

SPIS TREŚCI:

1. WSTĘP	2
1.1. Podstawa opracowania	2
1.2. Cel i zakres opracowania	2
1.3. Materiały wyjściowe i przepisy prawne	2
2. CHARAKTERYSTYKA HYDROLOGICZNA ZLEWNI	4
2.1. Informacja o pomiarach hydrologicznych	4
2.2. Zlewnia wód opadowych i przekroje obliczeniowe	4
2.3. Obliczenia hydrologiczne	5
2.3.1. Informacje o danych wyjściowych	5
2.3.2. Przepływy maksymalne	7
2.4. Wartości przyjęte	17
2.5. Przepływy miarodajne	17
3. OBLICZENIA HYDRAULICZNE	18
3.1. Rów Topór.....	18
3.2. Przepusty na rowie R-J w km 1+750 i 2+130.....	20
4. WNIOSKI	21

1. WSTĘP

1.1. Podstawa opracowania

Niniejszy operat hydrologiczno-hydrauliczny stanowi załącznik na odprowadzenie ścieków do rowu melioracyjnego z projektowanej oczyszczalni, położonej w obrębie wsi Piecowice, gm. Długołęka. Został on opracowany na zlecenie firmy CMM PPU Andrzej Czarkowski, z/s w Kobierzycach, która opracowuje koncepcję budowy oczyszczalni ścieków dla gminy Długołęka pn. „Koncepcja centralnej oczyszczalni ścieków w m. Piecowice na dz. nr ew. 113obręb Piecowice”.

1.2. Cel i zakres opracowania

Opracowanie niniejsze stanowi dokumentację związaną dla opracowanej koncepcji rozwiązań technicznych polegającej na wykonaniu koncepcji programowo przestrzennej budowy oczyszczalni ścieków dla gminy Długołęka w Piecowicach służącej do oczyszczania ścieków socjalno-bytowych.

Celem opracowania jest określenie możliwości odbioru oczyszczonych ścieków przez odbiornik tj. rów melioracyjny będący dopływem cieku Topór, wielkości zrzutu wód opadowych z istniejącej kanalizacji w zlewni rowu, zrzutu i odbioru wód z własnej zlewni, rodzaju urządzeń służących do ich odprowadzenia, jak również określenie warunków odbioru wód deszczowych oraz sprawdzenie zabezpieczenia przeciwpowodziowego przyległych działek, stąd zawarto w nim dane dotyczące:

- ilości wód deszczowych pochodzących z projektowanej oczyszczalni ścieków;
- ilość wód deszczowych wg wydanych decyzji wodnoprawnych;
- obliczenia hydrologiczne rowu melioracyjnego dla zlewni naturalnej w przekroju obliczeniowym zrzutu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni w km 2+220;
- bilans wód deszczowych dla zlewni projektowanej w przekroju obliczeniowym zrzutu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni w km 2+220;

Ustawa Prawo Wodne z dnia 20 lipca 2017r, DU z dn. 23 sierpnia 2017 poz. 1566 w art. 389 pkt 2 i 6 oraz wg art. 388.ust.1określa, że na wykonanie urządzeń wodnych takich jak wyloty urządzeń kanalizacyjnych służących do wprowadzania ścieków do wód, do ziemi lub do urządzeń wodnych oprócz uzgodnień z zainteresowanymi, należy uzyskać zgodę wodnoprawną. Podstawą do udzielenia zgody wodnoprawnej musi być między innymi specjalistyczne opracowanie, określające wpływ projektowanego obiektu na warunki przepływu wód oraz ocena zagrożenia powodziowego terenów doliny poniżej projektowanego zrzutu ścieków.

1.3. Materiały wyjściowe i przepisy prawne

W opracowaniu wykorzystano następujące materiały:

- [1] Mapa pogładowa 1:10000 oraz 1:50000;
- [2] Szkic sytuacyjny 1:500;
- [3] Wyniki rozpoznania terenowego, wizji lokalnych i uzgodnień;

- [4] Wyniki obliczeń ilości ścieków zawarte w „Koncepcji oczyszczalni ścieków w Piecowicach” opracowane przez autorów koncepcji;
- [5] Wydane decyzje wodnoprawne na wprowadzenie ścieków z terenu zlewni, w oparciu o operaty wodnoprawne (wyciąg danych).
- [6] Warunki odprowadzenia wód deszczowych do rowu R-J;
- oraz przepisy prawne:
- [7] Ustawa Prawo Wodne z dnia 20 lipca 2017r., Dz.U. z dn. 23 sierpnia 2017 poz. 1566 ;
- [8] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie z późniejszymi zmianami;
- [9] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego, (Dz. U. z dnia 16 grudnia poz. 1800);
- [10] Ustawa Prawo Ochrony Środowiska z dnia 27 kwietnia 2001 r., (Dz. U. z 2006 r. Nr 129, poz. 902 z późniejszymi zmianami),
- [11] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 20 grudnia 2005 r. w sprawie opłat za korzystanie ze środowiska, (Dz. U. Nr 260, poz. 2176 z późniejszymi zmianami).

2. DANE HYDROLOGICZNE ZLEWNI

2.1. Informacja o pomiarach hydrologicznych

Rów R-J jest lewostronnym dopływem cieką Topór, a ten z kolei lewostronnym dopływem rzeki Dobra. Rów R-J wpada do cieką Topór dwoma odnogami, obie na wschód od m. Długołęka. Jeden na wschód, drugi na zachód od wsi Kamień. W przekroju ujściowym posiada on zlewnię około 5 km². Na północny-zachód od zlewni rowu położona jest siedziba gminy Długołęka. Po zachodniej stronie zlewni położona jest wieś Piecowice, natomiast na południe od zlewni leży wieś Brzezia Łąka i Pietrzykowie.

Cała zlewnia rowu jest niezabudowana. W przekroju drogi łączącej miejscowości Kiełczów-Piecowice-Radków powierzchnia zlewni wynosi 2,3 km². Natomiast w przekroju drogi gruntowej do której przylega działka nr 113, na której projektuje się oczyszczalnię ścieków powierzchnia zlewni wynosi ok. 1,9 km².

Źródła rowu znajdują się na wysokości około 142,3 m n.p.m. i usytuowane są w rejonie miejscowości Brzezia Łąka. Rów obecnie w większości posiada zlewnię rolniczą użytkowaną jako grunty orne. Charakteryzuje się wydłużonym kształtem zlewni i niewielkim zalesieniem w postaci niezależnych enklaw zalesionych. Natomiast w planach zagospodarowania przestrzennego oraz w studium uwarunkowań zabudowy gm. Koberzyce teren zlewni potoku Topór oraz rowu R-J częściowo obejmuje strefa aktywności gospodarczej m.in. polegającej na planowanej budowie centralnej oczyszczalni ścieków. Wyznaczone strefy aktywności gospodarczej w przyszłości zmienią charakter zlewni z rolniczej na przemysłowo-usługową oraz mieszkaniową.

Zlewnia rowu R-J w przekroju zrzutu ścieków z oczyszczalni tj. około km 2,22 oraz w przekrojach przepustów na drogach krzyżujących się poniżej w przekrojach obliczeniowych PI i PII będzie poddana szczególnej analizie hydrologicznej i hydraulicznej. Jest ona tzw. zlewnią niekontrolowaną pod względem hydrologicznym. Oznacza to, że na obszarze zlewni nie ma posterunków wodowskazowych, na których prowadzi się standardowe pomiary hydrologiczne (pomiary stanów i przepływów), których wyniki umożliwiają obliczenie przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia. W

związku z tym, określenie charakterystycznych przepływów w odpowiednich przekrojach obliczeniowych może być obliczone metodami pośrednimi. W niniejszym opracowaniu wykorzystano wzory W. Błaszczyka oraz J. Wołoszyna.

2.2. Zlewnia wód opadowych i przekroje obliczeniowe

Projekt oczyszczalni przewiduje oczyszczenie ścieków i po oczyszczeniu odprowadzenie ich system urządzeń do rowu R-J.

W miejscu zrzutu do rowu, tj. w km rowu ok. 2+220 na południe od drogi asfaltowej Kielczów-Piecowice-Radków oraz od odchodzącej od niej również na południe drogi gruntowej, zostały zbilansowane wszystkie wody deszczowe pochodzące z całej zlewni rowu oraz zrzuty wód deszczowych oraz ścieki z terenu projektowanej oczyszczalni.

Dobór przekroju wymagającego wykonania obliczeń hydrologicznych uwarunkowano wymaganiami administratora cieku, naturalną budową zlewni oraz lokalizacją miejsca zrzutu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni tj. z terenu inwestycji.

Przekrój obliczeniowy PII w km 2+130 zlokalizowano na rowie R-J, 90 m poniżej wylotu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni oraz wylotu wód deszczowych pochodzących z odwadnianego terenu oczyszczalni (część dz. nr 113), a więc w pobliżu projektowanego wylotu ścieków. W tym miejscu wymagane jest również wykonanie analizy przepustowości rowu.

Przekrojem obliczeniowym PI (km 1+750) rowu PI, dla którego również został wykonany bilans wód deszczowych jest wylot z przepustu drogowego położonego w/c drogi asfaltowej Kielczów-Piecowice-Radków.

Lokalizacja hydrologiczna przekrojów obliczeniowych jest następująca:

➤ Rów R-J

Przekrój I - km 1+750 - wylot przepustu na rowie R-J w/c drogi Kielczów-Piecowice-Radków
- powierzchnia zlewni $F_I = 2,304 \text{ km}^2 = 230,4 \text{ ha}$;

Przekrój II - km 2+130 – wylot przepustu w/c drogi gruntowej miarodajny dla wylotu ścieków (90 m poniżej wylotu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni km 2+220)
- powierzchnia zlewni $F_{II} = 1,897 \text{ km}^2 = 189,7 \text{ ha}$;

➤ powierzchnia części działki nr 113 objętej zabudową oczyszczalni, z odwodnieniem terenu zabudowy działki nr 113 tj. powierzchni dróg i dachów przy pomocy sieci kanalizacji deszczowej i zrzutem DN800mm do rowu R-J, jest następująca:

- odwodnienie terenu zabudowy dz. nr 113 obręb Piecowice $F = 50\,000 \text{ m}^2 = 5,0 \text{ ha}$, w tym:
 - powierzchnia zabudowy (dachy) $F_1 = 10\,000 \text{ m}^2 = 1,0 \text{ ha}$,
 - powierzchnie utwardzone (drogi, chodniki, place) $F_2 = 5\,000 \text{ m}^2 = 0,5 \text{ ha}$,
 - tereny zielone $F_3 = 35\,000 \text{ m}^2 = 3,5 \text{ ha}$.

Niniejsza koncepcja nie przewiduje zmian zagospodarowania pozostałej powierzchni terenu działki nr 113.

2.3. Obliczenie ilości wód deszczowych

Obliczenia hydrologiczne w zlewni wykonano dla wybranych przekrojów obliczeniowych i następujących zlewni hydrologicznych:

- zlewni z zabudową naturalną, obecną oraz realizowaną w oparciu o wydane decyzje wodnoprawne,
- zlewni z zabudową jw. oraz z zabudową zlewni projektowaną tj. objętą inwestycją „Centralna oczyszczalni ścieków m. Piecowice na dz. nr 113 obręb Piecowice”.

2.3.1. Informacje o danych wyjściowych

Formowanie się przepływu na badanej zlewni rowu R-J zależne jest od parametrów zlewni takich jak: lokalne warunki topograficzne, hydrograficzne i geologiczne oraz od gospodarczej działalności człowieka zmieniającej naturalny reżim cieków (zbiorniki retencyjne, kanalizacja, zmiana użytkowania obszarów itp.). Ważnym elementem jest również przestrzenny rozkład opadów w zlewni oraz dla małych zlewni jej kształt i spadki terenu wpływające na wysokość współczynnika opóźnienia.

Zagadnienie obliczenia przepływów deszczowych dla zwymiarowania wylotu ścieków, koryta otwartego cieku, obiektów komunikacyjnych itp. sprowadza się do wyznaczenia:

- deszczu miarodajnego i jego natężenia w celu określenia ilości opadu przypadającego na powierzchnię zlewni,
- współczynnika spływu w celu określenia, jaka część opadu spłynie do odbiornika,
- maksymalnego obliczeniowego przepływu, potrzebnego do sprawdzenia światła i warunków pracy budowli komunikacyjnych oraz ochrony przeciwpowodziowej terenów przyległych.

Obliczenia hydrologiczne wielkich wód wykonano dwuwariantowo:

Wariant I

Obliczenia przeprowadzono podstawowym wzorem do obliczania maksymalnego przepływu dla sieci kanalizacyjnej wg W. Błaszczyka:

$$Q = \varphi \times \psi \times q \times F \text{ [l/s]}$$

gdzie:

q - natężenie deszczu miarodajnego w [l/s ha], $q = \frac{A}{t^{0,667}}$;

F - powierzchnia zlewni w [ha];

φ - współczynnik opóźnienia odpływu, $\frac{1}{\sqrt[2]{F}}$

ψ - współczynnik spływu zależny od rodzaju powierzchni;

Metoda ta określa związek między natężeniem deszczu a czasem jego trwania. Jak również między natężeniem deszczu i wielkością zlewni.

Wariant II

Obliczenia przeprowadzono metodą empiryczną na podstawie wzoru J. Wołoszyna umożliwiającego obliczenie przepływów o zadanym prawdopodobieństwie przekroczenia p%, dla zlewni przy braku obserwacji hydrometrycznych, stosowany i sprawdzony dla zlewni

cieków Dolnego Śląska. Wartość prawdopodobieństwa p%, przyjmuje się w zależności od klasy drogi lub terenu i rodzaju obiektu wg obowiązującego rozporządzenia [8].

Spływ jednostkowy wynosi:

$$q_p = \frac{0,278 \times J_p \times T \times \alpha}{t_k} \times \frac{1}{m + n \times m} \times \Psi$$

gdzie:

q_p - spływ jednostkowy wielkiej wody o prawdopodobieństwie p%, [m^3/s];

J_p - natężenie deszczu nawalnego o prawdopodobieństwie p% [mm/min.];

T - czas trwania deszczu, [min.], wg wzoru Sokołowskiego;

$$T = 60(t_k + 1)^{-0,2} \times t_k$$

φ - współczynnik spływu, zależny od topografii zlewni, wartość jego dla płaszczyzn przyjęto $\varphi = 0,25$;

t_k - czas koncentracji fali, [godz.]; $t_k = \frac{L}{3,6 \times V}$

n - wielokrotność czasu koncentracji w czasie opadania wezbrania. Jest to liczba niemianowana o wartości zależnej od wielkości zlewni, $n = 3 \div 6$, przyjęto 5 ;

m - współczynnik smukłości fali, $m = 1/3$ lub $2/3$, przyjęto $2/3$;

ψ - współczynnik nierównomierności rozłożenia deszczu w zlewni;

$$\psi = \sqrt[12]{\frac{1}{F}}$$

P - średni opad w zlewni.

Wg **wzoru I** – dla zlewni kanalizowanej, wykonano obliczenia dla rowu w/w przekrojach obliczeniowym, zarówno dla zlewni naturalnej – obecnej jak i po uwzględnieniu projektowanej oczyszczalni.

Wg **wzoru II** – dla zlewni naturalnej - obecnej z założonym zwiększonym współczynnikiem spływu.

2.3.2. Przepływy maksymalne

W a r i a n t I - obliczenia wg wzorów Błaszczyka:

Dane do wzoru opracowano dla przekrojów obliczeniowych rowu R-J - PI w km 1+750, oraz PII w km 2+130 .

Dotyczy to w szczególności:

- powierzchni zlewni cząstkowych z podziałem na pokrycie: dachy, drogi i parkingi, zieleni lub zabudowę zwartą, oraz ogrody i łąki, lasy oraz grunty orne;
- natężenia deszczu dla częstotliwości występowania deszczu $p = 50,20$ i 10% (raz na 2, 5 i 10 lat) oraz $p = 1\%$ i 2% (raz na 100 i 50 lat);

- czas trwania deszczu $t=15$ i 30 min jest wartością stałą;
- wartość parametru $A=804$ określono odpowiednio dla średniego opadu rocznego $P=580$ mm tj. < 800 mm, na podstawie stacji opadowej Wrocław – Strachowice. Obliczenia przepustowości cieków wykonano dla niekorzystnych warunków: w dużych miastach, dla kolektorów i kanałów w głównych ulicach o trwałych nawierzchniach, przy prawdopodobieństwie występowania deszczu $p=20\%$, $c=5$ lat (raz na 5 lat), dla czasu koncentracji terenowej $t_k = 2$ min i dla czasu trwania deszczu $t = 15$ i 30 min. Powyższe warunki przyjęto z dużą ostrożnością, mając na uwadze warunki zabudowy w perspektywie.

Warunki przyjęte do obliczeń, są zgodne lub często bardziej niekorzystne od przyjętych w operatach wodnoprawnych wykonanych dla poszczególnych inwestycji na terenie m. Długoleka i innych osiedli w zlewni cieków Topór.

Przeptywy o prawdopodobieństwie $p=1\%$ i 2% mogą posłużyć do wyznaczenia wymiarów obiektów komunikacyjnych.

Przeptywy o prawdopodobieństwie $p=10, 20, 50\%$ służą również do określenia stopnia ochrony terenów przyległych do odbiornika wód powierzchniowych.

Przeptywy o $p=10,20$ i 50% obliczono dla czasu trwania deszczu $t=15$ min, natomiast dla $p=1$ i 2% dla $t=30$ min.

- dla zlewni wydłużonych, lecz przy mniejszych spadkach $n=4$, lub $n=6$ w warunkach przeciętnych stąd,

- współczynnik opóźnienia $\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$ dla $n=4$ lub 6 , przyjęto $n=6$
- współczynnik spływu dla istniejącego i projektowanego zagospodarowania terenu:
 - zabudowa bardzo zwarta mieszkaniowa (stare dzielnice) lub przemysłowa $\psi_1 = 0,7$
 - zabudowa zwarta $\psi_2 = 0,5$
 - zabudowa luźna i willowa oraz pokrycia $\psi_3 = 0,30 \div 0,25$
 - dachy $\psi_4 = 0,95$
 - drogi i parkingi $\psi_5 = 0,90-0,20$
 - zielen, łąki, parki i tereny zadrzewione $\psi_6 = 0,1$
 - grunty orne, ogrody $\psi_7 = 0,05$
 - lasy $\psi_8 = 0,02$

ψ_{sr} - średnio ważony współczynnik spływu dla poszczególnych przekrojów obliczeniowych oraz całej zlewni

- q - natężenie deszczu miarodajnego w [l/s ha], $q = \frac{A}{t^{0,667}} = 97,3$ l/s ha – dla $p=50\%$;
 - $q = 132,1$ l/s ha – dla $p=20\%$;
 - $q = 166,4$ l/s ha – dla $p=10\%$;
 - $q = 177,3$ l/s ha – dla $p=2\%$;
 - $q = 223,3$ l/s ha – dla $p=1\%$;
- F - powierzchnia zlewni w [ha];

Niniejsze obliczenia, obejmują wartości przepływów dla zlewni cieków, które zbilansowane są w przekrojach obliczeniowych wybranych stosownie do istniejącej zabudowy.

a/ Zrzuty ścieków po oczyszczeniu w oczyszczalni na działce nr 113 w Piecowicach, są następujące:

Wartości zrzutów podaje się w oparciu o obecnie wykonaną obecnie „Koncepcję centralnej oczyszczalni ścieków w m. Piecowice na dz. o nr ewidencyjnym 113, obręb Piecowice”.

Są one następujące:

➤ **wg obecnie wykonanej koncepcji modernizacji i rozbudowy oczyszczalni ścieków w Pelczycach:**

1) ścieki komunalne

I etap budowy

$$Q_{\text{sr h}} = 90 \text{ l/s,}$$

$$Q_{\text{max h}} = 165,0 \text{ l/s,}$$

II etap budowy

$$Q_{\text{sr h}} = 174 \text{ l/s,}$$

$$Q_{\text{max h}} = 300 \text{ l/s,}$$

2) ścieki deszczowe – dla powierzchni zabudowy części działki nr 113 obręb Piecowice przeznaczonej pod budowę oczyszczalni o powierzchni $F=5$ ha wg opracowywanej koncepcji:

W oparciu o planowaną zabudowę terenu projektowanej oczyszczalni:

- powierzchnia zabudowy (dachy) $F_1 = 10\,000\text{m}^2 = 1,0 \text{ ha}$, $\psi=0,90$;
- powierzchnie utwardzone (drogi, chodniki, place) $F_2 = 5\,000\text{m}^2 = 0,5 \text{ ha}$, $\psi_{\text{sr}}=0,60$;
- tereny zielone $F_3=35\,000 \text{ m}^2 = 3,5 \text{ ha}$, $\psi=0,10$;
- wartość średnia współczynnika spływu dla projektowanej zabudowy oczyszczalni wynosi $\psi_{\text{sr}}=0,0,3100$;
- wsp. opóźnienia dla powierzchni $5,0 \text{ ha}$ przyjęto $\phi=0,76$, wg literatury, dokonano przeliczenia ilości wód deszczowych dla pojawiania się deszczu o zadanym prawdopodobieństwie $p\%$:

- obliczenie wartości zrzutu wód deszczowych $Q_{p\%}$:

$$Q_{50\%} = 0,76 \times 0,3100 \times 97,3 \times 5,0 = 114,6 \text{ l/s;}$$

$$Q_{20\%} = 0,76 \times 0,3100 \times 132,1 \times 5,0 = 155,6 \text{ l/s;}$$

$$Q_{10\%} = 0,76 \times 0,3100 \times 166,4 \times 5,0 = 196,0 \text{ l/s;}$$

$$Q_{2\%} = 0,76 \times 0,3100 \times 177,3 \times 5,0 = 208,9 \text{ l/s;}$$

$$Q_{1\%} = 0,76 \times 0,3100 \times 223,3 \times 5,0 = 263,0 \text{ l/s;}$$

Łącznie dla oczyszczalni ścieków w Pelczycach - odpływ wód deszczowych z terenu oczyszczalni, przyjmuje się w wysokości $Q_{50\%} = 114,6 \text{ l/s}$.

b/ Zrzuty wód opadowych wg wydanych decyzji wodnoprawnych

Na obszarze zlewni rowu R-J do przekroju obliczeniowego miarodajnego dla wylotu ścieków z projektowanej oczyszczalni nie stwierdzono wydanych decyzji wodnoprawnych dotyczących zrzutu wód deszczowych oraz innych ścieków

c/ Przepływy obliczeniowe dla zlewni rowu R-J z dotychczasową zabudową i zabudową projektowaną na działce nr 113 objętej budową oczyszczalni ścieków, są następujące:

Bilans wód deszczowych dla rowu R-J przekroju P I (w/c drogi Kiełczów- Piecowice – Radków) oraz PII km 2+130 – wylot przepustu w/c drogi gruntowej miarodajny dla wylotu ścieków (90 m poniżej wylotu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni km 2+220) dla zlewni z dotychczasową zabudową oraz po wybudowaniu oczyszczalni, zamieszczono w poniższych tabelach, w szczególności są to:

➤ Rów R-J

- dla zlewni z zabudową obecną tabela 1;
- dla zlewni jw. oraz z uwzględnieniem zwiększonych zrzutów z projektowanej oczyszczalni ścieków komunalnych w Piecowicach, gm. Długoleka; tabela 2;

W tabelach tych zestawiono wyniki obliczeń hydrologicznych bilansujących wszystkie wody opadowe. Tabele zawierają również podział na powierzchnie o różnym zagospodarowaniu w odniesieniu do istniejącej i projektowanej zabudowy. Obliczenia wykonane są w dwóch wariantach wg W. Błaszczyka i wg J. Wołoszyna.

Obejmują one :

- wszystkie zrzuty wód opadowych wg istniejącej zabudowy oraz wydanych decyzji wodnoprawnych w oparciu o operaty wodnoprawne [5],
- zrzuty oczyszczonych ścieków komunalnych dla stanu obecnego oraz z uwzględnieniem zwiększonych zrzutów po wybudowaniu oczyszczalni ścieków,
- wody z terenu istniejącej starej zabudowy: tereny zabudowy mieszkaniowej, drogi itp.,
- tereny niezabudowane: lasy, łąki, grunty orne, ogrody.

RÓW R-J (dopływ Pot. Topór)

BILANS WÓD DLA ZLEWNI Z ZABUDOWĄ NATURALNĄ OBECNĄ
obliczone metodą W. Błaszczyka

Tabela 1

PRZEKRÓJ OBLICZENIOWY	POWIERZCHNIA ZLEWNI CZĄSTKOWYCH F_N [ha]										CAŁKOWITA POW. ZLEWNI W PRZEKROJU ΣF_N [ha]	ŚREDNIO WAŻONY WSP. SPŁYWU Ψ_{sr}	WSP. OPÓŹNI ENIA $\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F_N}}$	$q = \frac{A}{t^{0.667}}$ [l/s×ha] t=30 i 15 min C=100 - 1% C=50 - 2% C=10 - 10% C=5 - 20% C=2 - 50%	Q [l/s]
	DACHY $\psi = 0,90$	DROGI, PARKINGI , PLACE, DOJAZDY, DOJŚCIA $\psi = 0,90$	ZIELEŃ, ŁAKI, PARKI, $\psi = 0,10$	DROGI GRUN. $\psi = 0,15$	GRUNTY ORNE, OGRODY $\psi = 0,05$	LASY $\psi = 0,02$	ZABUD. PROD- USŁUGO WA $\psi = 0,66$	ZABUD LUŻNA $\psi = 0,30$	ZABUD WIL- LOWĄ $\psi = 0,25$	ZBIOR NIKI i STAW Y $\psi = 0,25$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
PRZEKRÓJ P II km 2+130, w tym: - cała zlewnia w Przekroju PII RAZEM	- - -	- - 0,315	3,6 3,6 3,81	1,3360 1,3360 1,8620	176,2540 176,2540 201,2030	8,51 8,51 23,21	- - -	- - -	- - -	189,7 189,7 230,4	0,05037 0,05037 0,0498	0,410 0,410 0,403	223,3 177,3 166,4 132,1 97,3	874,8 694,6 651,9 517,5 381,2	
PRZEKRÓJ P I km 1+750, w tym: - przekrój P II km2+130 - pozostała zlewnia RAZEM	- - -	- 0,315 0,315	3,6 0,21 3,81	1,3360 0,5260 1,8620	176,2540 24,9490 201,2030	8,51 14,7 23,21	- - -	- - -	- - -	189,7 40,7 230,4	0,05037 0,0473 0,0498	0,403 0,403 0,403	223,3 177,3 166,4 132,1 97,3	1032,5 819,8 769,4 610,8 449,9	

RÓW R-J (dopływ pot. Topór)

BILANS WÓD DLA ZLEWNI PO UWZGLĘDNIENIU ZRZUTÓW Z PROJEKTOWANEJ OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW obliczone metodą W. Błaszczyka

Tabela 2

PRZEKRÓJ OBLICZENIOWY	POWIERZCHNIA ZLEWNI CZĄSTKOWYCH F_N [ha]										CALKOWITA POW. ZLEWNI W PRZEKROJU ΣF_N [ha]	ŚREDNIO WAŻONY WSP. SPŁYWU Ψ_{sr}	WSP. OPÓŹNI ENIA $\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F_N}}$	$q = \frac{A}{t^{0,667}}$ [l/s×ha] t=30 i 15 min C=100 - 1% C=50 - 2% C=10 - 10% C=5 - 20% C=2 - 50%	Q [l/s]
	DACHY $\psi = 0,90$	DROGI, PARKINGI , PLACE, DOJAZDY, DOJŚCIA $\psi = 0,90$	ZIELEŃ, ŁAKI, PARKI, $\psi = 0,10$	DROGI GRUN. $\psi = 0,15$	GRUNTY ORNE, OGRODY $\psi = 0,05$	LASY $\psi = 0,02$	ZABUD. PROD- USŁUGO WA $\psi = 0,66$	ZABUD LUŻNA $\psi = 0,30$	ZABUD WIL- LOWĄ $\psi = 0,25$	ZBIOR NIKI i STAW Y $\psi = 0,25$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
PRZEKRÓJ P II km 2+130, w tym: - zlewnia projektowana; - pozostała zlewnia; RAZEM	1,0 -	0,5 -	3,5 3,6	- 1,336	- 171,254	- 8,51	- -	- -	- -	5,0 184,7	0,31 0,05032	0,760 0,450	223,3 177,3 166,4 132,1 97,3	993,4 788,8 740,3 587,7 432,9	
PRZEKRÓJ P I km 1+750 w tym: - przekrój P II km2+130 - pozostała zlewnia RAZEM	1,0 -	0,5 0,315	7,1 0,21	1,3360 0,5260	171,2540 24,9490	8,51 14,7	- -	- -	- -	189,7 40,7	0,0572 0,0473	0,403	223,3 177,3 166,4 132,1 97,3	1149,7 912,8 856,7 680,1 501,0	

Wyniki obliczeń dotyczą jedynie wielkości wód deszczowych jakie wynikają z zabudowy zlewni uwzględniającej również zabudowę projektowanej oczyszczalni. Dlatego też aby uwzględnić zrzuty ścieków oczyszczonych, z powodu ich dość regularnej zmienności, przede wszystkim w ciągu doby, najbardziej słuszne jest powiększenie ostatecznych wyników przepływów $Q_{p\%}$ o wartość zrzutów oczyszczonych ścieków w [l/s]. Uzyskane wyniki zamieszczono poniżej tabeli 3.

RÓW R-J (dopływ pot. Topór)

MAKSYMALNE ROCZNE PRZEPLYWY OBLICZENIOWE DLA ZLEWNI rowu R-J obliczone wg metody Wołoszyna

Tabela 3

CIEK	PRZEKRÓJ	km biegu cieku	p	F	i	Z	L	V	t _k	T	Q	Q/A
			[%]	[km ²]	[%]	[%]	[km]	[m/s]	[godz.]	[min.]	[m ³ /s]	[m ³ /s km ²]
Rów R-J	P II	2+130	1								1,23	0,646
			2								1,11	0,584
			10								0,832	0,439
			20								0,713	0,376
			50	1,897	0,897	4,5	2,2	0,53	1,153	59,3	0,556	0,293
Rów R-J	P I	1+750	1								1,49	0,646
			2								1,35	0,584
			10								1,01	0,439
			20								0,866	0,376
			50	2,304			4,2	0,59	1,977	95,4	0,675	0,293

UWAGA:

1/ Po uwzględnieniu opracowanej „Koncepcji centralnej oczyszczalni ścieków...” powiększa się wyniki obliczeń w tabeli 2 , PRZEKRÓJ I i II o dodatkowe zrzuty ścieków z oczyszczalni w ilości:

$$Q_{\max h} = 300 \text{ l/s} .$$

Ostania kolumna tabeli 2 w przekroju II uzyska następujące wartości miarodajne dla przekroju wylotów ścieków z oczyszczalni ścieków w Piecowicach:

PRZEKRÓJ II km 2+130

$$Q_{1\%} = 993,4 \text{ l/s} + 300,0 \text{ l/s} = 1293,4 \text{ l/s}$$

$$Q_{2\%} = 788,8 \text{ l/s} + 300,00 \text{ l/s} = 1088,8 \text{ l/s}$$

$$Q_{10\%} = 740,3 \text{ l/s} + 300 \text{ l/s} = 1040,3 \text{ l/s}$$

$$Q_{20\%} = 587,7 \text{ l/s} + 300 \text{ l/s} = 887,7 \text{ l/s}$$

$$Q_{50\%} = 432,9 \text{ l/s} + 300 \text{ l/s} = 732,9 \text{ l/s} .$$

Natomiast w przekroju I po uwzględnieniu zrzutów z oczyszczalni:

PRZEKRÓJ I km1+750

$$Q_{1\%} = 1149,7 + 300,0 \text{ l/s} = 1449,7 \text{ l/s}$$

$$Q_{2\%} = 912,8 + 300,0 \text{ l/s} = 1212,8 \text{ l/s}$$

$$Q_{10\%} = 856,7 + 300,0 \text{ l/s} = 1156,7 \text{ l/s}$$

$$Q_{20\%} = 680,1 + 300,0 \text{ l/s} = 980,1 \text{ l/s}$$

$$Q_{50\%} = 501,0 + 300,0 \text{ l/s} = 801,0 \text{ l/s}.$$

2.4. Wartości przyjęte

Porównując uzyskane wyniki wg I i II wariantu obliczeń, należy stwierdzić ich dużą zbieżność. Dla przekroju obliczeniowego przepływy o prawdopodobieństwie $p=1-50\%$ są bardzo zbliżone. Różnice mieszczą się w granicach błędu $\pm 15-20\%$. Dla metod opartych na wzorach empirycznych możliwe są różnice do 30%, a nawet większe. Oczywiście analizie porównawczej poddano wyniki wg metody Błaszczyka z przepływami uzyskanymi wg metody Wołoszyna o prawdopodobieństwie pojawiania się $p=2\%$, 50 i 20% tj. zdarzające się raz na 50 i raz na 2 i 5 lat.

W naszym przypadku, wygodniejsze jest przyjęcie przepływów miarodajnych obliczonych metodą wzorów empirycznych W. Błaszczyka.. Uwzględnia ona objęte kanalizacją tereny zagospodarowane lub projektowane do zabudowy np. przez inwestycje drogowe, jak również projektowaną w zlewni zabudowę działek. Uzyskane wyniki

porównywalne są również z wartościami przepływów, które przyjęte zostały jako miarodajne do budowy urządzeń wodnych przebudowywanych dróg np. Autostradowej Obwodnicy Wrocławia oraz drogi wojewódzkiej Bielany - Łany - Długoleka [8].

Metoda oparta na wzorach Błaszczyka, daje porównywalne wyniki do uzyskanych wzorami Wołoszyna przepływów dla zlewni naturalnej, natomiast struktura wzorów Błaszczyka umożliwia wykonanie obliczeń w zlewniach zurbanizowanych i kanalizowanych o różnym stopniu zabudowy terenu. Uzyskane dzięki temu wyniki są bardziej wiarygodne.

Dlatego też w przypadku zlewni rowu R-J do sprawdzenia wymiarów koryta cieku, jak również budowli komunikacyjnych, w przypadku takiej potrzeby, należy przyjmować wartości przepływów uzyskane wzorami Błaszczyka.

2.5. Przepływy miarodajne

Wybór właściwych wyników hydrologicznych do dalszych opracowań projektowych czy obliczeń hydraulicznych przy sprawdzaniu przepustowości rowu czy budowli, przeprowadzono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie [8], tj. zgodnie z § 18 pkt 3 oraz § 40 punkt 2, który określa przepływ miarodajny do wymiarowania światła mostów i przepustów, jako przepływ o prawdopodobieństwie występowania $p = 1$ lub 2%. Natomiast w przypadku projektowania kanalizacji lub zarurowania odcinka rowu obowiązują nas przepisy takie jak dla projektowanej kanalizacji, a więc uzależnione od stopnia ochrony terenu przyległego.

Do wymiarowania koryta głównego cieków ze względu na równowagę dna, przyjmuje się przepływy wg wytycznych projektowania „Zabudowa potoków górskich”, w zależności od charakteru zagospodarowania terenów przybrzeżnych :

- dla dróg lokalnych o mniejszym znaczeniu, dróg gospodarczych oraz pojedynczych gospodarstw można przyjąć:
 - przepływ miarodajny $p = 20\%$
 - przepływ kontrolny $p = 10\%$.

Natomiast w przypadku projektowania kanalizacji lub zarurowania odcinka rowu obowiązują nas przepisy takie jak dla projektowanej kanalizacji, a więc uzależnione od stopnia ochrony terenu przyległego.

- dla kolektorów w głównych ulicach o trwałych nawierzchniach, kanałów bocznych przy silnych spadkach terenu ,
 - przepływ miarodajny $p = 20\%$,
- dla szczególnie niekorzystnych warunków (niecki o utrudnionym odpływie, głębokie piwnice) ,
 - przepływ miarodajny $p = 10\%$,
- dla rowów otwartych w obrębie miasta,
 - przepływ miarodajny $p = 10\%$.

Przyjęte przepływy wg metody Błaszczyka spełniają wszystkie powyższe warunki. Ich wartości są następujące:

Zlewnia z projektowaną modernizacją oczyszczalni ścieków w Piecowicach:

Rów R-J - przekrój II km 2+130 - w miejscu zrzutu oczyszczonych

ścieków komunalnych oraz zrzutu wód deszczowych z terenu oczyszczalni w Pełczycach,
- powierzchnia zlewni $F_{II} = 189,7$ ha;

- przepływy do wymiarowania parametrów rowu:
 $Q_m = Q_{20\%} = Q_{20\%} = 587,7 \text{ l/s} + 300 \text{ l/s} = 887,7 \text{ l/s} \cong 0,89 \text{ m}^3/\text{s}$, $p=20\%$;
- przepływy do wymiarowania budowli komunikacyjnych - przepustów :
 $Q_m = Q_{2\%} = 788,8 \text{ l/s} + 300,00 \text{ l/s} = 1088,8 \text{ l/s} \cong 1,09 \text{ m}^3/\text{s}$, $p=2\%$.

3. OBLICZENIA HYDRAULICZNE

Celem niniejszych obliczeń jest określenie warunków przepływu wielkiej wody w rowie R-J, dla istniejącego zakresu zabudowy działek położonych w zlewni rowu, w przekroju zrzutu ścieków oraz wód deszczowych z terenu projektowanej oczyszczalni ścieków w Piecowicach.

3.1. Rów R-J

Wychodząc z parametrów koryta rowu:

- szerokość dna $b = 0,8 \div 1,2$ m, przyjęto $b=1,0$ m;
- głębokość rowu $1,3 \div 1,7$ m,
- nachylenie skarp 1:1,5,
- $n=0,025$
- spadek wyrównany dna rowu :
 $I_{\text{wyr.}} = 3,06 \text{ ‰}$, przyjęto $3,0 \text{ ‰}$ na odcinku km 1+750 ÷ 2+469, $l=719$ m

Obliczono położenie zwierciadła wody, w profilu podłużnym rowu R-J na tym odcinku, otrzymując następujące wyniki.

Napełnienia dla poszczególnych przepływów wynoszą:

- dla wielkich wód wg wzorów Błaszczyka:
 - przekrój II km 2+130 - wylot przepustu w/c drogi gruntowej miarodajny dla wylotu ścieków (90 m poniżej wylotu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni km 2+220) W km 2+220 przyjęto zrzut ścieków z oczyszczalni oraz wód deszczowych z terenu zabudowy oczyszczalnią,

Powierzchnia zlewni w przekroju II wynosi $F_{II} = 286,2$ ha ;

$Q_{1\%} = 1293,4 \text{ l/s}$,	$I_{\text{wyr.}} = 3,0 \text{ ‰}$,	$h = 0,66 \text{ m}$,	$V = 0,966 \text{ m/s}$
$Q_{2\%} = 1088,8 \text{ l/s}$,	$I_{\text{wyr.}} = 3,0 \text{ ‰}$,	$h = 0,62 \text{ m}$,	$V = 0,94 \text{ m/s}$
$Q_{10\%} = 1040,3 \text{ l/s}$,	$I_{\text{wyr.}} = 3,0 \text{ ‰}$,	$h = 0,60 \text{ m}$,	$V = 0,92 \text{ m/s}$
$Q_{20\%} = 887,7 \text{ l/s}$,	$I_{\text{wyr.}} = 3,0 \text{ ‰}$,	$h = 0,55 \text{ m}$,	$V = 0,89 \text{ m/s}$
$Q_{50\%} = 732,9 \text{ l/s}$,	$I_{\text{wyr.}} = 3,0 \text{ ‰}$,	$h = 0,50 \text{ m}$,	$V = 0,85 \text{ m/s}$

Istniejący stan techniczny koryta rowu R-J pozwala na zrzut wód opadowych w ilości $Q_m = Q_{20\%} = 887,7$ l/s przy parametrach hydraulicznych rowu: $I_{wyr.} = 3,0$ ‰, $h = 0,55$ m, $V = 0,89$ m/s.

3.2. Przepusty na rowie R-J w km 1+750 oraz 2+130

1) Przepust rurowy D1000 w km 1+750

Sprawdzenie warunków pracy przepustu istniejącego w km1+750 :

Przepust zlokalizowany jest na skrzyżowaniu rowu R-J odbierającego ścieki z oczyszczalni ścieków w Piecowicach z drogą asfaltową Kielczów- Piecowice-Radków. Droga jest utwardzona, w obrębie przepustu położona na działce wydzielonej.

Parametry przepustu :

- przepust z rur o przekroju D 1000 mm,
- światło pionowe $h_p = 1,00$ m;
- b_{kr} - wg tabeli 3.3 [8] wartość $W_Q = 0,3863$, $b_{kr} = 0,8278$
- $F_p = 0,785$ m² ;
- długość przewodu $L_p = 9,3$ m;
- rzędna dna wlotu 128,95 m n.p.m.;
- rzędna wylotu dla 128,90 m n.p.m. ;
- współczynnik wydatku dla wlotu $m = 0,31$, $\mu = 0,65$, $\varepsilon = 0,79$;
- sprawdzenie długości przepustu $L_p < 20 h_p \Rightarrow 9,3\text{m} < 20 \times 1,0 = 20$ m warunek jest spełniony - przepust krótki;

a/ O b l i c z e n i a wg 3.2.3.1. [8] tj. przepust krótki o niezatopionym wlocie i wylocie:

- przepływ miarodajny $Q_{2\%} = 1,212$ m³/s $\approx 1,21$ m³/s, **przekrój II – km 1+750**;
- wysokość energii spiętrzonego strumienia na wlocie wg wzoru 3.12 [8]
 $H_o = [Q_m/m b_{kr} (2g)^{1/2}]^{2/3}$
- $W_Q = 0,3863$ – wartość $b_{kr} = 0,8278$ m [8]
- $m = 0,31$, $\varepsilon = 0,79$, $\mu = 0,65$

Zdolność przepustową przepustu $Q = 1,21$ m³/s można uzyskać przy $H_o = 1,06$ m oraz $H = 1,06 - 0,045 = 1,015$ m.

Schemat hydrauliczny dla przepustu krótkiego o niezatopionym wlocie jest prawidłowy.

Sprawdzenie warunku zatopienia wlotu i wylotu:

$$H \leq 1,2 h_p \Rightarrow 1,015 < 1,2 \times 1,0 = 1,2\text{m}$$

Przepust posiada światło wystarczające światło dla założonego schematu

hydraulicznego i warunków przepływu i pracuje w warunkach niezatopionego wlotu i wylotu.

2) Przepust rurowy D800 w km 2+130

Sprawdzenie warunków pracy przepustu istniejącego w km 2+130 :

Przepust zlokalizowany jest na skrzyżowaniu rowu R-J odbierającego ścieki z oczyszczalni ścieków w Piecowicach z drogą dojazdową do pól. Droga jest częściowo utwardzona, w obrębie przepustu położona na działce wydzielonej przylegającej do dz. nr 113.

Parametry przepustu :

- przepust z rur o przekroju D 800 mm,
- światło pionowe $h_p = 0,80$ m;
- b_{kr} - wg tabeli 3.3 [8] wartość $W_Q = 0,217$, $b_{kr} = 0,7706$
- $F_p = 0,5024$ m² ;
- długość przewodu $L_p = 10,25$ m;
- rzędna dna wlotu 130,41 m n.p.m.;
- rzędna wylotu dla 130,34 m n.p.m.;
- współczynnik wydatku dla wlotu $m = 0,31$, $\mu = 0,65$, $\varepsilon = 0,79$;
- sprawdzenie długości przepustu $L_p < 20 h_p \Rightarrow 10,25\text{m} < 20 \times 0,8 = 16$ m warunek jest spełniony - przepust krótki;

a/ O b l i c z e n i a wg 3.2.3.1. [8] tj. przepust krótki o niezatopionym wlocie i wylocie:

- przepływ miarodajny $Q_{2\%} = 1,09$ m³/s, **przekrój II – km 2+130**;
- wysokość energii spiętrzonego strumienia na wlocie wg wzoru 3.12 [8]
 $H_o = [Q_m/m b_{kr} (2g)^{1/2}]^{2/3}$
- $W_Q = 0,217$ – wartość $b_{kr} = 0,7706$ m [8]
- $m = 0,31$, $\varepsilon = 0,79$, $\mu = 0,65$

Zdolność przepustową przepustu $Q = 1,09$ m³/s można uzyskać przy $H_o = 1,02$ m oraz $H = 1,02 - 0,045 = 0,975$ m.

Schemat hydrauliczny dla przepustu krótkiego o niezatopionym wlocie jest prawidłowy.

Przy spiętrzeniu wody $\Delta h_{sp} = 0,975 - 0,62 = 0,335$ m przepust przepuszcza przepływ $Q = 1,09$ m³/s.

Sprawdzenie warunku zatopienia:

$H \leq 1,2 h_p \Rightarrow 0,975 < 1,2 \times 0,8 = 0,96$ m - warunek nie jest spełniony, przepust jest zatopiony.

Przepust dla założonego schematu posiada za małe. Pomimo, że woda nie wylewa się z koryta przepust po wybudowaniu oczyszczalni o docelowej wydajności należy przebudować.

b/ O b l i c z e n i a wg 3.2.5 [8] założono przepust krótki o zatopionym wlocie i niezatopionym wylocie całkowicie wypełniony;

- przepływ miarodajny $Q_{2\%} = 1,09$ m³/s;
- wysokość energii spiętrzonego strumienia na wlocie wg wzoru 3.21 [8]
 $H_o = \varepsilon h_p + Q_m^2 / (\mu F_p)^2 2g - i_p L_p = 4,402$ m - wartość nierealna do uzyskania;
- wysokość energii niemożliwa do uzyskanie, woda nie mieści się w korycie, przepływa ponad przepustem.

Przepust posiada światło za małe dla założonego schematu hydraulicznego i warunków przepływu.

Przepust ϕ 800 w km 2+130 posiada za małe światło i wymaga przebudowy.

Obliczenie optymalnych parametrów przepustu:

- Założono: - przepust krótki nie zatopiony, przepustowość wg wzoru: $Q=b_{kr} \sqrt{2g} H_0^{3/2}$;
- przepust o wymiarach : ramowy **1,0x1,0 m** lub kołowy **D1200 mm**;

4. WNIOSKI

- 1) Niniejsze opracowanie stanowi załącznik do „Koncepcja centralnej oczyszczalni ścieków w m. Piecowice na dz. nr ew. 113 obręb Piecowice”, gm. Długoleka. Zostało ono opracowane na zlecenie firmy CMM PPU Andrzej Czarkowski z/s w Kobierzycach, w celu ustalenia zakresu warunków odbioru ścieków i wód deszczowych przez rów melioracyjny R-J będący dopływem potoku Topór.
- 2) Miejsce zrzutu przewiduje się zarówno dla wód deszczowych jak i dla oczyszczonych ścieków komunalnych w km rowu ok. 2+220 tj. około 90 m w górę ciekłu, powyżej przekroju obliczeniowego P II. Miarodajnym przekrojem obliczeniowym, jest przekrój II w km 2+130.
- 3) Operat niniejszy zawiera obliczenia hydrologiczne zlewni, bilansujące wszystkie wody opadowe uchodzące obecnie do rowu R-J, tj. obliczenia wykonano dla:
 - zlewni wód deszczowych z zabudową istniejącą obecnie, tabela 1;
 - zlewni jw. oraz z projektowaną rozbudową oczyszczalni, tabela 2;
- 4) Wyniki obliczeń wód deszczowych uznane za przyjęte do dalszych ustaleń i obliczeń zawierają tabele 1 i 2. Dotyczą one obliczeń jedynie wielkości wód deszczowych jakie wynikają z zabudowy zlewni uwzględniającej również zabudowę projektowanej oczyszczalni. Dlatego też aby uwzględnić zrzuty ścieków oczyszczonych, z powodu ich dość regularnej zmienności, przede wszystkim w ciągu doby, najbardziej słuszne jest powiększenie ostatecznych wyników przepływów $Q_{p\%}$ o wartość zrzutów oczyszczonych ścieków w [l/s]. Uzyskane wyniki zamieszczono poniżej tabeli 3 na stronie 13
- 5) Jako miarodajne do sprawdzenia przepustowości koryta rowu oraz budowli komunikacyjnych przyjmuje się wartości uzyskane wg metody Błaszczyka. Są one następujące:

Rów R-J - **przekrój II km 2+130** – przekrój miarodajny dla wylotu ścieków (położony 90 m poniżej wylotu oczyszczonych ścieków z oczyszczalni km 2+220) oraz zrzutu wód deszczowych z terenu oczyszczalni w Piecowicach,
- powierzchnia zlewni $F_{II} = 1,897 \text{ km}^2 = 189,7 \text{ ha}$;

▪ **przepływy do wymiarowania parametrów rowu:**

$$Q_m = Q_{20\%} = Q_{20\%} = 587,7 \text{ l/s} + 300 \text{ l/s} = 887,7 \text{ l/s} \cong 0,89 \text{ m}^3/\text{s}, p=20\% ;$$

▪ **przepływy do wymiarowania budowli komunikacyjnych - przepustów :**

$$Q_m = Q_{2\%} = 788,8 \text{ l/s} + 300,00 \text{ l/s} = 1088,8 \text{ l/s} \cong 1,09 \text{ m}^3/\text{s} - \text{powyżej przekroju P II};$$

$$Q_m = Q_{2\%} = 912,8 + 300,0 \text{ l/s} = 1212,8 \text{ l/s} \cong 1,21 \text{ m}^3/\text{s} - \text{powyżej przekroju P I};$$

- 6) Istniejący stan techniczny koryta rowu R-J pozwala na bezpośredni zrzut oczyszczonych ścieków komunalnych w ilości 300 l/s, jak również wód deszczowych z terenu zlewni po wybudowaniu oczyszczalni. Nie pogorszy to stopnia ochrony przeciwpowodziowej terenów przyległych do rowu poniżej przewidywanych wylotów .
- 7) Istniejący przepust położony poniżej projektowanych zrzutów ścieków, w km 2+130 posiada za małe światło. Wymagany jest przepust o min. świetle D1000 mm. Optymalnym wymiarem przepustu byłby ramowy 1,0x1,0 m lub kołowy 1,2 m ewentualnie dwa światła o wymiarach 2,0x 1,0 m. W najbliższym czasie po uzyskaniu docelowych wartości zrzutów ścieków należy przewidzieć jego przebudowę.

> KONIEC <

Opracowała :

mgr inż. Lila Miłkaszewicz