Przepływ maksymalny:

$$Q_{\max} = 0,08 \cdot 130 \cdot 0,9 + 0,01 \cdot 130 \cdot 1,0 + 0,04 \cdot 130 \cdot 0,65 + 0,07 \cdot 130 \cdot 0,1 = 15,3 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Przepływ nominalny Q_{nom} powstały przy natężeniu deszczu miarodajnego $q_m = 15,0 \text{ dm}^3/\text{sha}$:

$$Q_{\text{nom}} = 0,08 \cdot 15 \cdot 0,9 + 0,01 \cdot 15 \cdot 1,0 + 0,04 \cdot 15 \cdot 0,65 + 0,07 \cdot 15 \cdot 0,1 = 1,8 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Przepływ godzinowy maksymalny Q_{hmax} :

$$Q_{\text{hmax}} = (15,3 \cdot 15 \cdot 60 + 1,8 \cdot 45 \cdot 60) / 1000 = 19,0 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

Przepływ maksymalny roczny $Q_{\text{roczne max}}$:

$$Q_{\text{roczne max}} = 0,2 \cdot 10000 \cdot 575 / 1000 = 1208,0 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

Przepływ dobowy średni $Q_{\text{śr dob}}$:

$$Q_{\text{śr}} = 1208 / 365 = 3,0 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

4.1.4 Opis instalacji i urządzeń służących do oczyszczania ścieków

Zastosowano osadniki w studniach wpustowych i rewizyjnych, a także montaż poduszek sorpcyjnych w ostatnich studniach przed włączeniem do rowów otwartych.

Osadniki służą do wytrącania zawiesiny stałej (piasek, muł, popioły itp.) zawartej w ściekach opadowych i roztopowych. Działanie osadnika oparte jest na zjawisku sedymentacji, czyli rozdziału fazy "woda-zawiesina" w warunkach przepływu laminarnego. Właściwa konstrukcja i wymiary osadnika zapewniają odpowiednio długi czas zatrzymania ścieków w zbiorniku, co pozwala na wytrącenie zawiesiny i opadnięcie jej na dno zbiornika.

4.1.5 Określenie jakości ścieków

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 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 6 normy PN-S-02204:1997 dla natężenia ruchu ok. 1 tyś. pojazdów na dobę):

- $[15/50] \times 25,6 = 7,7 \text{ mg} < 15,0 \text{ mg}$

A więc spełniają wymogi stawiane ściekom wprowadzanym do środowiska. Zastosowanie poduszek sorpcyjnych ma na celu jedynie zabezpieczenie odbiornika w wypadku awarii (wypadki komunikacyjne, niekontrolowane wycieki z dużych pojazdów przewożących paliwa itp.) w związku z czym nie ma konieczności wykonywania dodatkowych analiz ich skuteczności oczyszczania.

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:

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

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:

Wylot	Wyl1 Wyl2 Wyl3
Stężenie zawiesiny ogólnej w spływach z jezdni [mg/dm ³]	64
Łączna skuteczność podczyszczania w istniejących obiektach [%]	58%
Stężenie zawiesiny ogólnej w wodach odprowadzanych do odbiornika [mg/dm ³]	27,0

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

4.1.7 Parametry hydrauliczne odbiorników naturalnych

Odbiornik ścieków podczyszczonych stanowić będą rowy trapezowe odwadniające przydrożne.

- 1) Rów przy ul. Stołecznej jest doprowadzalnikiem dla rowu odwadniającego zaczynającego swój bieg na skrzyżowaniu ul. Kasztanów, Stołecznej i 3 Maja. Rów ma swój początek przy skrzyżowaniu ul. Pomorskiej i Stołecznej. Długość całkowita rowu wynosi ok. 550,0 mb. Rów jest nieznacznie zamulony i zarośnięty.
- 2) Rów przy ul. Długosza kończy swój bieg poprzez włączenie do kolektora kanalizacji deszczowej biegnącego w ul. 3 Maja. Rów ma swój początek przy skrzyżowaniu ul. Śląskiej i Długosza. Długość całkowita rowu wynosi ok. 290,0 mb. Rów jest utrzymywany na bieżąco i posiada dobry stan techniczny.
- 3) Rów przy ul. Kochanowskiego kończy swój bieg poprzez włączenie do kolektora kanalizacji deszczowej biegnącego w ul. 3 Maja. Rów ma swój początek przy skrzyżowaniu ul. Śląskiej i Kochanowskiego. Długość całkowita rowu wynosi ok. 290,0 mb. Rów jest utrzymywany na bieżąco i posiada dobry stan techniczny.

Wszystkie rowy mają charakter przepływowy, zjawiska odparowania i wchłaniania zachodzą w nich w sposób zmienny, zależny od występujących warunków pogodowych (średnich opadów, okresów suchych, długości ekstremalnych pór roku – lata i zimy itp.). Obecnie w związku z występującą od kilku lat suszą nie zaobserwowano w nich dużych przepływów przekraczających przyjęte do obliczeń

1) przepływ w rowie przy ul. Stołecznej wg Iszkowskiego

- Przepływ średni roczny

$$Q_{sr} = 0,03171 \cdot C_s \cdot P \cdot A$$

- A - pow. zlewni – 0,05 km²

- P - normalny opad roczny - 0,575

- C_s - współczynnik średniego odpływu rocznego - 0,3

$$Q_{sr} = 0,03171 \cdot 0,3 \cdot 0,575 \cdot 0,05 = 2,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Przepływ średni normalny

$$Q_2 = 0,7 \cdot Q_{sr} = 1,89 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Przepływ wody wysokiej o prawdopodobieństwie wystąpienia 1%

$$Q_p = \frac{h_1 \cdot K_0 \cdot F}{(F + 1)^{0,17}} \cdot \lambda_\pi \cdot \delta_j \cdot k$$

- h₁ - współczynnik odpływu roztopowego o prawdopodobieństwie p1% = 160 mm

- K₀ - współczynnik zależny od spadku rowu - 0,003

- F - powierzchnia zlewni – 0,05 km²

- δ_j - współczynnik uwzględniający wpływ jezior i bagien – 1,0

- λ_p - współczynnik zależny od założonego prawdopodobieństwa pojawienia się i % jezior w zlewni – 1,0

- k - współczynnik poprawkowy uwzględniający wielkość zlewni – 1,26

$$Q_p = \frac{160 \cdot 0,003 \cdot 0,05}{(0,05 + 1)^{0,17}} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,26 = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

Rów posiada średnią głębokość 1,0 m i szerokość w koronie 3,8 m i szerokość dna 0,8 m.

Przepustowość rowu w funkcji napełnienia koryta wyniesie:

h	F	U	Rh	V	Q
[m]	[m ²]	[m]		[m/s]	[m ³ /s]
0	0.00	2.40	0.00	0.00	0.00
0.2	0.52	2.97	0.18	0.42	0.22
0.4	1.12	3.53	0.32	0.57	0.64
0.6	1.80	4.10	0.44	0.67	1.21
0.8	2.56	4.66	0.55	0.75	1.92
1	3.40	5.23	0.65	0.81	2.77

Odnosząc powyższą analizę do przepływu charakterystycznego w wysokości Q_p = 0,03 m³/s widać, że posiada on Q_{h1m} – Q_p = 2,77 – 0,03 = 2,74 m³/s zapasu przepustowości, a więc duże możliwości przyjęcia dodatkowych wód.

Dopływ z kanalizacji wyniesie Q_{max} = 60,1 l/s = 0,0601 m³/s

Stanowi to zwiększenie przepływu w rowie do wartości 0,03 + 0,0601 = 0,0901 m³/s co stanowi ok. 4% maksymalnej przepustowości rowu oraz zwiększenie przepływów o 100%.

2) przepływ w rowie przy ul. Długosza wg Iszkowskiego

- Przepływ średni roczny

$$Q_{sr} = 0,03171 \cdot C_s \cdot P \cdot A$$

- A - pow. zlewni – 0,005 km²

- P - normalny opad roczny - 0,575

- C_s - współczynnik średniego odpływu rocznego - 0,3

$$Q_{sr} = 0,03171 \cdot 0,3 \cdot 0,575 \cdot 0,005 = 2,7 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Przepływ średni normalny

$$Q_2 = 0,7 \cdot Q_{sr} = 1,89 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Przepływ wody wysokiej o prawdopodobieństwie wystąpienia 1%

$$Q_p = \frac{h_1 \cdot K_0 \cdot F}{(F + 1)^{0,17}} \cdot \lambda_\pi \cdot \delta_j \cdot k$$

- h₁ - współczynnik odpływu roztopowego o prawdopodobieństwie p1% = 160 mm

- K₀ - współczynnik zależny od spadku rowu - 0,003

- F - powierzchnia zlewni – 0,005 km²

- δ_j - współczynnik uwzględniający wpływ jezior i bagien – 1,0

- λ_p - współczynnik zależny od założonego prawdopodobieństwa pojawienia się i % jezior w zlewni – 1,0

- k - współczynnik poprawkowy uwzględniający wielkość zlewni – 1,26

- $Q_p = \frac{160 \cdot 0,003 \cdot 0,005}{(0,005 + 1)^{0,17}} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,26 = 0,003 \text{ m}^3/\text{s}$

Rów posiada średnią głębokość 1,0 m i szerokość w koronie 1,5 m. Ściany rowu są prawie pionowe.

Przepustowość rowu w funkcji napełnienia koryta wyniesie:

h	F	U	Rh	V	Q
[m]	[m ²]	[m]		[m/s]	[m ³ /s]
0	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
0.2	0.34	2.07	0.16	0.41	0.14
0.4	0.76	2.63	0.29	0.54	0.41
0.6	1.26	3.20	0.39	0.63	0.80
0.8	1.84	3.76	0.49	0.71	1.30
1	2.50	4.33	0.58	0.77	1.92

Odnosząc powyższą analizę do przepływu charakterystycznego w wysokości Q_p = 0,003 m³/s widać, że posiada on Q_{h1m} – Q_p = 1,92 – 0,003 = 1,917 m³/s zapasu przepustowości, a więc duże możliwości przyjęcia dodatkowych wód.

Dopływ z kanalizacji wyniesie Q_{max} = 14,2 l/s = 0,0142 m³/s

Stanowi to zwiększenie przepływu w rowie do wartości 0,003 + 0,0142 = 0,0172 m³/s co stanowi ok. 1% maksymalnej przepustowości rowu oraz zwiększenie przepływów o 473%.

3) przepływ w rowie przy ul. Kochanowskiego wg Iszkowskiego

- Przepływ średni roczny

$$Q_{sr}=0,03171 \cdot C_s \cdot P \cdot A$$

- A - pow. zlewni – 0,005 km²

- P - normalny opad roczny - 0,575

- C_s - współczynnik średniego odpływu rocznego - 0,3

$$Q_{sr}=0,03171 \cdot 0,3 \cdot 0,575 \cdot 0,005 = 2,7 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Przepływ średni normalny

$$Q_2=0,7 \cdot Q_{sr}=1,89 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Przepływ wody wysokiej o prawdopodobieństwie wystąpienia 1%

$$Q_p = \frac{h_1 \cdot K_0 \cdot F}{(F + 1)^{0,17}} \cdot \lambda_\pi \cdot \delta_j \cdot k$$

- h₁ - współczynnik odpływu roztopowego o prawdopodobieństwie p1% = 160 mm

- K₀ – współczynnik zależny od spadku rowu - 0,003

- F – powierzchnia zlewni – 0,005 km²

- δ_j – współczynnik uwzględniający wpływ jezior i bagien – 1,0

- λ_p – współczynnik zależny od założonego prawdopodobieństwa pojawienia się i % jezior w zlewni – 1,0

- k – współczynnik poprawkowy uwzględniający wielkość zlewni – 1,26

$$Q_p = \frac{160 \cdot 0,003 \cdot 0,005}{(0,005 + 1)^{0,17}} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,26 = 0,003 \text{ m}^3/\text{s}$$

Rów posiada średnią głębokość 1,0 m i szerokość w koronie 3,0 m i szerokość dna 0,8 m.

Przepustowość rowu w funkcji napęnienia koryta wyniesie:

h	F	U	Rh	V	Q
[m]	[m ²]	[m]		[m/s]	[m ³ /s]
0	0.00	2.20	0.00	0.00	0.00
0.2	0.48	2.77	0.17	0.42	0.20
0.4	1.04	3.33	0.31	0.56	0.59
0.6	1.68	3.90	0.43	0.66	1.11
0.8	2.40	4.46	0.54	0.74	1.78
1	3.20	5.03	0.64	0.81	2.58

Odnosząc powyższą analizę do przepływu charakterystycznego w wysokości Q_p = 0,003 m³/s widać, że posiada on Q_{h1m} – Q_p = 2,58 – 0,003 = 2,577 m³/s zapasu przepustowości, a więc duże możliwości przyjęcia dodatkowych wód.

Dopływ z kanalizacji wyniesie Q_{max} = 15,3 l/s = 0,0153 m³/s

Stanowi to zwiększenie przepływu w rowie do wartości 0,003 + 0,0153 = 0,0183 m³/s co stanowi ok. 0,5% maksymalnej przepustowości rowu oraz zwiększenie przepływów o 510%.

4.2 Sieć kanalizacji sanitarnej

W ramach przebudowy sieci kanalizacji sanitarnej przewidziano wykonanie przeniesienia kolidujących odcinków kanalizacji sanitarnej poza obrys projektowanych krawężników oraz regulację elementów istniejących.

4.3 Sieć wodociągowa

W ramach przebudowy sieci wodociągowej przewidziano wykonanie wymiany hydrantów ppoż. nadziemnych na podziemne oraz regulacje wysokościowe elementów istniejących.

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-B-06050:1999 i PN-EN 1610
2. Szerokość wykopu umocnionego zgodnie z PN-EN 1610
3. Zabezpieczenie ścian wykopów zgodnie z normą PN-68/B-06050 i warunkami B.H.P.
4. Zachować szczególną ostrożność na istniejące podziemne i nadziemne uzbrojenia.
5. Oprócz naniesionych kolizji 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 kanalizacyjnych

Projektuje się kolektory i przyłącza kanalizacji deszczowej z rur strukturalnych obustronnie gładkich SN8 o średnicach Ø160-400 mm łączonych poprzez kielichy z uszczelką wargową lub dwukielichy z uszczelką wargową, a także z rur niekarbowanych z PEHD jednorodnego SN8 o średnicach Ø500-1200 łączone za pomocą złączek dwukielichowych z uszczelką trójwargową EPDM oraz przez spawanie ekstruzyjne. Średnice rur zostały dobrane w zależności od spadków i zakładanych przepływów przy założeniu konieczności zachowania prędkości samooczyszczania w kanałach. Ze względu na panujące warunki hydrogeologiczne należy bezwzględnie przestrzegać zaleceń producenta przewodów oraz zasad wykonywania podsypki i obsypki kanałów.

Kanały uzbroić w studzienki wykonane jako strukturalne, niekarbowane, dwupłaszczyznowe, z jednorodnego PEHD. Studnie rewizyjne wykonać o średnicach Ø1200 zgodnie z oznaczeniami na profilu posadowione na podbudowie z wilgotnego betonu C12/15 o grubości 20 cm. W studniach wykonać kanalizację deszczową wykonać osadniki o gł. 0,5 m, a w studniach kanalizacji sanitarnej kinety kierunkowe. Studnie zwieńczyć pokrywą betonową z otworem

włazowym. W jezdni montować pierścienie odciążające, włazy żeliwne typu ciężkiego 40T, poza jezdnią bez pierścieni odciążających, włazy żeliwne 25T usytuowane równo z powierzchnią terenu (drogi, chodnika lub pasa zieleni). Dno studzienki monolityczne. Konstrukcja studni musi zagwarantować jej szczelność. Podłączenia do króćców studni wykonać za pomocą złączek dwukielichowych lub z zastosowaniem uszczelki In-situ dostarczanych przez producenta studni lub poprzez spawanie ekstruzyjne.

Studzienki ściekowe wykonane jako strukturalne, niekarbowane, dwupłaszczyznowe z jednorodnego PEHD o średnicy Ø500 wykonać z osadnikiem głębokości 1,0 m. Rodzaj rusztu wpustowego zgodnie z oznaczeniami w części rysunkowej, stosować wpusty krawężnikowe i pełne klasy C250.

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

Należy przeprowadzać okresową kontrolę (dwa razy w roku) studni i wpustów deszczowych w celu opróżnienia osadników z zanieczyszczeń stałych i piasku, a także kontrolę separatora w celu stwierdzenia stopnia zużycia układu podczyszczającego.

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.

Wykonać przełączenia przyłączy istniejących. Włączenia do studni istniejących wykonać w tulejach szczelnych lub uszczelnić z zastosowaniem łańcuchów.

Należy wykonać regulację wysokościową do poziomu projektowanej niwelety włazów istniejących studni rewizyjnych.

Do systemu odwodnienia należy podłączyć:

- drenaż podkrawężnikowy w najniższych punktach niwelety
- drenaże z działek prywatnych (również te niezainwentaryzowane)
- wymianę dwóch wpustów na skrzyżowaniu z ul. Żółkiewskiego

Należy również wykonać odtworzenie nawierzchni asfaltowej ul. Stołecznej w pasie prowadzonych robót.

Rurociągi należy układać:

- Na starannie przygotowanym podłożu, poprzez wyrównanie dna, oczyszczenie z kamieni, odwodnienie wykopu.
- Na podkładzie z piasku lub pospółki o grubości 20 cm,
- Pod studnie wykonać podkład 20,0 cm z chudego betonu.
- W przypadku stwierdzenia występowania w poziomie posadowienia rur i studni niekorzystnych warunków gruntowych wykonać materac wzmacniający podłoże
- Materac z kruszywa: geotkanina polipropylenowa o gramaturze min. 190 g/m², wytrzymałości na rozciąganie min. 13,1 kN/m z ciągłych włókien zgrzewanych termicznie; wypełnienie tłuczniem płukany o uziarnieniu do 30 mm

5.3 Wykonanie sieci wodociągowej

Wykonać wymianę hydrantów ppoż. z nadziemnych na podziemne.

W celu zapewnienia wody do celów ppoż. zastosować hydranty podziemne DN80 z zabezpieczeniem przed złamaniem i możliwością całkowitego opróżnienia kolumny z wody (głowice wykonane z żeliwa sferoidalnego GGG400, zamknięcie kulowe, kolumna wykonana ze stali szlachetnej, wszystkie części zewnętrzne wykonane z materiałów odpornych na korozję, wrzeciono wykonane ze stali nierdzewnej z walcowym polerowanym gwintem, wrzeciono uszczelnione uszczelkami typu „oring”, zabezpieczenie antykorozyjne zgodnie z zaleceniami znaku jakości RAL). Stosować skrzynki do zasuw typu dużego.

Stosować zasuw kołnierzowe z żeliwa sferoidalnego sieciowe PN16 z uszczelnieniem miękkim z obudową i skrzynką uliczną. Wrzeciono zasuw wykonane ze stali nierdzewnej, klin z żeliwa sferoidalnego, całkowicie pokryty powłoką z EPDM. Na trzpieniu zasuw w poziomie terenu zamontować skrzynki żeliwne uliczne z kolumną teleskopową. Skrzynki uliczne zasuw umocnić betonem lub kamieniem, a miejsca ich lokalizacji oznakować tabliczkami umieszczonymi na punktach stałych lub słupkach stalowych.

Należy wykonać regulację wysokościową do poziomu projektowanej niwelety skrzynki zasuw ulicznych stosując pierścienie dystansowe z poliuretanu.

UWAGA: Przed rozpoczęciem prac powiadomić gestora sieci i wszystkie roboty prowadzić pod nadzorem ich przedstawiciela. Wszystkie niezainwentaryzowane przewody odkryte podczas robót traktować jako czynne. Decyzje o ich ewentualnym demontażu lub przełączeniu podejmuje Inspektor Nadzoru.

Powiadomić mieszkańców z 14 dniowym wyprzedzeniem o przewidywanych terminach i okresach przerw w dostawach wody.

Wyłączenie czynnych rurociągów i przełączenie nowych sieci powinno nastąpić po wykonaniu robót montażowych, także po wykonaniu próby hydraulicznej na ciśnienie zgodnie z normą PN-81/B-10725 oraz BN-82/9192-06, a po uzyskaniu pozytywnego wyniku próby szczelności rurociągu należy poddać dezynfekcji i płukaniu wodą celem uzyskania pozytywnego wyniku analizy bakteriologicznej.

Dopiero po zakończeniu w/w czynności należy zlecić PWiK sp. z o.o w Piasecznie procedurę przełączenia sieci.

6. ROBOTY ZIEMNE

Wykopy otwarte pod komory przewiertowe oraz rurociągi kanalizacji deszczowej należy wykonać mechanicznie koparką podsiębierną, a także ręcznie w pobliżu istniejącego uzbrojenia jako wykopy wąskoprzestrzenne umocnione. Wykonać pełną wymianę gruntu.

Rurociągi układać na podsypce piaskowej grubości minimum 20 cm. Maksymalne uziarnienie podsypki 20 mm. 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. 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.

Osiągnąć stopień zagęszczenia zgodnie z SST.

UWAGI:

1. Na istniejących kablach energetycznych i telekomunikacyjnych w miejscach skrzyżowań z projektowaną siecią kan. deszczowej należy zamontować rury osłonowe
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 kanalizacji deszczowej 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 „Wytycznymi 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. części graficznej opracowania.

Opracował

mgr inż. Bartosz Szewczyk

B. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. 1.0	Plan orientacyjny	1:2500
Rys. 2.1-2.2	Plan sytuacyjny	1:500
Rys. 3.1-3.5	Profil podłużny kanalizacji deszczowej	1:100/500
Rys. 4.1-4.3	Profil podłużny kanalizacji sanitarnej	1:100/500
Rys. 5.0	Wylot brzegowy	1:50
Szczegóły wykonawcze		