

KONCEPCJA

Ujęcia i odprowadzenia wód opadowych z obszaru osiedla Dywizjonu Pociągów Pancernych w Niepołomicach

Opracował:

mgr inż. Andrzej Radzicki

mgr inż. Piotr Radzicki

Kraków – czerwiec 2021r

Spis treści

1. WSTĘP.....	3
1.1. Cel i zakres opracowania.....	3
1.2. Podstawa opracowania.....	3
1.3. Materiały użyte do opracowania.....	3
1.4. Założenia wstępne.....	4
2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ZLEWNI.....	5
2.1. Zlewnia główna P1.....	5
2.2. Zlewnia główna P2.....	5
2.3. Zlewnia cząstkowa P3.....	6
2.4. Zlewnia główna P4.....	6
2.5. Zlewnia cząstkowa P5.....	6
2.6. Charakterystyka rzeki Drwinka.....	7
3. OBLICZENIA HYDROLOGICZNE.....	8
3.1. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 1.....	11
3.2. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 2.....	13
3.3. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 3.....	15
3.4. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 4.....	17
3.5. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 5.....	19
3.6. Podsumowanie obliczeń hydrologicznych.....	20
4. ROZWIĄZANIA KONCEPCYJNE.....	22
4.1. Wariant W1.....	22
4.2. Wariant W2.....	25
4.3. Wariant W3.....	27
4.3.1. Odbudowa rowu 1-9.....	28
4.3.2. Budowa przepompowni.....	28
4.3.2. Budowa kanałów.....	29
4.4. Przyjęte rozwiązania.	31
5. OBLICZENIA HYDRAULICZNE.....	35
5.1. Współczynnik szorstkości – umocnienie koryta cieków.....	35
5.2. Obliczenia wielkości przepływu i napełnienia koryta cieków.....	35
5.3. Charakterystyka umocnień koncepcyjnych.....	39
5.4. Podsumowanie obliczeń hydraulicznych.....	40
6. KOSZTY SZACUNKOWE.....	42
7. PODSUMOWANIE.....	44
8. RYSUNKI.....	45

1. WSTĘP.

1.1. Cel i zakres opracowania.

Celem opracowania jest analiza możliwości odprowadzania wód opadowych z obszaru osiedla Dywizjonu Pociągów Pancernych w Niepołomicach.

Do analizy przyjęto trzy warianty rozwiązań projektowych, różniących się ingerencją w istniejące ukształtowanie profilu podłużnego i przekroi poprzecznych analizowanych cieków, przebudowy obiektów zlokalizowanych na ciekach – przepustów/zaruruowań, lokalizację pompowni dla przerzutu wód opadowych pomiędzy ciekami.

Zakres opracowania obejmuje:

- Analizę istniejącego zagospodarowania terenu na podstawie:
 - Wizji terenowej
 - Numerycznego modelu terenu
 - Mapy topograficznej
 - Mapy zasadniczej
 - Ortofotomapy
 - Profilu podłużnych cieków
 - Przekroi poprzecznych
 - Inwentaryzacji istniejących budowli
- Wykonanie obliczeń hydrologicznych cieków w przekrojach węzłowych (hydrologicznych)
- Wykonanie obliczeń hydraulicznych dla proponowanych rozwiązań koncepcyjnych
- Szacunkowe koszty poszczególnych rozwiązań wariantowych

1.2. Podstawa opracowania.

Podstawą opracowania koncepcji jest umowa nr: DR.721.21.2020 zawarta w dniu 27.07.2020r. w Niepołomicach pomiędzy:

Gminą Niepołomice, z siedzibą w Niepołomicach przy Placu Zwycięstwa 13, 32-005 Niepołomice
a
ADEKO Sp. z o. o. Sp. k. ul. Witosa 35/4, 30-612 Kraków

1.3. Materiały użyte do opracowania.

W trakcie wykonywania opracowania wykorzystano następujące materiały:

- Ustawa Prawo Wodne z dnia 20 lipca 2017r.
- Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 18 października 2016 r. w sprawie przyjęcia Planu zarządzania ryzykiem powodziowym dla obszaru dorzecza Wisły
- PN-S-02204:1997 – Drogi samochodowe – odwodnienie dróg
- „Odwodnienie dróg” Roman Edel
- „Zaopatrzenie w wodę i kanalizacja wsi” Adam Szpindor
- „Regulacja rzek i potoków” Julian Wołoszyn
- <https://mapy.geoportal.gov.pl>

1.4. Założenia wstępne.

Analizowany obszar obejmuje osiedle "Dywizjonu Pociągów Pancernych" w Niepołomicach, który to w ostatnich latach, uległ dynamicznej rozbudowie infrastruktury budowlanej, zarówno mieszkaniowej jak i usługowej wraz ze zwiększającą się powierzchnią terenów utwardzonych i instalacji sieciowych. Zmiany te wraz ze zmianami klimatycznymi tj.: zwiększeniem częstotliwości i intensywności opadów nawalnych, spowodowały wzrost zagrożenia powodziowego, w stosunku do lat minionych. Wzrosła ilość podtopień i zalań zarówno budynków jak i infrastruktury technicznej, co powoduje wymierny wzrost strat spowodowanych tymi zjawiskami.

Niniejsza koncepcja ma za zadanie zidentyfikowanie kluczowych problemów związanych z zagrożeniem powodziowym, oraz określenie realnych i możliwych przedsięwzięć minimalizujących straty zarówno materialne jak i społeczne, spowodowane tymi zjawiskami.

Dla celów koncepcyjnych analizie poddano następujące warianty:

Wariant 1 założenia koncepcyjne polegają na:

- Wyrównaniu niwelety dna cieków, przy zachowaniu rzędnej dna cieku w miejscu jego ujścia.
- Zachowanie ważniejszych, ze względów komunikacyjnych lub zabudowy, przepustów i zaruowań.

Wariant 2 założenia koncepcyjne polegają na:

- Wyrównanie niwelet dna cieków, przy wykonaniu maksymalnego obniżenia rzędnej dna cieku w miejscu jego ujścia.
- Przebudowa większości przepustów i zaruowań.

Wariant 3 Założenia koncepcyjne polegają na:

- Odtworzenie cieku 1-9 oraz połączenie go z ciekiem 3-2
- Wykonanie przepompowni nr 1 na cieku 3-2, umożliwiającej przerzut wód do cieku nr 3
- Wykonanie przepompowni nr 2 na cieku 1-4-1, umożliwiającej odprowadzenie wód z rejonu ul. Pociągów Pancernych.

Dla każdego z powyższych wariantów przeanalizowano możliwość wykonania kanałów K-1, K-2, K-3, K-4, K-5, K-6, umożliwiających odprowadzenie wód w sposób grawitacyjny.

Rozważono również budowę kanalizacji tłocznej wyposażonej w szereg przepompowni odprowadzających wody opadowe, jednak ze względu ekonomicznych wariant ten nie został przyjęty do dalszej analizy.

W celu wskazania rozwiązań najefektywniejszych oraz uzasadnionych ekonomicznie, w podsumowaniu wyników analiz połączono częściowe rozwiązania z poszczególnych wariantów tworząc ostateczne rozwiązania koncepcyjne.

2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ZLEWNI.

Osiedle Dywizjonu Pociągów Pancernych położone jest w północno-wschodniej części Niepołomic. Na potrzeby opracowania analizowany teren został powiększony o teren sąsiadujący z Os. DPP tak, aby swoim zasięgiem objął zlewnie głównych odprowadzalników. Od południa i południowego-zachodu został ograniczony rzeką Drwinką. Od północy i północnego-zachodu rzeką Wisłą. Od wschodu naturalnym wododziałem oraz drogami gminnymi. Teren ten jest stosunkowo płaski z upadem w kierunku południowym. Lokalnie występują obniżenia terenu o charakterze podłużnym, powstałymi w wyniku procesów fluwialnych na przestrzeni lat, zarówno koryta Wisły jak i Drwinki. Pod względem zagospodarowania terenu analizowany obszar pokryty jest intensywnie zwiększającą się zwartą zabudową jednorodzinną, jak również starszą luźną zabudową jednorodzinną składającą się z budynków mieszkalnych i gospodarczych. Teren zielony stanowią głównie użytki rolne, sady i łąki z nielicznymi skupiskami drzew, powstałymi głównie na nieużytkach, miedzach bądź wzdłuż naturalnych cieków. Na analizowanym terenie wyznaczono trzy główne cieki, przejmujące i odprowadzające wody opadowe. W celu ułatwienia opisywania cieków i rowów w obrębie wyznaczonych zlewni wprowadzono ich rzędowość w postaci klasyfikacji numerycznej. Ciekom bezpośrednio wpadające do rzeki Drwinki nadano numerację: numer 1 (potok Wroniarka), numer 2 (nazwa potoczna Dopływ lewobrzeżny) oraz numer 3. Cieki uchodzące kolejno do cieków głównych nazywane są 1-1, 1-2 itd. aż do ostatniego rzędu. Wyznaczonym zlewniom przypisano nazwy od nazw zamykających hydrologicznych przekroi obliczeniowych.

2.1. Zlewnia główna P1.

Głównym odprowadzalnikiem zlewni P1 jest ciek nr 1 (potok Wroniarka). Obliczeniowy przekrój hydrologiczny został przyjęty w km 2+958 cieku nr 1. Tak wyznaczona zlewnia ma powierzchnię 273,16ha. Jest to największa z przyjętych zlewni głównych, dlatego w celu precyzyjniejszej analizy, wyznaczono dodatkowo dwie zlewnie cząstkowe (P3 i P5) mieszczące się w zlewni P1. Od strony północnej zlewnia ograniczona jest wałami przeciwpowodziowymi. Od strony zachodniej i południowej sąsiaduje ze zlewnią główną P2. Na pozostałym obszarze ogranicza ją wododział wynikający z ukształtowania terenu. Pod względem zagospodarowania terenu, najgęstsza zabudowa ma miejsce w części zachodniej oraz południowej. Na pozostałym obszarze zlewnia zagospodarowana jest w sposób mieszany. Zlewnię dzieli droga wojewódzka nr 964 przebiegająca w kierunku zachód - wschód. Odprowadzalnik tj. potok Wroniarka ma charakter cieku zurbanizowanego o regularnym, trapezowym kształcie przekroju poprzecznego, lokalnie jest umocniony. W dolnym odcinku cieku znajdują się nieliczne przepusty, których częstotliwość zwiększa się wraz z km cieku i postępującą zabudową.

2.2. Zlewnia główna P2.

Głównym odprowadzalnikiem zlewni P2 jest ciek nr 2 (Dopływ lewobrzeżny), jednak ze względu na ciek 2-3, duża część cieku nr 3 również została przydzielona do tej zlewni. Spowodowane jest to rolą jaką spełnia ciek 2-3 a mianowicie kanału przerzutowego, pomiędzy ciekami nr 2 i nr 3. Funkcja ta jest spotęgowana przez przepust B96, który dławi przepływ na cieku nr 3 oraz trasą cieku 2-3 powodującą uprzywilejowany przepływ na tym kierunku. Obliczeniowy przekrój hydrologiczny został przyjęty w km 0+662 cieku nr 2. Tak wyznaczona zlewnia ma powierzchnię 235,32ha. Od strony północno-zachodniej zlewnia ograniczona jest wałami przeciwpowodziowymi. Od strony północnej i wschodniej sąsiaduje ze zlewnią główną P1. Od

strony południowej ze zlewnią główną P3. Natomiast od strony południowej i południowo-zachodniej ograniczona jest przez wododział wynikający z ukształtowania terenu. W układzie północ-południe zlewnia rozdzielona jest przez drogę krajową nr 75, a w kierunku zachód-wschód drogę wojewódzką nr 964. Zlewnia gęsto zabudowana na całej powierzchni z wyjątkiem części północnej, gdzie występują jeszcze grunty orne, łąki i nieużytki, które jednak są sukcesywnie zabudowywane. Odprowadzalnik ciek nr 2, podobnie jak pozostałe cieki na analizowanym obszarze, ma charakter zurbanizowany. W części środkowej, w której występują najliczniejsze zabudowania, ciek jest silnie zabudowany przepustami drogowymi.

2.3. Zlewnia cząstkowa P3.

Głównym odprowadzalnikiem zlewni P3 jest ciek nr 1-4-1, jednak ze względu na przyjęcie rzędownego sposobu nazewnictwa cieków, obliczeniowy przekrój hydrologiczny został przyjęty w km 0+335 cieku 1-4. Zlewnia P3 jest zlewnią cząstkową wchodzącą w obszar zlewni głównej P1. Wydzielenie jej miało na celu precyzyjniejsze oszacowanie ilości odprowadzanych wód rejonu ul. Pociągów Pancernych. Od strony północnej zlewnia P3 sąsiaduje ze zlewnią P5, natomiast od strony zachodniej ze zlewnią P2. Od strony południowej i wschodniej ograniczona jest przez wododział wynikający z ukształtowania terenu. W części centralnej w układzie południowy-zachód północny wschód zlewnię rozdziela droga wojewódzka nr 964. Na północ od DW965 położona jest gęsta zabudowa jednorodzinna a od strony południowej zabudowa zwarta. Odprowadzalnik 1-4 jak i 1-4-1 mają charakter przydrożnych rowów, licznie poprzecinanych przepustami, dodatkowo ciek 1-4-1 w swoim górnym odcinku jest zarurowany na długości około 180m.

2.4. Zlewnia główna P4.

Głównym odprowadzalnikiem zlewni P4 jest ciek nr 3. Obliczeniowy przekrój hydrologiczny został przyjęty na ujściu cieku nr 3 do rzeki Drwinki. Ze względu na ciek 2-3 oraz opisaną w pkt. 2.2 funkcję jaką pełni, wyznaczona zlewnia P4 ograniczona jest do powierzchni 32,52ha i jest najmniejszą z rozpatrywanych zlewni. Od strony południowej zlewnię zamyka rzeka Drwinka. Od strony południowo-zachodniej ograniczona jest przez wododział wynikający z ukształtowania terenu. Z pozostałych stron sąsiaduje ze zlewnią P2. W kierunku zachód-wschód zlewnię rozdziela droga wojewódzka nr 964. Tereny zabudowane znajdują się w północnej i wschodniej części. Pozostały obszar pokryty jest łąkami i gruntami ornymi. Od ujścia do rzeki Drwinki do cieku 2-3, ciek nr 3 ma charakter częściowo zurbanizowany. Przekrój poprzeczny koryta jest odcinkowo nieregularny, zbliżony do trapezu. W odcinku ujściowym koryto poszerza się i wypłyca tworząc lokalne rozlewisko. W porównaniu do cieku nr 1 i nr 2, koryto jest intensywniej porośnięte krzewami i drzewami.

2.5. Zlewnia cząstkowa P5.

Głównym odprowadzalnikiem zlewni P5 jest ciek nr 1. Jest to zlewnia cząstkowa zlewni głównej P1, zredukowana o teren położony po południowej stronie DW964 oraz obszar zabudowy jednorodzinnej w okolicy ul. Pociągów Pancernych. Obliczeniowy przekrój hydrologiczny został przyjęty na wlocie do przepustu drogowego pod DW964 w km 3+513 cieku nr 1 (potok Wroniarka). Tak wyznaczona zlewnia ma powierzchnię 188,8ha. Pod względem zagospodarowania terenu, najgęstsza zabudowa ma miejsce w części zachodniej oraz południowej. Na pozostałym obszarze zlewnia zagospodarowana jest w sposób mieszany. Odprowadzalnik tj. Potok Wroniarka

ma charakter ciek zurbanizowanego o regularnym, trapezowym kształcie przekroju poprzecznego, lokalnie umocnionego. W górnym odcinku ciek znajdują się liczne przepusty oraz zarzucenie na długości około 70m.

2.6. Charakterystyka rzeki Drwinka.

Głównym odbiornikiem wód opadowych z terenu osiedla "Dywizjonu Pociągów Pancernych" jest rzeka Drwinka. Jest to prawobrzeżnym dopływ Wisły, do której uchodzi w m. Świniary. Swój początek bierze we zachodniej części gminy Niepołomice. Jej długość wynosi około 31km. Płyne głównie w kierunku północno-wschodnim w pradolinie rzeki Wisły, w dużej mierze równoległe do niej. Drwinka przepływa przez Puszcę Niepołomicką, dzieląc ją jednocześnie na dwa, różne pod względem flory, kompleksy. Południowo-wschodnia część zlewni Drwinki leży w dolinie Wisły na obszarze piasków porośniętych Puszcą Niepołomicką, wypełnionej głównie czwartorzędowymi osadami rzecznyymi o miąższości kilkunastu metrów, pokrytymi lessem i utworami piaszczystymi. Powoduje to oddziaływanie wysokich stanów wody w korycie Wisły na zwierciadło wód gruntowych a co za tym idzie wysokość zwierciadła wody w rzece Drwinie. Dodatkowo wody cofkowe rzeki Wisły, przy jej wysokich stanach utrudniają odpływ wód Drwinki. Oba z powyższych zjawisk występują często w tym samym czasie.

Rzeka Drwinka określona jest jako Jednolita Część Wód Powierzchniowych JCWP rzecznych o kodzie PLRW20002621379899 Drwinka z dopływami, region wodny Górnej Wisły Zachodniej, typologia JCW 26 to jest ciek w dolinie wielkiej rzeki nizinnej.

Pod względem zmian hydromorfologicznych stan wody w rzece Drwinie jest następujący:

- status JCW wstępny: naturalna
- status JCW ostateczny: naturalna

Ocena ryzyka nieosiągnięcia celów środowiskowych dla JCWP jest następująca:

- JCW jest monitorowana
- status JCW: naturalna
- aktualny stan lub potencjał JCW: dobra
- ocena ryzyka nieosiągnięcia celów środowiskowych: niezagrożona

Cele środowiskowe dla JCWP rzecznych na obszarze dorzecza Wisły są następujące:

- stan lub potencjał ekologiczny: dobry potencjał ekologiczny;

Można więc stwierdzić, że aktualny i prognozowany potencjał ekologiczny rzeki Drwinki jest dobry, a odprowadzanie wody opadowe nie mają negatywnego wpływu.

3. OBLICZENIA HYDROLOGICZNE.

Obliczenia hydrologiczne wykonano w związku z koncepcją ujęcia i odprowadzenia wód opadowych z terenu osiedla Dywizjonu Pociągów Pancernych w Niepołomicach. Obliczenia te stanowią bazę dla weryfikacji istniejących urządzeń wodnych (rowów, przepustów, zarurowń itp.) pod względem ich przepustowości oraz stanowią wielkość wyjściową dla określenia koniecznych parametrów:

- przekroji poprzecznych rowów odprowadzających wody
 - światel przepustów
 - wielkości pompowni odwadniających
- dla całości rozwiązań projektowych.

Dla określenia wielkości odpływu wód opadowych z terenu osiedla, powierzchnia zlewni, którą stanowi teren osiedla oraz tereny przyległe, podzielono na 5 zlewni (3 zlewnie główne oraz 2 zlewnie cząstkowe), z których każda zamknięta jest przekrojem obliczeniowym. W przypadku zlewni nr 1 jej powierzchnia obejmuje również powierzchnie zlewni nr 3 oraz nr 5. Obliczenia hydrologiczne przeprowadzono zgodnie z wytycznymi Stowarzyszenia Hydrologów Polskich. Dla każdego przekroju obliczeniowego podana jest metodologia obliczeń.

Do obliczenia przepływu maksymalnego o określonym prawdopodobieństwie pojawienia zastosowano wzór:

$$Q_p = \lambda \cdot \psi \cdot q \cdot A$$

gdzie:

- λ – współczynnik opóźnienia odpływu [-]
- ψ – współczynnik spływu [-]
- q – natężenie deszczu [$\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$]
- A – powierzchnia zlewni [ha]

Współczynnik opóźnienia obliczono ze wzoru (wg Bürkli-Zieglera):

$$\lambda = \frac{1}{A^{1/n}}$$

gdzie:

- n – współczynnik zależny od kształtu zlewni i spadku terenu
przyjęto: $n = 5$ – spadek terenu zlewni 1-2%, kształt zlewni zbliżony do prostokąta, stosunek szerokości do długości ok. 0,5 odwadniana powierzchnia dość gładka.

Współczynnik spływu ψ określono na podstawie ortofotomapy oraz mapy topograficznej w zależności od pokrycia terenu. Do obliczeń przyjęto uśrednioną wartość współczynnika szorstkości, wyznaczoną jako średnią ważoną z wartości przypisanych różnym rodzajom pokrycia terenu w zależności od rodzaju użytkowania wg poniższej tabeli.

Tabela wartości współczynnika spływu powierzchniowego ψ zależne od rodzaju zabudowy i rodzaju powierzchni.

Rodzaj zabudowy lub powierzchni	ψ
Rodzaj zabudowy	
Zabudowa bardzo gęsta, nawierzchnia z bruku	0,70 ÷ 0,80
Zabudowa zwarta	0,50 ÷ 0,70
Zabudowa luźna	0,30 ÷ 0,50
Tereny niezabudowane	0,10 ÷ 0,25
Parki i tereny zielone	< 0,15
Rodzaj powierzchni	
Dachy (blacha, papa)	0,90 ÷ 0,95
Nawierzchnie asfaltowe	0,85 ÷ 0,90
Nawierzchnie kamienne, klinkierowe szczelne	0,75 ÷ 0,85
Nawierzchnie jak wyżej, lecz bez zalanych spoin	0,40 ÷ 0,50
Nawierzchnie tłuczniowe	0,25 ÷ 0,60
Nawierzchnie żwirowe	0,15 ÷ 0,30
Powierzchnie nieumocnione	0,10 ÷ 0,20

Opad o zadanym czasie trwania i prawdopodobieństwie przewyższenia obliczono wg metody regionów ze wzoru:

$$P_{p,D} = \epsilon(D) + \alpha(R, D) \cdot (-\ln p)^{0,584}$$

gdzie:

- R – region opadowy
- p – prawdopodobieństwo przewyższenia [-]
- D – czas trwania opadu [min]
- $\epsilon(D)$ – parametr skali [mm]
- $\alpha(R, D)$ – parametr położenia i skali [mm]

Współczynnik skali równania obliczono ze wzoru:

$$\epsilon(D) = 1,42 \cdot D^{0,33}$$

Parametr położenia i skali obliczono ze wzoru (dla regionu centralnego):

$$\alpha = 4,693 \cdot \ln(D + 1) - 1,249$$

Natężenie deszczu obliczono ze wzoru:

$$q = \frac{166,7 \cdot P_{p,D}}{D}$$

W obliczeniach założono, iż czas trwania deszczu miarodajnego równa się czasowi koncentracji. Deszcz taki jest podstawą obliczenia, gdyż największy przepływ w rozpatrywanym punkcie wystąpi wówczas gdy czas trwania deszczu równy będzie czasowi przepływu od najdalszego punktu w zlewni do rozpatrywanego punktu.

Do obliczenia czasu koncentracji posłużono wzorem:

$$T_c = \left(\frac{2,187 \cdot L_0 \cdot n}{\sqrt{I_o}} \right)^{0,467}$$

gdzie:

T_c – czas koncentracji, [min]

L_0 – odległość od rozpatrywanego przekroju do najdalej położonego punktu na granicy zlewni [m]

n – współczynnik szorstkości dobrano zgodnie z poniższą tabelą [-]

Tabela wartości współczynnika szorstkości n .

Rodzaj powierzchni	n
Powierzchnia gładka nieprzepuszczalna	0,02
Gleba ubita, gleba nieporośnięta	0,10
Rzadka trawa, uprawy zbożowe lub powierzchnia nieporośnięta	0,20
Pastwiska lub średnia trawa	0,40
Obszary leśne	0,60
Las iglasty, gęsta trawa	0,80

I_o – spadek terenu, [m/m], obliczony ze wzoru:

$$I_o = \frac{H_1 - H_2}{L_0}$$

gdzie:

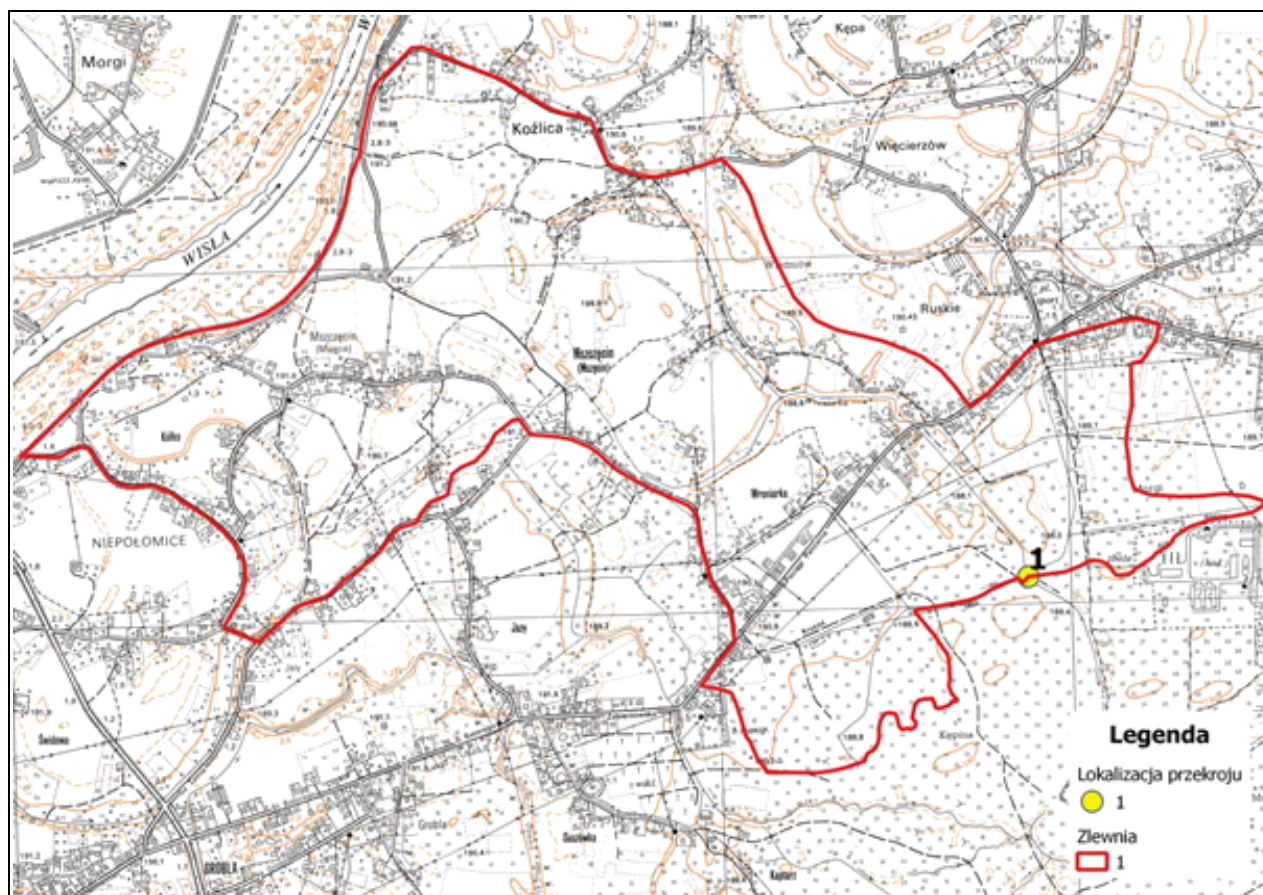
H_1 – wysokość punktu górnego, [m n.p.m.]

H_2 – wysokość punktu dolnego, [m n.p.m.]

3.1. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 1.

Obliczenia przepływu maksymalnego o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wykonano dla zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym P1 zlokalizowanym na cieku nr 1, zamykającym zlewnie o powierzchni około 273 ha. Na poniższych rysunkach przedstawiono zasięg zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym oraz pokrycie terenu zlewni.

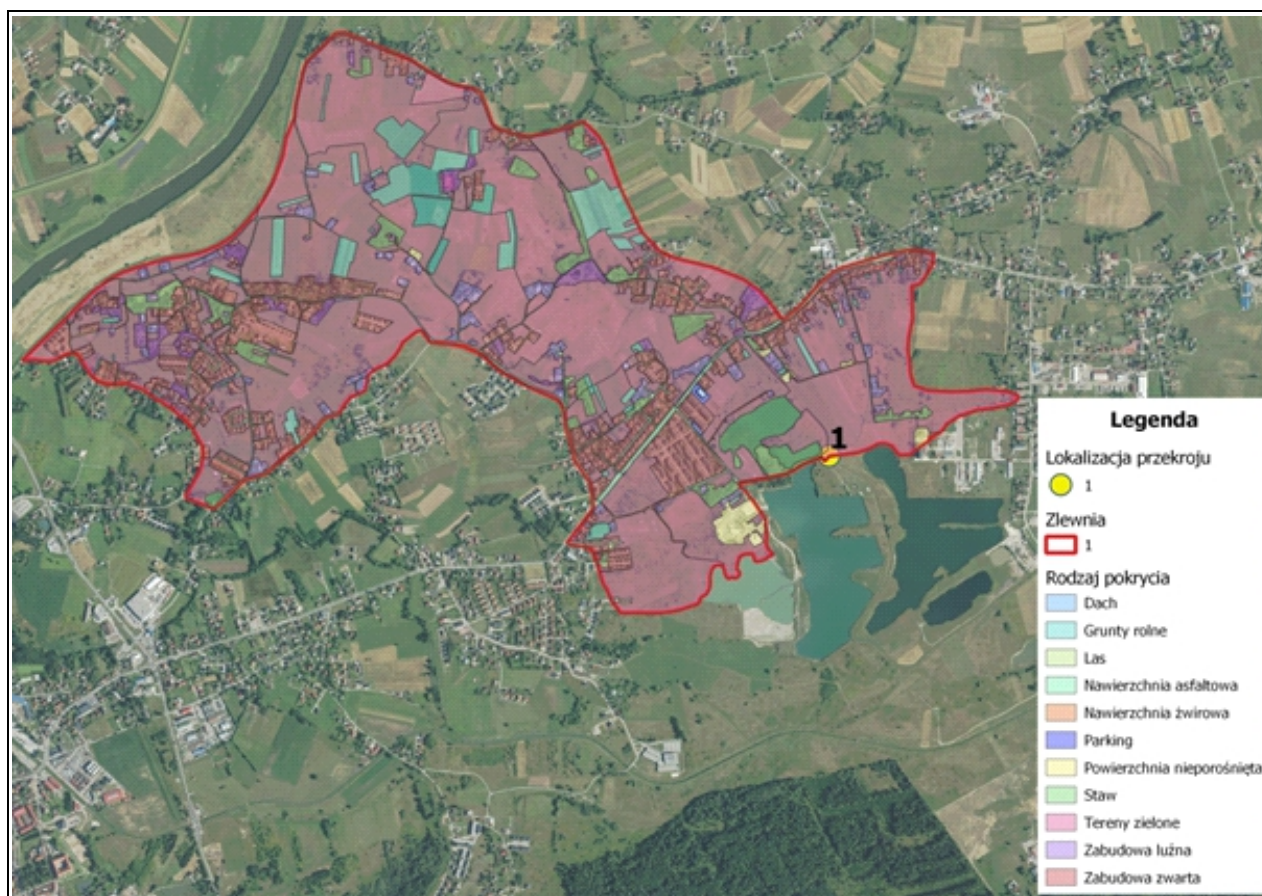
Zlewnia zamknięta przekrojem obliczeniowym nr 1.



Zestawienie głównych danych wejściowych.

Dane wejściowe	Oznaczenie	Wartość	Jednostka
Powierzchnia zlewni	F	273,2	ha
Współczynnik opóźnienia spływu	λ	0,35	-
Parametr n (zależny od kształtu zlewni i spadków)	n	5	-
Współczynnik spływu	ψ	0,25	-

Rodzaj pokrycia zlewni P1.



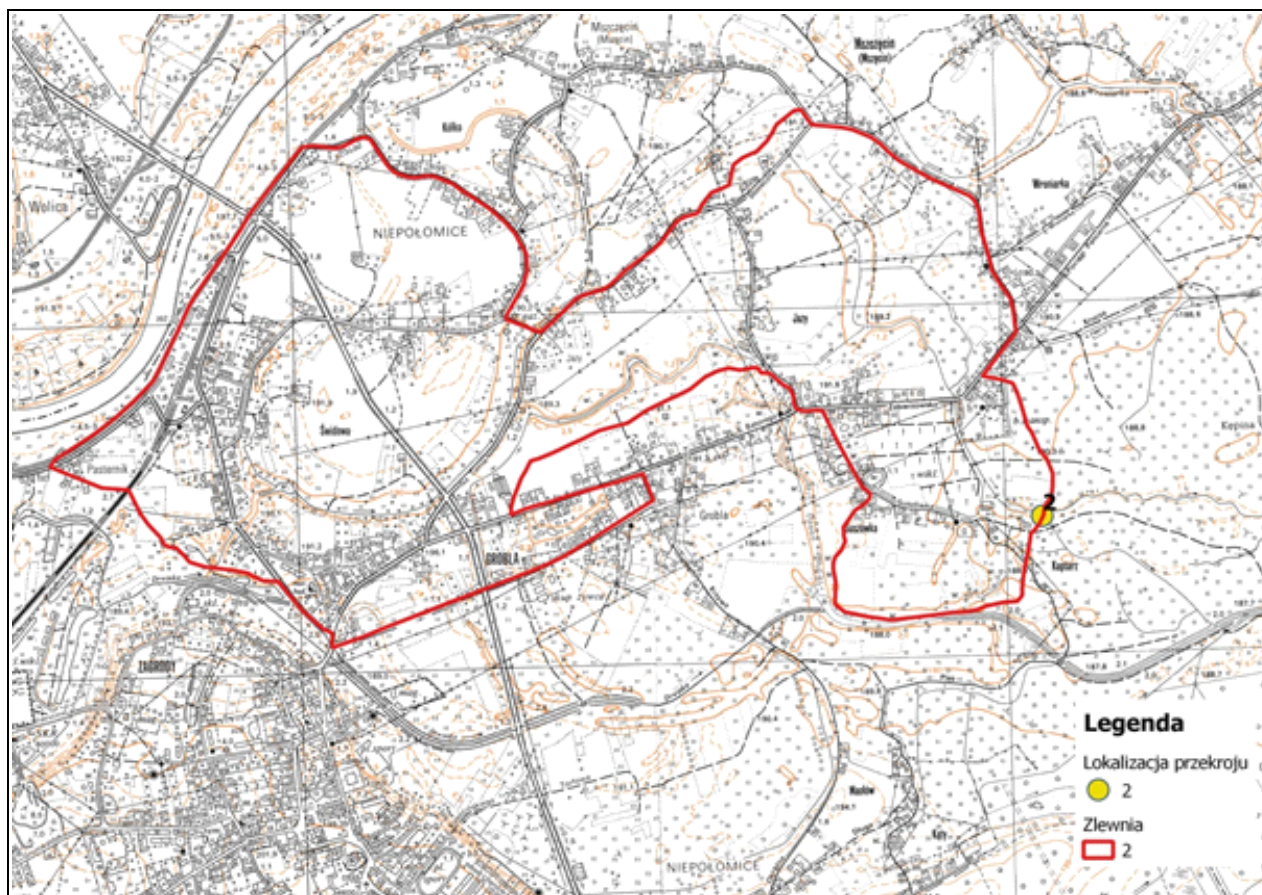
Uzyskane wyniki przy zadanym czasie trwania prawdopodobieństwa.

Opis	Oznaczenie	Wartości				Jednostka
Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu	p	1	5	10	20	[%]
Czas trwania opadu	t	295,8	295,8	297,8	294,8	min
Wysokość opadu (Bogdanowicz-Stachy)	P	66,1	53,5	47,2	40	mm
Natężenie deszczu miarodajnego	q	37,4	30,2	26,7	22,6	dm ³ /(s·ha)
Maksymalny przepływ	Q	839,3	679,1	599,1	508,3	dm ³ /s
Maksymalny przepływ	Q	0,84	0,68	0,60	0,51	m³/s

3.2. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 2.

Obliczenia przepływu maksymalnego o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wykonano dla zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym P2 zlokalizowanym na cieku nr 2, zamykającym zlewnie o powierzchni około 235 ha. Na poniższych rysunkach przedstawiono zasięg zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym oraz pokrycie terenu zlewni.

Zlewnia zamknięta przekrojem obliczeniowym nr 2.



Zestawienie głównych danych wejściowych.

Dane wejściowe	Oznaczenie	Wartość	Jednostka
Powierzchnia zlewni	F	235,3	ha
Współczynnik opóźnienia spływu	λ	0,34	-
Parametr n (zależny od kształtu zlewni i spadków)	n	5	-
Współczynnik spływu	ψ	0,31	-

Rodzaj pokrycia zlewni P2.



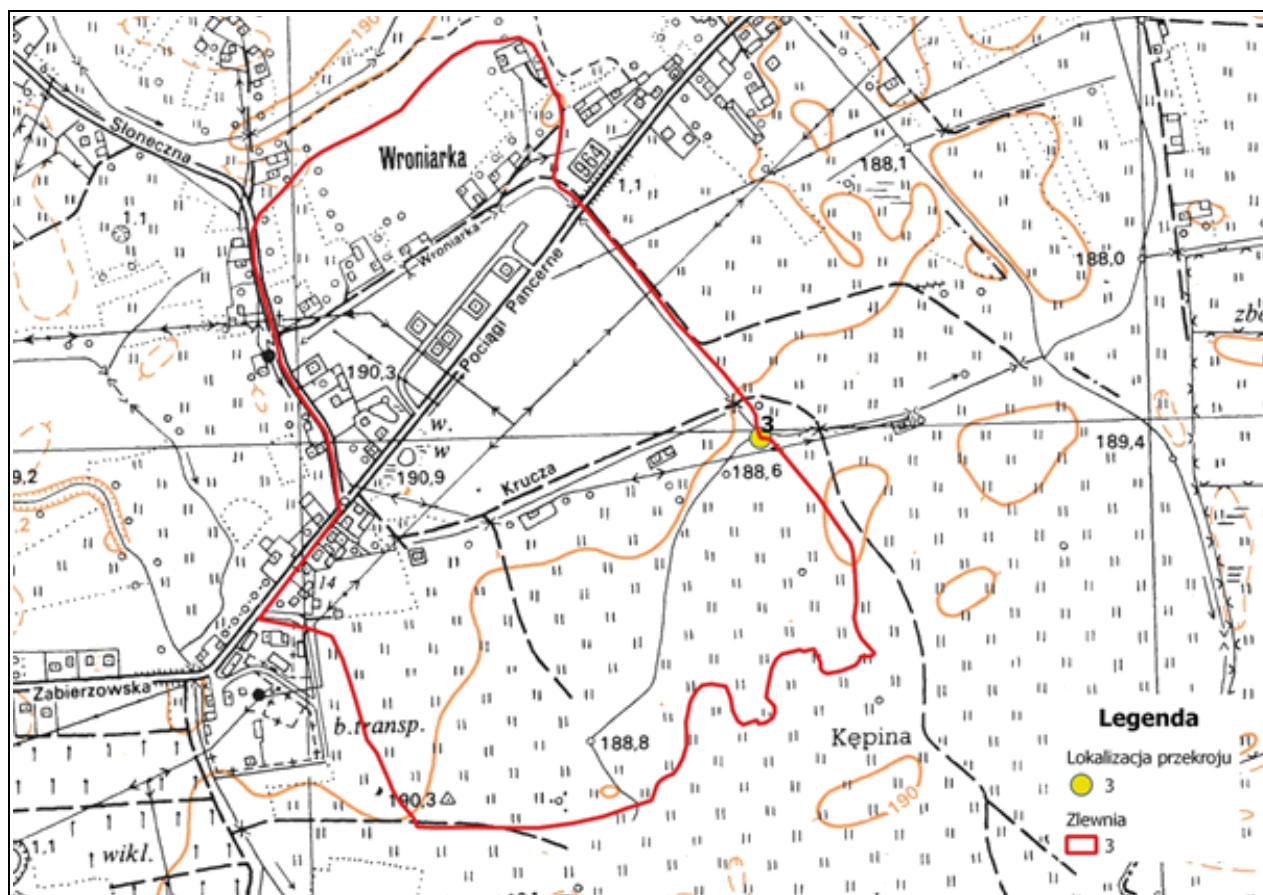
Uzyskane wyniki przy zadanym czasie trwania prawdopodobieństwa.

Opis	Oznaczenie	Wartości				Jednostka
Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu	p	1	5	10	20	[%]
Czas trwania opadu	t	384,8	384,8	384,8	384,8	min
Wysokość opadu (Bogdanowicz-Stachy)	P	68,4	55,4	49,0	41,7	mm
Natężenie deszczu miarodajnego	q	29,6	24,0	21,2	18,0	dm ³ /(s·ha)
Maksymalny przepływ	Q	721,5	585,0	516,9	439,5	dm ³ /s
Maksymalny przepływ	Q	0,72	0,59	0,52	0,44	m³/s

3.3. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 3.

Obliczenia przepływu maksymalnego o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wykonano dla zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym P3 zlokalizowanym na cieku nr 1-4, zamykającym zlewnie o powierzchni około 41 ha. Na poniższych rysunkach przedstawiono zasięg zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym oraz pokrycie terenu zlewni.

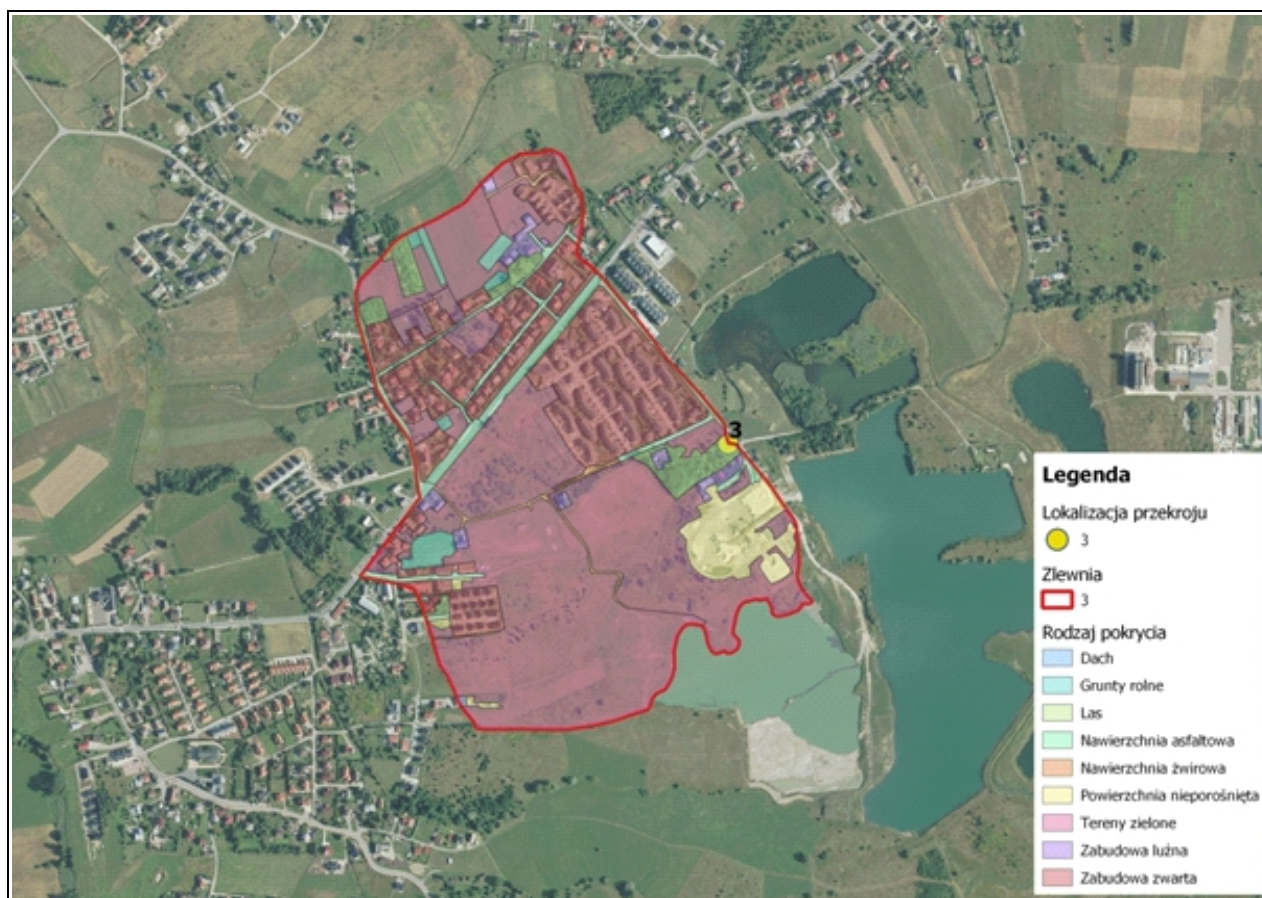
Zlewnia zamknięta przekrojem obliczeniowym nr 3.



Zestawienie głównych danych wejściowych.

Dane wejściowe	Oznaczenie	Wartość	Jednostka
Powierzchnia zlewni	F	40,7	ha
Współczynnik opóźnienia spływu	λ	0,48	-
Parametr n (zależny od kształtu zlewni i spadków)	n	5	-
Współczynnik spływu	ψ	0,31	-

Rodzaj pokrycia zlewni P3.



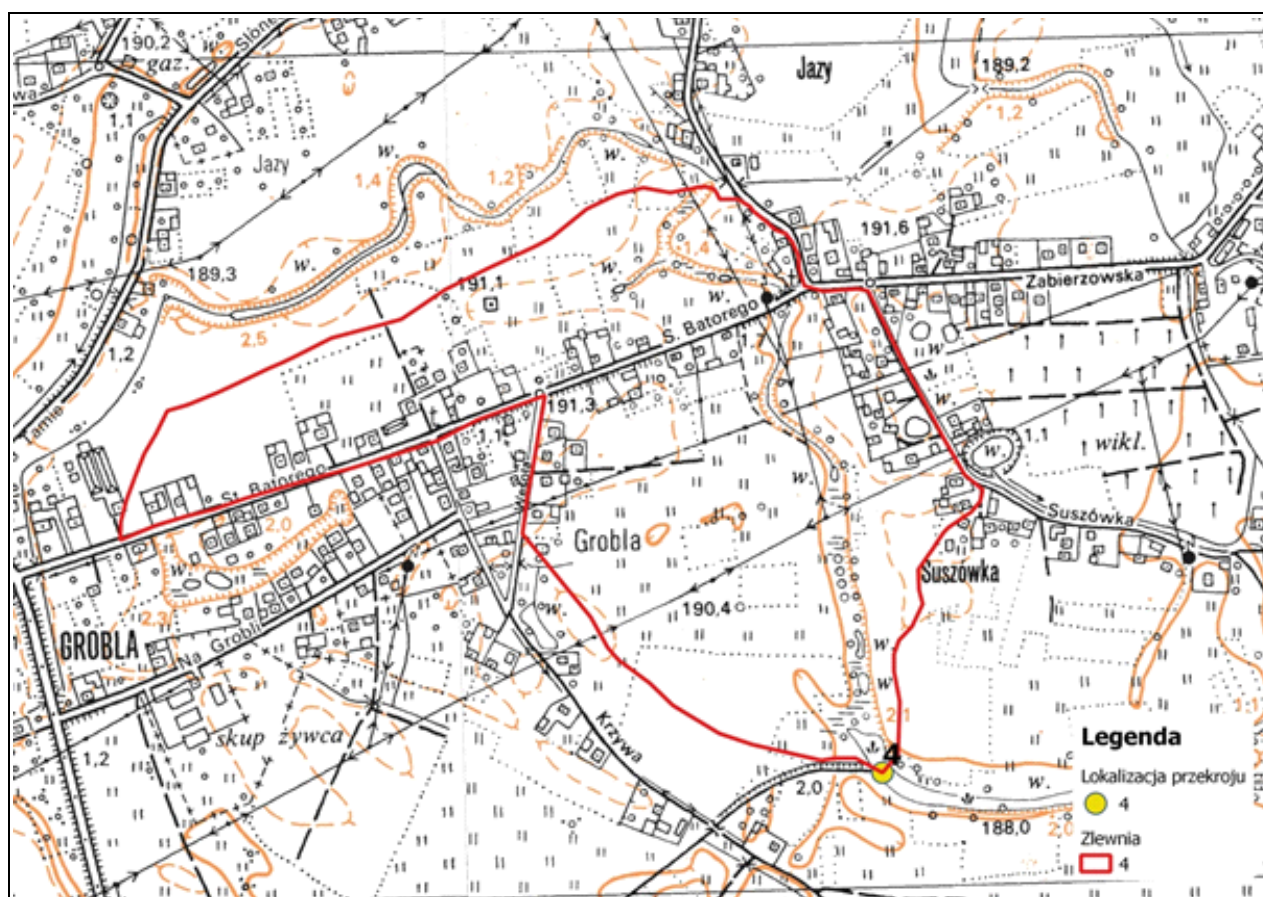
Uzyskane wyniki przy zadanym czasie trwania prawdopodobieństwa.

Opis	Oznaczenie	Wartości				Jednostka
Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu	p	1	5	10	20	[%]
Czas trwania opadu	t	183,3	183,3	183,3	183,3	min
Wysokość opadu (Bogdanowicz-Stachy)	P	62,2	50,1	44,1	37,3	mm
Natężenie deszczu miarodajnego	q	56,5	45,6	40,1	33,9	dm ³ /(s·ha)
Maksymalny przepływ	Q	343,2	276,7	243,5	205,8	dm ³ /s
Maksymalny przepływ	Q	0,34	0,28	0,24	0,24	m³/s

3.4. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 4.

Obliczenia przepływu maksymalnego o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wykonano dla zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym P4 zlokalizowanym na cieku nr 3, zamykającym zlewnie o powierzchni około 33 ha. Na poniższych rysunkach przedstawiono zasięg zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym oraz pokrycie terenu zlewni.

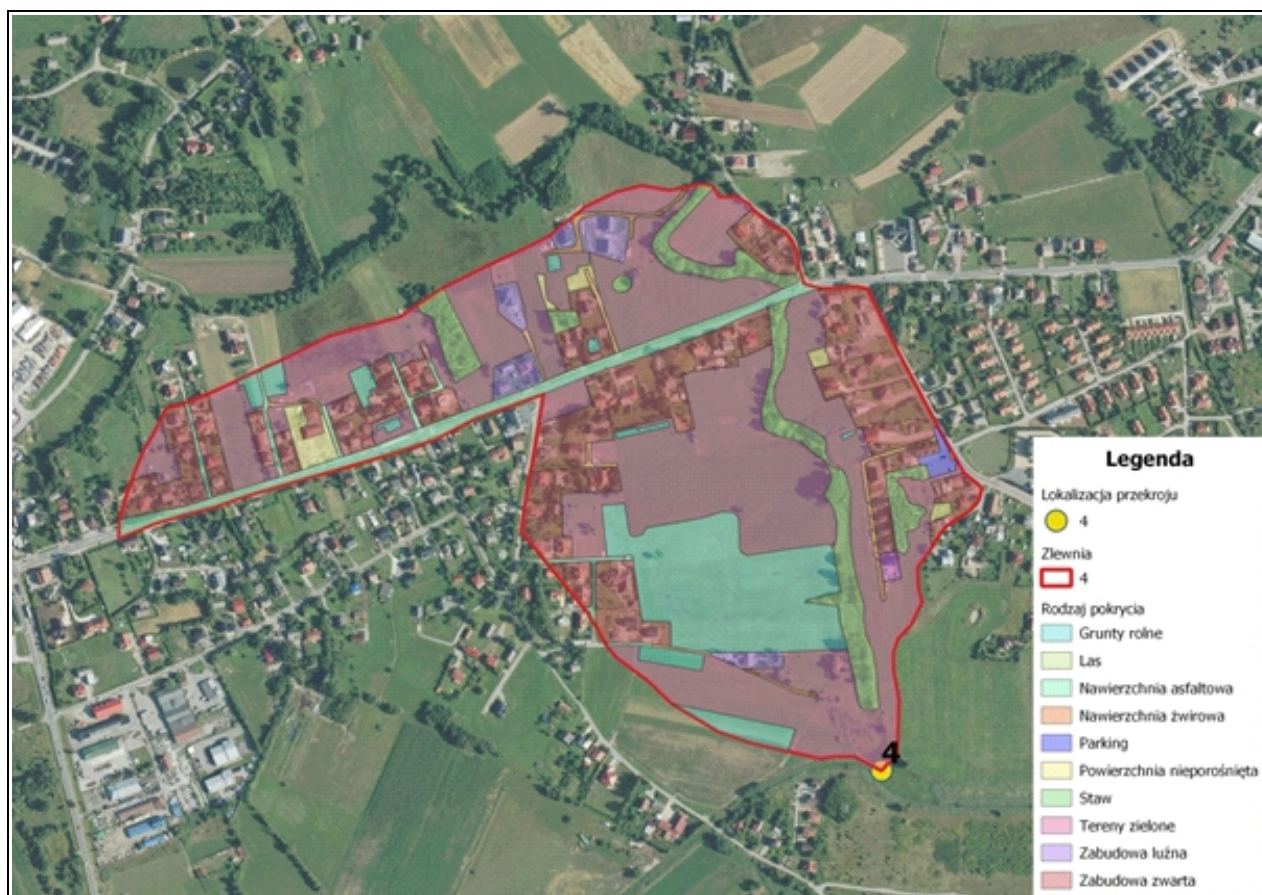
Zlewnia zamknięta przekrojem obliczeniowym nr 4.



Zestawienie głównych danych wejściowych.

Dane wejściowe	Oznaczenie	Wartość	Jednostka
Powierzchnia zlewni	F	32,5	ha
Współczynnik opóźnienia spływu	λ	0,50	-
Parametr n (zależny od kształtu zlewni i spadków)	n	5	-
Współczynnik spływu	ψ	0,31	-

Rodzaj pokrycia zlewni P4.



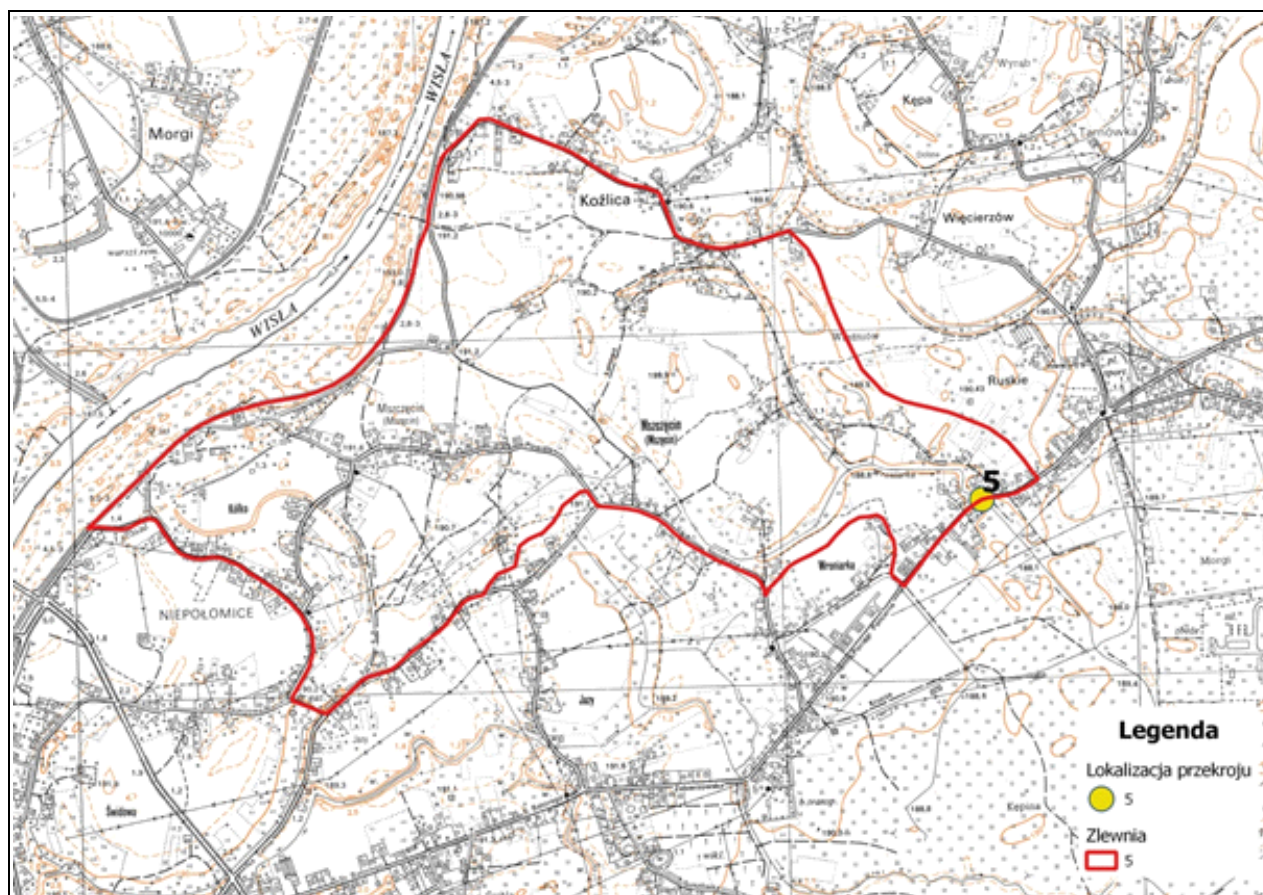
Uzyskane wyniki przy zadanym czasie trwania prawdopodobieństwa.

Opis	Oznaczenie	Wartości				Jednostka
Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu	p	1	5	10	20	[%]
Czas trwania opadu	t	223,7	223,7	223,7	223,7	min
Wysokość opadu (Bogdanowicz-Stachy)	P	63,8	51,5	45,4	38,4	mm
Natężenie deszczu miarodajnego	q	47,5	38,4	33,8	28,6	dm ³ /(s·ha)
Maksymalny przepływ	Q	242,0	195,4	172,1	145,7	dm ³ /s
Maksymalny przepływ	Q	0,24	0,20	0,17	0,15	m³/s

3.5. Obliczenia hydrologiczne przepływu maksymalnego przekroju nr 5.

Obliczenia przepływu maksymalnego o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wykonano dla zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym P5 zlokalizowanym na cieku nr 1, zamykającym zlewnie o powierzchni około 189 ha. Na poniższych rysunkach przedstawiono zasięg zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym oraz pokrycie terenu zlewni.

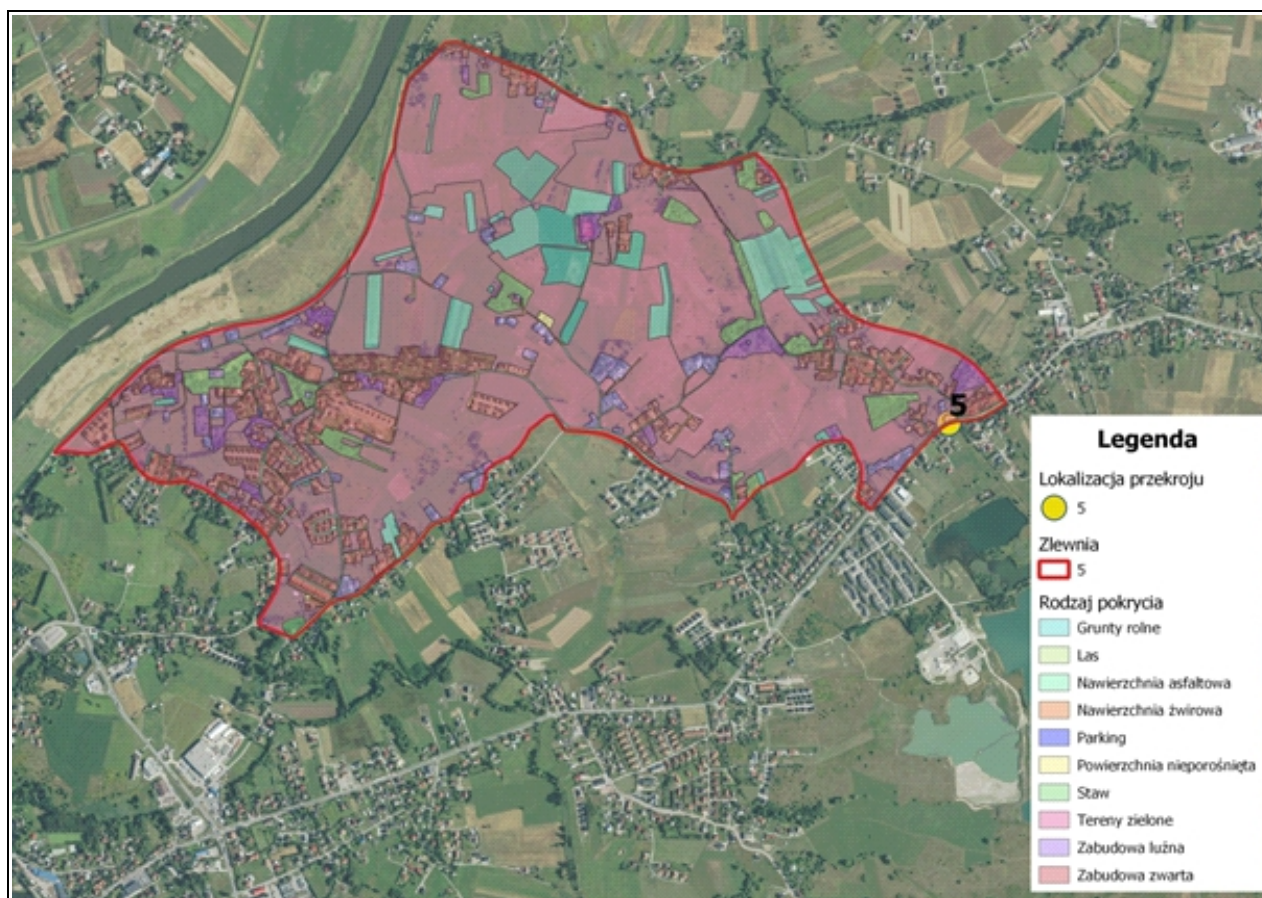
Zlewnia zamknięta przekrojem obliczeniowym nr 5.



Zestawienie głównych danych wejściowych.

Dane wejściowe	Oznaczenie	Wartość	Jednostka
Powierzchnia zlewni	F	188,8	ha
Współczynnik opóźnienia spływu	λ	0,35	-
Parametr n (zależny od kształtu zlewni i spadków)	n	5	-
Współczynnik spływu	ψ	0,25	-

Rodzaj pokrycia zlewni P5.



Uzyskane wyniki przy zadanym czasie trwania prawdopodobieństwa.

Opis	Oznaczenie	Wartości				Jednostka
Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu	p	1	5	10	20	[%]
Czas trwania opadu	t	353,7	353,7	353,7	353,7	min
Wysokość opadu (Bogdanowicz-Stachy)	P	67,7	54,8	48,4	41,1	mm
Natężenie deszczu miarodajnego	q	31,9	25,8	22,8	19,4	dm ³ /(s·ha)
Maksymalny przepływ	Q	520,3	421,6	372,3	316,4	dm ³ /s
Maksymalny przepływ	Q	0,52	0,42	0,37	0,32	m³/s

3.6. Podsumowanie obliczeń hydrologicznych.

Na podstawie analizy materiałów źródłowych tj. numerycznego modelu terenu, ortofotomap, mapy topograficznej, mapy zasadniczej oraz przeprowadzonej wizji terenowej, obszar osiedla Dywizjonu Pociągów Pancernych w Niepołomicach wraz z terenem sąsiadującym, podzielono na pięć zlewni. Dla każdej ze zlewni przyjęto zamykający przekrój obliczeniowy, dla którego dokonano obliczeń wielkości przepływających wód. Z wyznaczonych zlewni, trzy są

zlewniami głównymi (zamknięte przekrojami P1, P2 i P4) a dwie zlewniami cząstkowymi (zamknięte przekrojami P3 i P5) zawierającymi się w zlewni głównej przekroju P1.

Zestawienie otrzymanych wartości przepływów, dla danych prawdopodobieństw wystąpienia, w poszczególnych przekrojach obliczeniowych przedstawiono w poniżej tabeli.

Nr przekroju	Powierzchnia [ha]	Współczynnik spływu [-]	Przepływ [m ³ /s]			
			Q20%	Q10%	Q5%	Q1%
P1	273,16	0,25	0,51	0,60	0,68	0,84
P2	235,32	0,31	0,44	0,52	0,58	0,72
P3	40,70	0,31	0,21	0,24	0,28	0,34
P4	32,52	0,31	0,15	0,17	0,20	0,24
P5	188,80	0,25	0,32	0,37	0,42	0,52

Największe wartości przepływów uzyskano dla zlewni przekroju obliczeniowego P1. Jest to największa ze wszystkich zlewni głównych, jednak ze względu na sposób i rodzaj zagospodarowania terenu posiada ona równocześnie najmniejszą wartość współczynnika spływu powierzchniowego. Najmniejsze wartości przepływów uzyskano dla zlewni przekroju obliczeniowego P4. W dużej mierze jest to związane z pracą rowu 2-3, który powoduje przerzut wód ze zlewni cieku 3 do zlewni cieku 2. Wszystkie zlewnie zagospodarowane są w podobnym stopniu o czym świadczą zbliżone wartości współczynnika spływu.

Zgodnie z PN-S-02204:1997 „Drogi samochodowe – odwodnienie dróg” dla terenów miejskich skanalizowanych w terenach płaskich deszcz miarodajny należy przyjmować dla wartości prawdopodobieństwa wynoszącego p50%. Jednak ze względu na coraz częstsze występowanie opadu o charakterze nawałnym i zwiększającej się zabudowie rozpatrywanego obszaru do dalszej analizy przyjęto deszcz miarodajny dla prawdopodobieństwa wystąpienia wynoszący p20%.

4. ROZWIĄZANIA KONCEPCYJNE.

Przyjęcie rozwiązań koncepcyjnych, poprzedzone zostało analizą wielkości terenu z jakiego mają być odprowadzane wody, jego ukształtowaniem i zagospodarowaniem oraz wynikającą z powyższego możliwością ich odprowadzenia. W stanie obecnym, cieki zainwentaryzowane w obrębie zlewni głównych oraz zlewni cząstkowych analizowanego terenu posiadają nieregularny spadek dna, z często występującym odcinkowym przeciwspadkiem. Dodatkowymi obiektami znacząco utrudniającymi spływ wód są przepusty drogowe, zarówno na drogach publicznych jak i na wjazdach do prywatnych posesji oraz miejscowe zarurowania rowów. Obiekty te przyczyniają się do dławienia bądź prawie całkowicie uniemożliwiają odpływ. Najczęściej jest to spowodowane ich nieprawidłowymi parametrami technicznymi tj. zbyt mała średnica, brakiem spadku, spadkiem o nachyleniu przeciwnym niż dno cieku, wlotem do przewodu powyżej dna rowu. Rządziej powodem jest ich zły stan techniczny tj. zamulenie, połamanie oraz poklawiszowanie przewodu. Ze względu na płytko zalegające wody gruntowe, w przypadku przetamowań powodujących jej gromadzenie w korycie cieku, nie ma możliwości ich infiltracji w podłoże. Co więcej, w przypadku głębszych rowów, możliwe jest występowanie wysięków w dnie i na skarpach cieków w wyniku okresowego podnoszenia się zwierciadła wody gruntowej.

Wariant W1 przyjmuje wyrównanie niwelety dna cieków, przy zachowaniu rzędnej dna cieku w miejscu jego ujścia oraz zachowanie ważniejszych, ze względów komunikacyjnych lub zabudowy, przepustów i zarurowań. Wariant W2 przewiduje wyrównanie niwelet dna cieków, przy wykonaniu maksymalnego obniżenia rzędnej dna cieku w miejscu jego ujścia oraz przebudowę większości przepustów i zarurowań. Wariant W3 przewiduje odtworzenie cieku 1-9 i połączenie go z ciekiem 3-2 oraz przerzucenie wód pomiędzy zlewniami zarówno w sposób grawitacyjny poprzez kanały jak i ciśnieniowy poprzez przepompownię. Na mapie na rys. nr 3 przedstawiono analizowane rozwiązania.

4.1. Wariant W1.

Rozwiązania koncepcyjne przyjęte w wariantcie W1 polegają na wyrównaniu niwelety dna cieków, przy zachowaniu istniejącej rzędnej dna w miejscu ujścia oraz w celu zminimalizowania koniecznych do wykonania prac, zachowaniu ważniejszych, ze względów komunikacyjnych lub zabudowy, przepustów i zarurowań, które przepuszczają wody w sposób sprawny, nie powodujący przetamowań. Poniżej w formie tabelarycznej, zestawiono przyjęte w tym wariantcie nachylenia dna cieków oraz w kolejnej tabeli konieczność przebudowy obiektu znajdującego się na cieku. Ze względu na wyrównanie i podniesienie dna cieku 3 w miejscu wylotu zarurowania B.119, zarurowanie to przewidziano do zaiłowania. Szacowana ilość drzew do wycinki wynosi 200szt. Pozostałych po wycince pni do wykarczowania 70szt. Szacunkowa powierzchnia zakrzaczeń do wycinki wynosi 2000m².

Tabela wartości projektowanych spadków dna cieków dla wariantu W1

Ciek	Kilometraż	Długość [m]	Spadek [-]	Uwagi
1	0+000 - 0+008	8,0	0,0050	Istniejące koryto
	0+008 - 1+322	1314,0	0,0010	
	1+322 - 3+493	2171,0	0,0005	
	3+493 - 3+513	20,0	0,0106	Istniejący przepust DW964
	3+513 - 4+320	807,0	0,0002	

Ciek	Kilometraż	Długość [m]	Spadek [-]	Uwagi
	4+320 - 4+679	359,0	0,0008	
	4+679 - 5+694	1015,0	0,0012	Istniejące koryto
1-1	0+000 - 0+256	256,0	0,0055	
1-2	0+000 - 1+138	1138,0	0,0006	
1-2-1	0+000 - 0+199	199,0	0,0026	
1-2-2	0+000 - 0+353	353,0	0,0005	
1-3	0+000 - 0+753	753,0	0,0011	
	0+753 - 0+957	204,0	0,0024	Istniejące koryto
1-3-1	0+000 - 0+326	326,0	0,0008	
	0+326 - 0+510	184,0	0,0063	Istniejące koryto
1-4	0+000 - 0+356	356,0	0,0016	
	0+356 - 0+652	296,0	0,0028	Istniejące koryto
1-4-1	0+000 - 0+465	465,0	0,0013	
	0+465 - 606	141,0	0,0060	Istniejący zarurowanie
	606 - 793	187,0	0,0008	Istniejące koryto
1-4-2	0+000 - 0+040	40,0	0,0045	Istniejący zarurowanie
	0+040 - 0+117	77,0	0,0031	
1-5	0+000 - 0+313	313,0	0,0046	
1-6	0+000 - 0+084	84,0	0,0018	
	0+084 - 0+101	17,0	0,0156	Istniejące koryto
1-7	0+000 - 0+312	312,0	0,0034	
	0+312 - 0+342	30,0	0,0013	Istniejące koryto
1-8	0+000 - 0+371	371,0	0,0016	
	0+371 - 0+517	146,0	0,0009	Istniejące koryto
1-8-1	0+000 - 0+034	34,0	0,0238	Istniejące koryto
	0+034 - 0+129	95,0	0,0025	
1-8-2	0+000 - 0+260	260,0	0,0004	
1-9	0+000 - 0+469	469,0	0,0025	Istniejące koryto
	0+469 - 1+254	759,0	0,0006	
	1+254 - 1+314	60,0	0,0075	Istniejące koryto
2	0+000 - 1+084	1084,0	0,0010	
	1+084 - 1+102	18,0	0,0106	Istniejący przepust DW964
	1+102 - 1+910	808,0	0,00001	
	1+910 - 2+069	159,0	0,0022	Istniejące koryto
	2+069 - 2+083	14,0	0,0429	Istniejący przepust
2-1	0+000 - 0+275	275,0	0,0021	
	0+275 - 0+310	35,0	0,0037	Istniejące koryto
2-2	0+000 - 0+184	184,0	0,0016	

Ciek	Kilometraż	Długość [m]	Spadek [-]	Uwagi
	0+184 - 0+265	81,0	0,0016	Istniejący zarurowanie
	0+265 - 0+345	80,0	0,0065	
2-3	0+000 - 0+312	312,0	0,0060	
	0+312 - 0+323	11,0	0,0136	Istniejący przepust
	0+323 - 0+334	11,0	0,0390	Istniejące koryto
2-4	0+000 - 0+174	174,0	0,0081	
	0+174 - 0+372	198,0	0,0025	Istniejące koryto
2-5	0+000 - 0+182	182,0	0,0081	
2-6	0+000 - 0+094	94,0	0,0153	
3	0+000 - 0+623	623,0	0,0018	
	0+623 - 0+639	16,0	0,0097	Istniejący przepust DW964
	0+639 - 2+132	1493,0	0,0005	
	2+132 - 2+147	15,0	0,0253	Istniejący przepust DK75
	2+147 - 2+170	23,0	0,0052	Istniejące koryto

Tabela obiektów wymagających przebudowy dla wariantu W1

Ciek	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa
1	B.1	nie	B.14	nie	B.21/22	nie
	B.3	tak	B.17	tak	B.23	nie
	B.4	tak	B.18	tak	B.24	nie
	B.7a	nie	B.19	tak	B.25	nie
	B.12	tak	B.20a	nie	-	-
	B.13	tak	B.20	nie	-	-
1-3	B.52	tak	B.57	nie	B.61	nie
	B.54	tak	B.58	nie	B.62	nie
	B.55	tak	B.59	nie	-	-
	B.56	nie	B.60	nie	-	-
1-3-1	B.51	tak	B.50	tak	-	-
1-4	B.63	tak	B.65	tak	B.66	tak
1-4-1	B.67	tak	B.86	tak	B.80	nie
	B.68	tak	B.88/B.87	nie	B.81	nie
	B.69	tak	B.76b	nie	B.82	nie
	B.70	tak	B.77	nie	B.83	nie
	B.72	tak	B.78	nie	B.84	nie
	B.73	tak	B.79	nie	B.85	nie
1-4-2	B.76a	nie	B.75	nie	B.74	tak

1-5	B.5	tak	B.6	tak	-	-
1-7	B.8	tak	B.9	tak	B.10	tak
1-8	B.11	tak	-	-	-	-
2	B.44	tak	B.39	tak	B.30	tak
	B.43	tak	B.36	tak	B.31	tak
	B.42	tak	B.35	nie	B.32	tak
2-2	B.46/B.47	nie	-	-	-	-
2-3	B.33	tak	B.97	nie	-	-
2-4	B.28	tak	B.27	nie	B.26	nie
3	B.45	tak	B.99	tak	B.111	nie
	B.92	nie	B.103	nie	B.112	nie
	B.96	tak	B.106	nie	-	-
3-2	B.122	nie	B.120	nie	B.117	nie
	B.121	nie	B.118	nie	B.116	nie

4.2. Wariant W2.

Rozwiązania koncepcyjne przyjęte w wariantcie W2 polegają na wyrównaniu niwelety dna cieków, przy wykonaniu maksymalnego obniżenia rzędnej dna cieku w miejscu jego ujścia oraz przebudowę większości przepustów i zaruowań znajdujących się na ciekach. Wariant ten zakłada maksymalne obniżenie rzędnej dna cieku ze względu na poziom dna odbiornika (zaczynając od pierwszego odbiornika tj. rzeki Drwinki, przez odbiorniki kolejnych rzędów). Ze względu na stan techniczny oraz rzędne wlotu i wylotu, część istniejących przepustów i zaruowań zakwalifikowano jako możliwe do pozostawienia w połączeniu z rozwiązaniami wariantu W2. Poniżej w formie tabelarycznej, zestawiono przyjęte w tym wariantcie nachylenia dna cieków oraz w kolejnej tabeli konieczność przebudowy obiektu znajdującego się na cieku. Ze względu na wyrównanie i podniesienie dna cieku 3 w miejscu wylotu zaruowania B.119, zaruowanie to przewidziano do zailowania. Szacowana ilość drzew do wycinki wynosi 230szt. Pozostałych po wycince pni do wykarczowania 75szt. Szacunkowa powierzchnia zakrzaczeń do wycinki wynosi 2500m².

Tabela wartości projektowanych spadków dna cieków dla wariantu W2

Ciek	Kilometraż	Długość [m]	Spadek [-]	Uwagi
1	0+000 - 3+493	3493,0	0,0007	
	3+493 - 3+513	20,0	0,0106	Istniejący przepust DW964
	3+513 - 4+752	1239,0	0,0006	
	4+752 - 4+821	69,0	0,0016	Istniejące zaruowanie
	4+821 - 5+694	873,0	0,0012	Istniejące koryto
1-1	0+000 - 0+256	256,0	0,0074	
1-2	0+000 - 1+138	1138,0	0,0016	
1-2-1	0+000 - 0+199	199,0	0,0073	
1-2-2	0+000 - 0+353	353,0	0,0042	

Ciek	Kilometraż	Długość [m]	Spadek [-]	Uwagi
1-3	0+000 - 0+957	957,0	0,0014	
1-3-1	0+000 - 0+510	510,0	0,0029	
1-4	0+000 - 0+535	535,0	0,0029	
	0+535 - 0+652	117,0	0,0027	Istniejące koryto
1-4-1	0+000 - 0+793	793,0	0,0019	
1-4-2	0+000 - 0+117	117,0	0,0041	
1-5	0+000 - 0+313	313,0	0,0073	
1-6	0+000 - 0+101	101,0	0,0156	
1-7	0+000 - 0+342	342,0	0+0040	
1-8	0+000 - 0+517	517,0	0,0013	
1-8-1	0+000 - 0+129	129,0	0,0097	
1-8-2	0+000 - 0+260	260,0	0,0019	
1-9	0+000 - 0+179	179,0	0,0067	Istniejące koryto
	0+179 - 0+469	290,0	-0,0150	Proj. niweleta z przeciwspadkiem
	0+469 - 1+254	785,0	0,0012	
	1+254 - 1+314	60,0	0,0075	Istniejące koryto
2	0+000 - 2+044	2044,0	0,0007	
	2+044 - 2+069	25,0	0,0070	Istniejące koryto
	2+069 - 2+083	14,0	0,0429	Istniejący przepust
2-1	0+000 - 0+275	275,0	0,0057	
2-2	0+000 - 0+345	345,0	0,0059	
2-3	0+000 - 0+338	338,0	0,0026	
2-4	0+000 - 0+372	372,0	0,0046	
2-5	0+000 - 0+182	182,0	0,0080	
2-6	0+000 - 0+094	94,0	0,0134	
3	0+000 - 2+132	2132,0	0,0010	
	2+132 - 2+147	15,0	0,0253	Istniejący przepust DK75
	2+147 - 2+170	23,0	0,0052	Istniejące koryto

Tabela obiektów wymagających przebudowy dla wariantu W2

Ciek	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa
1	B.1	tak	B.14	tak	B.21/22	nie
	B.3	tak	B.17	tak	B.23	nie
	B.4	tak	B.18	tak	B.24	nie
	B.7a	nie	B.19	tak	B.25	nie
	B.12	tak	B.20a	tak	-	-
	B.13	tak	B.20	tak	-	-

Ciek	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa
1-3	B.52	tak	B.57	tak	B.61	tak
	B.54	tak	B.58	tak	B.62	tak
	B.55	tak	B.59	tak	-	-
	B.56	tak	B.60	tak	-	-
1-3-1	B.51	tak	B.50	tak	-	-
1-4	B.63	tak	B.65	tak	B.66	tak
1-4-1	B.67	tak	B.86	tak	B.80	tak
	B.68	tak	B.88/B.87	tak	B.81	tak
	B.69	tak	B.76b	tak	B.82	tak
	B.70	tak	B.77	tak	B.83	tak
	B.72	tak	B.78	tak	B.84	tak
	B.73	tak	B.79	tak	B.85	nie
1-4-2	B.76a	tak	B.75	tak	B.74	tak
1-5	B.5	tak	B.6	tak	-	-
1-7	B.8	tak	B.9	tak	B.10	tak
1-8	B.11	tak	-	-	-	-
2	B.44	tak	B.39	tak	B.30	tak
	B.43	tak	B.36	tak	B.31	tak
	B.42	tak	B.35	tak	B.32	nie
2-2	B.46/B.47	tak	-	-	-	-
2-3	B.33	tak	B.97	tak	-	-
2-4	B.28	tak	B.27	tak	B.26	tak
3	B.45	tak	B.99	tak	B.111	nie
	B.92	tak	B.103	nie	B.112	nie
	B.96	tak	B.106	nie	-	-
3-2	B.122	nie	B.120	nie	B.117	nie
	B.121	nie	B.118	nie	B.116	nie

4.3. Wariant W3.

Rozwiązania projektowe, przyjęte w ramach wariantu W3 można podzielić na trzy kategorie. Pierwsza to odbudowa rowu 1-9 i połączenie go z rowem 3-2. Druga to budowa kanałów pozwalających na przerzut wody w sposób grawitacyjny pomiędzy ciekami. Trzecia to budowa przepompowni pozwalająca na przerzut wody w sposób ciśnieniowy pomiędzy ciekami.

W związku z proponowanymi rozwiązaniami oraz istniejącym układem terenu, zarurowanie B.119 łączące ciek 3-2 z ciekiem 3 przewidziano do zainstalowania i przejęcia jego funkcji przez przepompownię Pp1. Jest to umotywowane niewystarczającymi parametrami technicznymi zarurowania. Wlot położony jest około 25cm wyżej niż dno rowu 3-2 w jego bezodpływowej części. Dodatkowo wylot z zarurowania położony jest w przewidzianym do wyrównania (zarówno

w wariantach W1 jak i W2) obniżeniu dna cieku 3, co po wyrównaniu jego niwelety uniemożliwi odprowadzenie wód z wylotu. Różnica dna wlotu i wylotu wynosi 12cm co przy szacunkowej długości około 75m daje orientacyjny spadek dna rzędu $i=0,0016$ co może powodować zamulanie przewodu. W celu oceny dokładniejszego stanu technicznego zarurowania należałoby przeprowadzić inspekcję przewodu.

4.3.1. Odbudowa rowu 1-9.

W stanie istniejącym rów 1-9 można podzielić na dwie części. Część górną, w której rów przebiega głównie przez łąki, grunty orne i nieużytki, rozdzielając nieruchomości. Rów jest porośnięty drzewami i krzewami ale na większości odcinka zachowana jest jego ciągłość. Część dolną, w której rów w dużej mierze biegnie wzdłuż ul. Prostej, ul. Wiśniowej i ul. Akcyjowej. Na tym odcinku nie ma zachowanej ciągłości rowu. Jest on poprzecinany licznymi dojazdami do posesji a nawet miejscowo zarurowany lub zasypany. Rów kończy się w okolicach stawu przy skrzyżowaniu ul. Akcyjowej i ul. Słonecznej. Ponieważ koncepcyjne odtworzenie trasy rowu sporządzono na bazie numerycznego modelu terenu, na etapie projektowym należy doprecyzować jego przebieg oraz ilość wymaganych do przebudowy lub budowy przepustów.

Rozwiązanie koncepcyjne zakłada odtworzenie rowu 1-9 w sposób przywracający jego ciągłość oraz grawitacyjne odprowadzenie wód w kierunku stawu, następnie połączenie go z rowem 3-2 poprzez wykonanie Kanału nr 6 pod ul. Akcyjową. Rozwiązanie to umożliwia odprowadzanie wód opadowych z zachodniej części zlewni P1.

4.3.2. Budowa przepompowni.

Ze względu na ukształtowanie terenu, tj. płaski teren z miejscowymi podłużnymi i łukowymi obniżeniami, powstałymi w wyniku procesów fluwialnych, nie ma technicznych możliwości, aby w sposób grawitacyjny zapewnić odprowadzenie wód opadowych z całości terenu zlewni. Dlatego rozważono zastosowanie przepompowni dla miejsc niewralgicznych. Przewiduje się zastosowanie przepompowni o charakterze podziemnym, instalowanej w podziemnej komorze żelbetowej, wyposażoną w szafę sterującą znajdującą się na powierzchni terenu.

Przepompownia Pp1 zlokalizowana jest na rowie 3-2 w okolicy sklepu budowlanego (skrzyżowanie ul. Na Tamie i ul. Bażantowej) w km 0+864 cieku „3-2 – 1-9”. Lokalizacja ta wybrana została na podstawie układu spadku podłużnego dna cieku. Jest to najniższej położony, bezodpływowy odcinek rowu 3-2. Wylot z przepompowni zaprojektowano do cieku nr 3. W ramach zwiększenia obszaru z którego będzie przepompowywana woda, należy przyjąć jako całościowe opisane powyżej rozwiązanie, łączące ciek 1-9 z ciekiem 3-2. Zastosowanie przepompowni w tej lokalizacji pozwoliłoby na odprowadzenie wód opadowych z zachodniej części zlewni P1 oraz zachodniej i północno-zachodniej części zlewni P2, która w chwili obecnej ma charakter bezodpływowy.

Przyjęta sumaryczna wydajność przepompowni Pp1 wynosi 350 l/s. Wstępnie dobrano pompy Flygt NP 3153.182 wersja LT o wydajności 120 l/s i wysokości podnoszenia około 6,0m oraz mocy 9kW każda. Sumarycznie w pompowni Pp1 będą zainstalowane trzy pompy, a ich łączne zapotrzebowanie na moc będzie wynosić 27kW. Zasilanie pompowni planuje się z sieci energetycznej z awaryjnym gniazdem do podłączenia spalinowego agregatu prądotwórczego. Pompownia będzie obiektem podziemnym, składającym się z komory żelbetowej prefabrykowanej o wymiarach 5,50 x 2,70 x 2,67m. Tryb pracy pomp w warunkach pracy normalnej będzie naprzemienny, a warunkach pracy maksymalnej będą pracować wszystkie pompy. Szacunkowy koszt pompowni Pp1 wraz z osprzętem, armaturą i zasilaniem wynosi około 1 100 000zł.

Przepompownia Pp2 zlokalizowana jest na rowie 1-4-1 pomiędzy ul. Pociągów Pancernych a ul. Zabierzowską, w km cieku 0+443, z odprowadzeniem przepompowywanych wód do przydrożnego rowu ul. Zabierzowskiej, biegnącego po jej południowej stronie (w chwili obecnej wody opadowe z Os. DPP odprowadzane są rowem biegnącym po północnej stronie drogi). Dzięki takiej lokalizacji zrzutu wody z przepompowni, możliwe jest wyłączenie z dalszej trasy rowu 1-4-1 dwóch przepustów, które ze względu na swoją konstrukcję, w dużym stopniu ograniczają odpływ. Są to obiekty B.86 czyli przepust pod ul. Pociągów Pancernych i obiekt B.73 czyli przepust pod drogą wojewódzką nr 964.

Przyjęta sumaryczna wydajność przepompowni Pp2 wynosi 240 l/s. Wstępnie dobrano pompy Flygt NP 3153.182 wersja LT o wydajności 120 l/s i wysokości podnoszenia około 6,0m oraz mocy 9kW każda. Łącznie w pompowni Pp2 będą zainstalowane dwie pompy a ich sumaryczne zapotrzebowanie na moc będzie wynosić 18kW. Zasilanie pompowni planuje się z sieci energetycznej z awaryjnym gniazdem do podłączenia spalinowego agregatu prądotwórczego. Pompownia będzie obiektem podziemnym, składającym się z komory żelbetowej prefabrykowanej o wymiarach 4,81 x 2,70 x 2,67m. Tryb pracy pomp w warunkach pracy normalnej będzie naprzemienny, a warunkach pracy maksymalnej będą pracować wszystkie pompy. Szacunkowy koszt pompowni Pp2 wraz z osprzętem, armaturą i zasilaniem wynosi około 870 000zł.

UWAGA: W okresie eksploatacji pompowni, w okresach suszy, przy przestoju dłuższym niż miesiąc, należy przewidzieć dowóz wody beczkowozami do pompowni i konserwacyjną pracę pomp w czasie nie krótszym niż 10minut. Proces jest wymagany ze względu na trwałość uszczelnień pomp.

4.3.2. Budowa kanałów.

W celu odciążenia niektórych cieków, jak również stworzenia korzystniejszych warunków hydraulicznych, rozważono budowę kanałów, pozwalających na przekierowanie części wód w sposób grawitacyjny. Ze względu na upad terenu w kierunku południowym oraz odległości min. 400m do najbliższych rowów prowadzących wody przez przepusty wałowe, na wstępnym etapie, odrzucono wykonanie kanałów łączących analizowane cieki z rowami przepustów. Do wstępnej analizy wytypowano sześć lokalizacji.

Kanał K1 – łączący ciek nr 1 (potok Wroniarka) z rzeką Drwinką. Głównym założeniem Kanału K1 jest usprawnienie spływu wód poprzez zwiększenie spadku dna, zarówno na długości Kanału jak i dalszej części cieku. Wlot do Kanału zlokalizowany jest w km 1+957 cieku nr 1, wylot w okolicy km 21+730 rzeki Drwinki.

Kanał 1					
Wlot	Wylot	Długość	Rzędna wlotu	Rzędna wylotu	Spadek
Ciek nr 1 (km 1+957)	rz. Drwinka (km 21+730)	317m	187,08m npm – W1 186,71m npm - W2	186,40m npm - W0	0,002 – W1 0,001 - W2

Ze względu na spadek dna cieku nr 1 pomiędzy istniejącym ujściem do rzeki Drwinki a przekrojem Pr.13 wynoszącym $i=0,001$, uznano że wykonanie Kanału nr 1 nie przyniesie wymiernej poprawy odprowadzania wód, zarówno dla rzędnych wlotu wariantu W1 jak i W2. Dodatkowo znaczne skrócenie ujściowego odcinka cieku nr 1 może spowodować zwiększone oddziaływanie wód cofkowych od rzeki Drwinki.

Kanał K2 – łączący ciek nr 1 (potok Wroniarka) z ciekiem nr 4. Głównym założeniem Kanału K2 jest przekierowanie części przepływu z cieku nr 1 w celu odciążenia jego dolnego

odcinka. Wlot do Kanału w km 3+626 cieku nr 1, wylot w km 3+770 cieku nr 4. Wybrana lokalizacja Kanału pozwala na uzyskanie jego najkrótszej trasy.

Kanał 2					
Wlot	Wylot	Długość	Rzędna wlotu	Rzędna wylotu	Spadek
Ciek nr 1 (km 3+626)	Ciek nr 2 (km 3+770)	234m	188,00m npm – W1 188,06m npm – W2	189,37m npm - W0	-0,006 – W1 -0,006 – W2

Ze względu na różnicę terenu pomiędzy wlotem a wylotem Kanału, niemożliwe jest grawitacyjne odprowadzenie wód.

Kanał K3 – łączący ciek nr 1-9 z ciekami nr 1. Głównym założeniem Kanału K3 jest przekierowanie części wód z zachodniej terenu zlewni P1 (okolice ul. Topolowej, ul. Prostej i ulic przyległych). Wlot do Kanału w km 1+726 (przy połączeniu cieku 1-9 z ciekami 3-2 – wariant W3), wylot w km 5+694 cieku nr 1.

Kanał 3					
Wlot	Wylot	Długość	Rzędna wlotu	Rzędna wylotu	Spadek
Ciek nr „3-2 – 1-9” (km 1+726)	Ciek nr 1 (km 5+694)	150m	190,32m npm – W3	189,87m npm - W0	0,003 – W3

Możliwe jest wykonanie Kanału, który będzie pełnił funkcję kanału ulgi, odprowadzającego część przepływu cieku 1-9. Uzyskany spadek dna wynoszący $i=0,003$ jest minimalnym możliwym do zastosowania w przypadku koniecznych do wykonania przepustów drogowych bądź zarurowań. Możliwe jest też wykonanie wlotu na rzędnej wyższej, niż założony, co automatycznie przyczyni się do zwiększenia spadku.

Kanał K4 – łączący ciek nr 3-2 z ciekami nr 3. Głównym założeniem Kanału K4 jest zapewnienie odpływu z najniższego, bezodpływowego odcinka cieku 3-2. Wlot to Kanału w km 0+323 cieku 3-2, wylot w km 1+868 cieku nr 3.

Kanał 4					
Wlot	Wylot	Długość	Rzędna wlotu	Rzędna wylotu	Spadek
Ciek nr 3-2 (km 0+323)	Ciek nr 3 (km 1+868)	68m	188,52m npm - W0	189,27m npm – W0 189,56m npm – W1 189,45m npm – W2	-0,011 – W0 -0,015 – W1 -0,014 – W2

Ze względu na różnicę terenu pomiędzy wlotem a wylotem Kanału, niemożliwe jest grawitacyjne odprowadzenie wód.

Kanał K5 – łączący ciek nr 1-8-1 z ciekami nr 1-8. Głównym założeniem Kanału K5 jest zapewnienie odpływu z odcinka cieku 1-8-1, który ma charakter pofluwalnego obniżenia terenu. Wlot do Kanału w km 0+000 cieku 1-8-1, wylot w km 0+332 cieku 1-8.

Kanał 5					
Wlot	Wylot	Długość	Rzędna wlotu	Rzędna wylotu	Spadek
Ciek nr 1-8-1 (km 0+000)	Ciek nr 1-8 (km 0+332)	43m	189,84m npm – W1 189,22m npm – W2	189,00m npm – W1 188,80m npm – W2	0,019 – W1 0,009 – W2

Możliwe jest wykonanie Kanału, który będzie pełnił funkcję kanału ulgi, odprowadzającego całość przepływu cieku 1-8+1.

Kanał K6 – łączący ciek 1-9 z ciekim 3-2. Wspólnie z odtworzeniem ciągłości cieków 1-9 oraz budową przepompowni Pp1 budowa Kanału K6 jest kluczowym elementem wariantu W3. Kanał długości 70m pozwala na połączenie obydwu cieków w rejonie ul. Akacyjowej i ul. Na tamie. Wlot do Kanału w km 1+257, wylot w km 1+187 (dla profilu z połączonymi ciekami).

Kanał 6					
Wlot	Wylot	Długość	Rzędna wlotu	Rzędna wylotu	Spadek
Ciek nr 1-9 (km 1+257)	Ciek nr 3-2 (km 1+187)	70m	189,17m npm – W3	189,05m npm – W3	0,002 – W3

Możliwe jest wykonanie Kanału, który będzie pełnił funkcję kanału ulgi, odprowadzającego całość przepływu cieków 1-9. W przypadku konieczności wykonania przepustów drogowych na cieku „3-2 – 1,9” możliwe jest jego przegłębienie od planowanej przepompowni Pp1 (km 0+864) w górę cieku.

Podsumowanie analizy przyjętych lokalizacji kanałów.

Obiekt	Decyzja	Uwagi
Kanał K1	Odrzucono	Możliwe grawitacyjne odprowadzenie – niewystarczająca efektywność
Kanał K2	Odrzucono	Brak możliwości grawitacyjnego odprowadzenia
Kanał K3	Przyjęto	Możliwości grawitacyjnego odprowadzenia
Kanał K4	Odrzucono	Brak możliwości grawitacyjnego odprowadzenia
Kanał K5	Przyjęto	Możliwości grawitacyjnego odprowadzenia
Kanał K6	Przyjęto	Możliwości grawitacyjnego odprowadzenia

Zgodnie z przedstawionymi powyżej parametrami za skuteczne i możliwe do wykonania, w postaci grawitacyjnych odprowadzalników, przyjęto Kanał K3, K5 oraz K6.

4.4. Przyjęte rozwiązania.

W celu wskazania rozwiązań najefektywniejszych oraz uzasadnionych ekonomicznie, połączono częściowe rozwiązania z poszczególnych wariantów tworząc ostateczne rozwiązania koncepcyjne, łączące cząstkowe elementy poszczególnych wariantów, których zestawienie zostało przedstawione na rys. nr 7.

W celu usprawnienia odpływu na głównych odprowadzalnikach zostaną one wykonane zgodnie z założeniami wariantu W2, tj. nadany zostanie im maksymalny do uzyskania spadek dna oraz przebudowane zostaną przepusty i zarurowania powodujące lokalne przetamowania utrudniające odpływ. Dopływy cieków głównych, w zależności od ich stanu oraz rodzaju terenu z jakiego odprowadzają wody zostaną wykonane zgodnie z założeniami wariantu W1 i W2. Cieki 1-2 oraz 2-3 pełniące w chwili obecnej funkcję kanałów przerzutowych pomiędzy głównymi odprowadzalnikami, zostaną wykonane według wariantu W1. Ich funkcja łącząca odprowadzalniki zostanie zachowana, jednak nie w formie kanałów odprowadzających większą część wód odprowadzalników, a jako kanały ulgi, umożliwiające przerzucenie nadmiaru wód pomiędzy zlewniami głównymi. Przyjęto wszystkie rozwiązania wariantu W3 dotyczące odtworzenia rowu 1-9 oraz budowy przepompowni Pp1 i Pp2 oraz wykonanie Kanałów K3, K5 i K6. Podobnie jak w poprzednich wariantach zarurowanie B.119, łączące ciek 3-2 z ciekim 3 przewidziano do zainstalowania i przejęcia jego funkcji przez przepompownię Pp1. Szacowana ilość drzew do wycinki wynosi 250szt. Pozostałych po wycince pni do wykarczowania 80szt. Szacunkowa powierzchnia

zakrzaczeń do wycinki wynosi 2800m².

Tabele przyjętych rozwiązań projektowych dla wariantu łączonego

Przyjęte spadki dna cieków

Ciek	Kilometraż	Długość [m]	Spadek [-]	Uwagi
1	0+000 - 3+493	3493,0	0,0007	Wariant W2
	3+493 - 3+513	20,0	0,0106	Istniejący przepust DW964
	3+513 - 4+752	1239,0	0,0006	Wariant W2
	4+752 - 4+821	69,0	0,0016	Istniejące zarurowanie
	4+821 - 5+694	873,0	0,0012	Istniejące koryto
1-1	0+000 - 0+256	256,0	0,0055	Wariant W1
1-2	0+000 - 1+138	1138,0	0,0006	Wariant W1
1-2-1	0+000 - 0+199	199,0	0,0026	Wariant W1
1-2-2	0+000 - 0+353	353,0	0,0005	Wariant W1
1-3	0+000 - 0+957	957,0	0,0014	Wariant W2
1-3-1	0+000 - 0+326	326,0	0,0008	Wariant W1
	0+326 - 0+510	184,0	0,0063	Istniejące koryto
1-4	0+000 - 0+356	356,0	0,0016	Wariant W1
	0+356 - 0+652	296,0	0,0028	Istniejące koryto
1-4-1	0+000 - 0+319	319,0	0,0013	Wariant W1
	0+319 - 0+793	474,0	0,0017	Istniejące koryto
1-4-2	0+000 - 0+117	117,0	0,0036	Istniejące koryto
1-5	0+000 - 0+313	313,0	0,0046	Wariant W1
1-6	0+000 - 0+084	84,0	0,0018	Wariant W1
	0+084 - 0+101	17,0	0,0156	Istniejące koryto
1-7	0+000 - 0+312	312,0	0,0034	Wariant W1
	0+312 - 0+342	30,0	0,0013	Istniejące koryto
1-8	0+000 - 0+371	371,0	0,0016	Wariant W1
	0+371 - 0+517	146,0	0,0009	Istniejące koryto
1-8-1	0+000 - 0+129	129,0	0,0097	Wariant W2
1-8-2	0+000 - 0+260	260,0	0,0019	Wariant W2
1-9	1+257 - 2+512	1255,0	0,0016	Wariant W3
2	0+000 - 2+044	2044,0	0,0007	Wariant W2
	2+044 - 2+069	25,0	0,0070	Istniejące koryto
	2+069 - 2+083	14,0	0,0429	Istniejący przepust
2-1	0+000 - 0+275	275,0	0,0021	Wariant W1
	0+275 - 0+310	35,0	0,0037	Istniejące koryto
2-2	0+000 - 0+184	184,0	0,0016	Wariant W1
	0+184 - 0+265	81,0	0,0016	Istniejące zarurowanie

Ciek	Kilometraż	Długość [m]	Spadek [-]	Uwagi
	0+265 - 0+345	80,0	0,0065	Wariant W1
2-3	0+000 - 0+312	312,0	0,0060	Wariant W1
	0+312 - 0+323	11,0	0,0136	Istniejący przepust
	0+323 - 0+334	11,0	0,0390	Istniejące koryto
2-4	0+000 - 0+372	372,0	0,0046	Wariant W2
2-5	0+000 - 0+182	182,0	0,0081	Wariant W1
2-6	0+000 - 0+094	94,0	0,0153	Wariant W1
3	0+000 - 2+132	2132,0	0,0010	Wariant W2
	2+132 - 2+147	15,0	0,0253	Istniejący przepust DK75
	2+147 - 2+170	23,0	0,0052	Istniejące koryto
3-2	0+864 - 1+187	323,0	0,0016	Wariant W3

Obiektów wymagających przebudowy

Ciek	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa
1	B.1	tak	B.14	tak	B.21/22	nie
	B.3	tak	B.17	tak	B.23	nie
	B.4	tak	B.18	tak	B.24	nie
	B.7a	nie	B.19	tak	B.25	nie
	B.12	tak	B.20a	tak	-	-
	B.13	tak	B.20	tak	-	-
1-3	B.52	tak	B.57	tak	B.61	tak
	B.54	tak	B.58	tak	B.62	tak
	B.55	tak	B.59	tak	-	-
	B.56	tak	B.60	tak	-	-
1-3-1	B.51	tak	B.50	tak	-	-
1-4	B.63	tak	B.65	tak	B.66	tak
1-4-1	B.67	tak	B.86	nie	B.80	nie
	B.68	tak	B.88/B.87	nie	B.81	nie
	B.69	tak	B.76b	nie	B.82	nie
	B.70	tak	B.77	nie	B.83	nie
	B.72	tak	B.78	nie	B.84	nie
	B.73	nie	B.79	nie	B.85	nie
1-4-2	B.76a	nie	B.75	nie	B.74	nie
1-5	B.5	tak	B.6	tak	-	-
1-7	B.8	tak	B.9	tak	B.10	tak
1-8	B.11	tak	-	-	-	-
2	B.44	tak	B.39	tak	B.30	tak

Ciek	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa	Numer obiektu	Przebudowa
	B.43	tak	B.36	tak	B.31	tak
	B.42	tak	B.35	tak	B.32	nie
2-2	B.46/B.47	nie	-	-	-	-
2-3	B.33	tak	B.97	tak	-	-
2-4	B.28	tak	B.27	tak	B.26	tak
3	B.45	tak	B.99	tak	B.111	tak
	B.92	tak	B.103	nie	B.112	nie
	B.96	tak	B.106	nie	-	-
3-2	B.122	nie	B.120	nie	B.117	nie
	B.121	nie	B.118	nie	B.116	nie

Przyjęte kanały

Obiekt	Długość [m]	Spadek [-]	Włot	Wylot
Kanał K3	150	0,003	Ciek nr „3-2 – 1-9” (km 1+726)	Ciek nr 1 (km 5+694)
Kanał K5	43	0,019	Ciek nr 1-8-1 (km 0+000)	Ciek nr 1-8 (km 0+332)
Kanał K6	70	0,002	Ciek nr 1-9 (km 1+257)	Ciek nr 3-2 (km 1+187)

Przyjęte przepompownie

Obiekt	Sumaryczna wydajność [l/s]	Sumaryczne zapotrzebowanie na moc [kW]	Włot	Wylot
Pompownia Pp1	350	27	Ciek nr „3-2 – 1-9” (km 0+864)	Ciek nr 3 (km 1+868)
Pompownia Pp2	240	18	Ciek nr 1-8-1 (km 0+000)	Ciek nr 1-8 (km 0+332)

5. OBLICZENIA HYDRAULICZNE.

Do obliczeń hydraulicznych wytypowane zostały przekroje poprzeczne cieków, które zlokalizowane są w bezpośrednim sąsiedztwie zamykających przekroji hydrologicznych. Obliczeń dokonano dla wszystkich wariantów z rozróżnieniem ze względu na współczynnik szorstkości (w zależności od przyjętego sposobu umocnienia koryta) oraz spadek dna. Jako kluczowe dla celów koncepcji przyjęto przepływy Q10% i Q20% oraz w ramach porównawczych przepływ brzegowy Qb. Dla przekroji Pr.74 i Pr.110 przedstawiono wyniki dla rozwiązania umożliwiającego przerzut wód ciekami 2-3 pomiędzy głównymi odprowadzalnikami jak i przy jego braku.

5.1. Współczynnik szorstkości – umocnienie koryta cieków.

W przyjętych rozwiązaniach koncepcyjnych przyjęto typowy przekrój poprzeczny cieków, dla którego dokonano dalszych obliczeń hydraulicznych. Przekrój ten ma dno szerokości 1,0m oraz skarpy o nachyleniu 1:1,5. Są to parametry zbliżone kształtem do przekroji poprzecznych w stanie istniejącym, dzięki czemu na większości odcinków przekrój projektowy zajmuje w rzucie podobną powierzchnię co przekrój istniejący, dzięki czemu ogranicza się ewentualną ingerencję w istniejącą infrastrukturę. Ze względu na poprawienie spływu wód w ciekach, zapewnienie trwałości kształtu projektowanego przekroju oraz ułatwieniu przyszłej konserwacji, do celów obliczeniowych przyjęto trzy rodzaje umocnienia przekroju poprzecznego. Schematy przedstawiające przyjęte przekroje typowe przedstawiono na rys. nr 6.

- Typ 1 – Umocnienie cieków w całym przekroju darniną – dla takiego rozwiązania przyjęto współczynnik szorstkości wynoszący $n=0,03$
- Typ 2 – Umocnienie cieków w całym przekroju prefabrykowanymi betonowymi płytami ażurowymi typu JOMB lub mała krata hydrotechniczna - dla takiego rozwiązania przyjęto współczynnik szorstkości wynoszący $n=0,02$
- Typ 3 – Umocnienie cieków w całym przekroju konstrukcją żelbetową – dla takiego rozwiązania przyjęto współczynnik szorstkości wynoszący $n=0,014$

5.2. Obliczenia wielkości przepływu i napelnienia koryta cieków.

Obliczenia przepustowości koryt cieków dla rozważanych wariantów obliczono posługując się wzorem Manninga:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{0,667} i^{0,5}$$

n – współczynnik szorstkości [-]

R_h – promień hydrauliczny [m]

i – spadek dna kanału [-]

gdzie:

$$R_h = \frac{F}{O}$$

F – powierzchnia przekroju wypełniona wodą [m²]

O – obwód zwilżony [m]

CIEK 1 Przekrój PR. 19 (Hydrologiczny P1)					
Wariant	Spadek dna i [-]	Współczynnik szorstkości n [-]	Przepływ Q [m³/s]	Prędkość przepływu v [m/s]	Napełnienie koryta h [m]
W1	0,0005	n = 0,03	Q _b = 5,01	v _b = 0,705	h _b = 1,87
			Q _{10%} = 0,60	v _{10%} = 0,413	h _{10%} = 0,71
			Q _{20%} = 0,51	v _{20%} = 0,394	h _{20%} = 0,65
		n = 0,02	Q _b = 7,52	v _b = 1,057	h _b = 1,87
			Q _{10%} = 0,60	v _{10%} = 0,556	h _{10%} = 0,58
			Q _{20%} = 0,51	v _{20%} = 0,531	h _{20%} = 0,53
		n = 0,014	Q _b = 10,74	v _b = 1,510	h _b = 1,87
			Q _{10%} = 0,60	v _{10%} = 0,720	h _{10%} = 0,48
			Q _{20%} = 0,51	v _{20%} = 0,689	h _{20%} = 0,44
W2	0,0007	n = 0,03	Q _b = 7,10	v _b = 0,872	h _b = 2,02
			Q _{10%} = 0,60	v _{10%} = 0,466	h _{10%} = 0,65
			Q _{20%} = 0,51	v _{20%} = 0,447	h _{20%} = 0,60
		n = 0,02	Q _b = 10,65	v _b = 1,308	h _b = 2,02
			Q _{10%} = 0,60	v _{10%} = 0,628	h _{10%} = 0,53
			Q _{20%} = 0,51	v _{20%} = 0,602	h _{20%} = 0,49
		n = 0,014	Q _b = 15,21	v _b = 1,868	h _b = 2,02
			Q _{10%} = 0,60	v _{10%} = 0,814	h _{10%} = 0,44
			Q _{20%} = 0,51	v _{20%} = 0,779	h _{20%} = 0,40

CIEK 1 Przekrój PR. 65 (Hydrologiczny P3)					
Wariant	Spadek dna i [-]	Współczynnik szorstkości n [-]	Przepływ Q [m³/s]	Prędkość przepływu v [m/s]	Napełnienie koryta h [m]
W1	0,0013	n = 0,03	Q _b = 3,14	v _b = 1,110	h _b = 1,08
			Q _{10%} = 0,24	v _{10%} = 0,557	h _{10%} = 0,29
			Q _{20%} = 0,21	v _{20%} = 0,536	h _{20%} = 0,27
		n = 0,02	Q _b = 4,72	v _b = 1,664	h _b = 1,08
			Q _{10%} = 0,24	v _{10%} = 0,750	h _{10%} = 0,24
			Q _{20%} = 0,21	v _{20%} = 0,716	h _{20%} = 0,22
		n = 0,014	Q _b = 6,74	v _b = 2,378	h _b = 1,08
			Q _{10%} = 0,24	v _{10%} = 0,950	h _{10%} = 0,19
			Q _{20%} = 0,21	v _{20%} = 0,917	h _{20%} = 0,18
W2	0,0019	n = 0,03	Q _b = 4,07	v _b = 1,290	h _b = 1,15
			Q _{10%} = 0,24	v _{10%} = 0,609	h _{10%} = 0,28
			Q _{20%} = 0,21	v _{20%} = 0,586	h _{20%} = 0,26
		n = 0,02	Q _b = 6,06	v _b = 1,934	h _b = 1,15
			Q _{10%} = 0,24	v _{10%} = 0,804	h _{10%} = 0,22
			Q _{20%} = 0,21	v _{20%} = 0,772	h _{20%} = 0,20
		n = 0,014	Q _b = 8,66	v _b = 2,763	h _b = 1,15
			Q _{10%} = 0,24	v _{10%} = 1,030	h _{10%} = 0,18
			Q _{20%} = 0,21	v _{20%} = 0,999	h _{20%} = 0,17

CIEK 1 Przekrój PR. 37 (Hydrologiczny P5)					
Wariant	Spadek dna i [-]	Współczynnik szorstkości n [-]	Przepływ Q [m³/s]	Prędkość przepływu v [m/s]	Napełnienie koryta h [m]
W1	0,0002	n = 0,03	Q _b = 1,23	v _b = 0,351	h _b = 1,23
			Q _{10%} = 0,37	v _{10%} = 0,259	h _{10%} = 0,70
			Q _{20%} = 0,32	v _{20%} = 0,249	h _{20%} = 0,65
		n = 0,02	Q _b = 1,84	v _b = 0,527	h _b = 1,23
			Q _{10%} = 0,37	v _{10%} = 0,349	h _{10%} = 0,57
			Q _{20%} = 0,32	v _{20%} = 0,336	h _{20%} = 0,53
		n = 0,014	Q _b = 2,63	v _b = 0,753	h _b = 1,23
			Q _{10%} = 0,37	v _{10%} = 0,452	h _{10%} = 0,47
			Q _{20%} = 0,32	v _{20%} = 0,435	h _{20%} = 0,44
W2	0,0006	n = 0,03	Q _b = 2,13	v _b = 0,609	h _b = 1,23
			Q _{10%} = 0,37	v _{10%} = 0,387	h _{10%} = 0,53
			Q _{20%} = 0,32	v _{20%} = 0,372	h _{20%} = 0,49
		n = 0,02	Q _b = 3,19	v _b = 0,913	h _b = 1,23
			Q _{10%} = 0,37	v _{10%} = 0,521	h _{10%} = 0,43
			Q _{20%} = 0,32	v _{20%} = 0,502	h _{20%} = 0,40
		n = 0,014	Q _b = 4,56	v _b = 1,304	h _b = 1,23
			Q _{10%} = 0,37	v _{10%} = 0,673	h _{10%} = 0,35
			Q _{20%} = 0,32	v _{20%} = 0,648	h _{20%} = 0,33

CIEK 2 Przekrój PR. 74 (Hydrologiczny P2) - Przy nie odprowadzaniu poprzez ciek 2-3					
Wariant	Spadek dna i [-]	Współczynnik szorstkości n [-]	Przepływ Q [m³/s]	Prędkość przepływu v [m/s]	Napełnienie koryta h [m]
W1	0,0010	n = 0,03	Q _b = 3,49	v _b = 0,835	h _b = 1,37
			Q _{10%} = 0,18	v _{10%} = 0,384	h _{10%} = 0,32
			Q _{20%} = 0,15	v _{20%} = 0,365	h _{20%} = 0,29
		n = 0,02	Q _b = 5,24	v _b = 1,252	h _b = 1,37
			Q _{10%} = 0,18	v _{10%} = 0,507	h _{10%} = 0,25
			Q _{20%} = 0,15	v _{20%} = 0,484	h _{20%} = 0,23
		n = 0,014	Q _b = 7,49	v _b = 1,789	h _b = 1,37
			Q _{10%} = 0,18	v _{10%} = 0,658	h _{10%} = 0,21
			Q _{20%} = 0,15	v _{20%} = 0,623	h _{20%} = 0,19
W2	0,0007	n = 0,03	Q _b = 3,86	v _b = 0,749	h _b = 1,55
			Q _{10%} = 0,18	v _{10%} = 0,337	h _{10%} = 0,35
			Q _{20%} = 0,15	v _{20%} = 0,321	h _{20%} = 0,32
		n = 0,02	Q _b = 5,79	v _b = 1,123	h _b = 1,55
			Q _{10%} = 0,18	v _{10%} = 0,449	h _{10%} = 0,28
			Q _{20%} = 0,15	v _{20%} = 0,423	h _{20%} = 0,25
		n = 0,014	Q _b = 8,27	v _b = 1,604	h _b = 1,55
			Q _{10%} = 0,18	v _{10%} = 0,578	h _{10%} = 0,23
			Q _{20%} = 0,15	v _{20%} = 0,550	h _{20%} = 0,21

CIEK 2 Przekrój PR. 74 (Hydrologiczny P2) - Przy odprowadzaniu wody poprzez ciek 2-3					
Wariant	Spadek dna i [-]	Współczynnik szorstkości n [-]	Przepływ Q [m³/s]	Prędkość przepływu v [m/s]	Napełnienie koryta h [m]
W1	0,0010	n = 0,03	Q _b = 3,49	v _b = 0,835	h _b = 1,37
			Q _{10%} = 0,52	v _{10%} = 0,511	h _{10%} = 0,55
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,490	h _{20%} = 0,51
		n = 0,02	Q _b = 5,24	v _b = 1,252	h _b = 1,37
			Q _{10%} = 0,52	v _{10%} = 0,689	h _{10%} = 0,45
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,657	h _{20%} = 0,41
		n = 0,014	Q _b = 7,49	v _b = 1,789	h _b = 1,37
			Q _{10%} = 0,52	v _{10%} = 0,891	h _{10%} = 0,37
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,850	h _{20%} = 0,34
W2	0,0007	n = 0,03	Q _b = 3,86	v _b = 0,749	h _b = 1,55
			Q _{10%} = 0,52	v _{10%} = 0,448	h _{10%} = 0,60
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,431	h _{20%} = 0,56
		n = 0,02	Q _b = 5,79	v _b = 1,123	h _b = 1,55
			Q _{10%} = 0,52	v _{10%} = 0,604	h _{10%} = 0,49
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,577	h _{20%} = 0,45
		n = 0,014	Q _b = 8,27	v _b = 1,604	h _b = 1,55
			Q _{10%} = 0,52	v _{10%} = 0,784	h _{10%} = 0,41
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,747	h _{20%} = 0,37

CIEK 3 Przekrój PR. 110 (Hydrologiczny P4) - Przy nie odprowadzaniu wody poprzez ciek 2-3					
Wariant	Spadek dna i [-]	Współczynnik szorstkości n [-]	Przepływ Q [m³/s]	Prędkość przepływu v [m/s]	Napełnienie koryta h [m]
W1	0,0018	n = 0,03	Q _b = 4,84	v _b = 1,129	h _b = 1,39
			Q _{10%} = 0,51	v _{10%} = 0,631	h _{10%} = 0,47
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,609	h _{20%} = 0,44
		n = 0,02	Q _b = 5,24	v _b = 1,694	h _b = 1,39
			Q _{10%} = 0,51	v _{10%} = 0,847	h _{10%} = 0,38
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,812	h _{20%} = 0,35
		n = 0,014	Q _b = 7,49	v _b = 2,419	h _b = 1,39
			Q _{10%} = 0,51	v _{10%} = 1,095	h _{10%} = 0,31
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 1,048	h _{20%} = 0,29
W2	0,0010	n = 0,03	Q _b = 3,86	v _b = 0,869	h _b = 1,47
			Q _{10%} = 0,51	v _{10%} = 0,510	h _{10%} = 0,55
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,49	h _{20%} = 0,51
		n = 0,02	Q _b = 5,79	v _b = 1,303	h _b = 1,47
			Q _{10%} = 0,51	v _{10%} = 0,684	h _{10%} = 0,44
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,657	h _{20%} = 0,41
		n = 0,014	Q _b = 8,27	v _b = 1,861	h _b = 1,47
			Q _{10%} = 0,51	v _{10%} = 0,888	h _{10%} = 0,37
			Q _{20%} = 0,44	v _{20%} = 0,849	h _{20%} = 0,34

CIEK 3 Przekrój PR. 110 (Hydrologiczny P4) - Przy odprowadzaniu wody poprzez ciek 2-3					
Wariant	Spadek dna i [-]	Współczynnik szorstkości n [-]	Przepływ Q [m³/s]	Prędkość przepływu v [m/s]	Napełnienie koryta h [m]
W1	0,0018	n = 0,03	$Q_b = 4,84$	$v_b = 1,129$	$h_b = 1,39$
			$Q_{10\%} = 0,17$	$v_{10\%} = 0,462$	$h_{10\%} = 0,26$
			$Q_{20\%} = 0,15$	$v_{20\%} = 0,443$	$h_{20\%} = 0,24$
		n = 0,02	$Q_b = 5,24$	$v_b = 1,694$	$h_b = 1,39$
			$Q_{10\%} = 0,17$	$v_{10\%} = 0,618$	$h_{10\%} = 0,21$
			$Q_{20\%} = 0,15$	$v_{20\%} = 0,589$	$h_{20\%} = 0,19$
		n = 0,014	$Q_b = 7,49$	$v_b = 2,419$	$h_b = 1,39$
			$Q_{10\%} = 0,17$	$v_{10\%} = 0,787$	$h_{10\%} = 0,17$
			$Q_{20\%} = 0,15$	$v_{20\%} = 0,761$	$h_{20\%} = 0,16$
W2	0,0010	n = 0,03	$Q_b = 3,86$	$v_b = 0,869$	$h_b = 1,47$
			$Q_{10\%} = 0,17$	$v_{10\%} = 0,378$	$h_{10\%} = 0,31$
			$Q_{20\%} = 0,15$	$v_{20\%} = 0,365$	$h_{20\%} = 0,29$
		n = 0,02	$Q_b = 5,79$	$v_b = 1,303$	$h_b = 1,47$
			$Q_{10\%} = 0,17$	$v_{10\%} = 0,505$	$h_{10\%} = 0,25$
			$Q_{20\%} = 0,15$	$v_{20\%} = 0,483$	$h_{20\%} = 0,23$
		n = 0,014	$Q_b = 8,27$	$v_b = 1,861$	$h_b = 1,47$
			$Q_{10\%} = 0,17$	$v_{10\%} = 0,641$	$h_{10\%} = 0,20$
			$Q_{20\%} = 0,15$	$v_{20\%} = 0,623$	$h_{20\%} = 0,19$

5.3. Charakterystyka umocnień koncepcyjnych.

Przekrój poprzeczny typu pierwszego, tj. umocnienie ciek w całym przekroju darnią, jest najtańszym i najprostszym do wykonania wariantem. Taki sposób umocnienia jest też najczęściej stosowanym w stanie istniejącym. Jest też wariantem najbardziej ekologicznym, jednocześnie wymagającym regularnej konserwacji i koszeń. Rozwiązanie to charakteryzuje się najwyższym z rozważanych współczynników szorstkości. Dopuszczenie do intensywnego porostu darniny znacząco zwiększa współczynnik szorstkości, a co za tym idzie ogranicza spływ wód oraz ułatwia zamulanie dna rowów. Dodatkowo jest to najsłabsza forma umocnień, mogąca ulegać erozji skarp i dna, zwłaszcza w wyniku często zmieniającej się wysokości zwierciadła wody oraz w przypadku jej długotrwałego zalegania. Na plus przemawia stosunkowo szybki czas realizacji.

Przekrój poprzeczny typu drugiego, tj. umocnienie ciek w całym przekroju prefabrykowanymi płytami ażurowymi, jest wariantem pośrednim pomiędzy typem 1 a typem 3. Rozwiązanie takie pozwala na skuteczniejsze zachowanieżądanego kształtu koryta. Jest zdecydowanie odporniejsze na występowanie erozji zarówno skarp jak i dna. Ułatwia prowadzenie prac konserwacyjnych. Po wykonaniu, otwory w płytach mogą zostać obsiane mieszkanką traw co po ich ukorzenieniu dodatkowo wzmocni posadowienie płyt, a porastająca trawa może być schronieniem dla lokalnej drobnej fauny.

Przekrój poprzeczny typu trzeciego, tj. umocnienie ciek w całym przekroju konstrukcją żelbetową laną na mokro. Jest to rozwiązanie najdroższe, najbardziej ingerujące w przekrój koryta oraz wymagające najwięcej czasu na wykonanie. Charakteryzuje się najniższym z rozważanych współczynników szorstkości, a co za tym idzie najsprawniejszym odprowadzaniem wód. Nie ma konieczności okresowych koszeń, a prace konserwacyjne ograniczają się do usuwania lokalnych niedrożności powstałych w wyniku dostania się do koryta elementów obcych. Jest to rozwiązanie

najmniej ekologiczne. W przypadku dostania się do koryta mniejszych zwierząt, wybetonowane skarpy mogą uniemożliwić im wydostanie się. Pełny przekrój betonowy może zahamować odcinkową funkcję drenarską rowów, przejmujących wody gruntowe w ich podwyższonych stanach.

5.4. Podsumowanie obliczeń hydraulicznych.

Ze względu na płaski teren analizowanych zlewni, przyjęte spadki dna cieków operują w przedziale 0,0019 – 0,0005 i są to wartości stosunkowo nieduże, niezapewniające uzyskania dużych prędkości przepływającej wody. Dlatego postanowiono poprawić odpływ poprzez zmniejszenie wartości współczynnika szorstkości przekroju koryta. W celu przedstawienia wpływu zmiany współczynnika szorstkości na przepływ posłużono się wynikami obliczeń dla przekroju PR.19 i przepływu Q20%.

Przekrój PR.19					
Wariant	Spadek dna i [-]	Wsp. szorst. n [-]	Przepływ Q20% [m³/s]	Pręd. przepł. V [m/s]	Napełnienie h [m]
W1	0,005	0,03	0,51	0,394	0,65
		0,02		0,531	0,53
		0,014		0,689	0,44
W2	0,007	0,03		0,447	0,60
		0,02		0,602	0,49
		0,014		0,779	0,40

Różnica w poziomie napełnienia koryta pomiędzy poszczególnymi typami umocnień, zarówno w wariancie W1 jak i W2 wynosi około 0,1m a dla skrajnych parametrów około 0,2m. Przy głębokości koryta wynoszącej $h=1,87\text{m}$, różnica 0,2m stanowi niewiele ponad 10% całkowitej głębokości rowu. Należy tutaj dodać, że zarówno przepływ Q10%, jak i przedstawiony powyżej Q20% w całości mieszczą się w korycie pozostawiając jeszcze ponad metrowy zapas do poziomu terenu. Podobnie sytuacja przedstawia się dla innych przekroi obliczeniowych, dla których koncepcyjny kształt koryta jest z nadlatkiem wystarczającym do pomieszczenia odprowadzanych wód.

Mając powyższe na uwadze uznano, że wartość współczynnika szorstkości dla każdego z analizowanych wariantów, jest wystarczający, dlatego głównym kryterium przy wyborze umocnienia stały się względy ekonomiczne i ekologiczne. Za optymalne uznano rozwiązanie, w którym dno oraz skarpy cieku, do wysokości 10cm ponad obliczone zwierciadło wody, są umocnione ażurowymi płytami betonowymi, a powyżej umocnione darniną. Takie rozwiązanie pozwala na połączenie pozytywnych elementów z poszczególnych wariantów. Umocnienie dolnej części przekroju ułatwia konserwację oraz ochronę koryta przed erozją. Dzięki temu w części efektywnie prowadzącej wodę, uzyskano współczynnik szorstkości $n=0,02$.

6. KOSZTY SZACUNKOWE.

W celu określenia szacunkowych kosztów niezbędnych do realizacji zaproponowanych rozwiązań koncepcyjnych przyjęte zostały ceny jednostkowe poszczególnych prac, są to orientacyjne kwoty netto. W poniższym tabelarycznym zestawieniu kosztów, dla każdego z wariantów, przedstawiona jest ilość koniecznych do wykonania prac. Prace te zostały rozdzielone na:

- Roboty związane z budową i przebudową przepustów i zaruowań oraz wykonanie nawierzchni o konstrukcji nie słabszej jak przed przebudową.
- Prace ziemne kształtujące niweletę dna cieków, kształtujące przekrój poprzeczny wraz z wykonaniem umocnień dna i części skarpy płytami ażurowymi.
- Budowę przepompowni uwzględniając wymagany osprzęt, rurociąg odprowadzający oraz wykonanie przyłącza energetycznego
- Wycinkę drzew i krzewów porastających bezpośrednio w korycie cieków oraz dodatkowy karczunek pni powodujących przetamowania bądź zagrażające stateczności skarp.

Z zaproponowanych wariantów, najtańszym jest wariant W1, oszacowanym na kwotę netto ~2,2mln zł. Jest to spowodowane jego głównym założeniem tj. wyrównaniu niwelety dna cieków, przy zachowaniu rzędnej dna cieku w miejscu jego ujścia oraz zachowaniem ważniejszych, ze względów komunikacyjnych lub zabudowy, przepustów i zaruowań. Różnica w założeniach, w stosunku do wariantu W2, polegająca głównie na wyrównaniu niwelet dna cieków, przy wykonaniu maksymalnego obniżenia rzędnej dna cieku w miejscu jego ujścia, powoduje zwiększenie szacunkowych kosztów wariantu W2 do kwoty netto ~3mln zł. Wariant W3 polegający na odtworzeniu cieku 1-9 i połączenie go z ciekiem 3-2, budowie pompowni Pp1 i Pp2 oraz budowie Kanałów K3, K5, K6 oszacowany został na kwotę netto ~2,3mln zł.

Koszt przyjętego wariantu łączonego oszacowany został na kwotę netto ~4,8mln zł. Na kwotę tę wpływ mają głównie dwie pozycje zestawienia. Pierwszą jest długość odcinka cieków wymagających remontu bądź budowy, który wynosi ponad 18km, co przy przyjętej cenie jednostkowej daje kwotę ~2,1mln zł. Drugą z pozycji mających znaczący wpływ na kwotę sumaryczną jest budowa pompowni Pp1 i Pp2, który wynosi ~1,9mln zł. Kolejną pozycją jest przebudowa i budowa przepustów oraz odcinkowych zaruowań cieków i wynosi ona sumarycznie ~0,8mln zł. Pozycją zamykającą zestawienie są prace związane z wycinką drzew i krzewów porastających bezpośrednio w korycie cieku oraz dodatkowo wykonanie karczunku pni powodujących przetamowania bądź zagrażające stateczności skarp. Prace te wyceniono na kwotę ~35tys zł.

Tabelaryczne zestawienie orientacyjnych kosztów z rozbiem na poszczególne warianty oraz sugerowany wariant łączony.
Podane kwoty są kwotami netto.

Rodzaj prac			Wariant W1		Wariant W2		Wariant W3		Wariant Łączony	
Przebudowa Przepustów	Cena Jednostkowa	Ilość	Ilość	Kwota sumaryczna	Ilość	Kwota sumaryczna	Ilość	Kwota sumaryczna	Ilość	Kwota sumaryczna
DW964	150 000,00 zł	szt	1	150 000,00 zł	3	450 000,00 zł	0	0,00 zł	2	300 000,00 zł
Drogi gminne	10 000,00 zł	szt	9	90 000,00 zł	15	150 000,00 zł	1	10 000,00 zł	12	120 000,00 zł
Wjazdy/pola	5 000,00 zł	szt	30	150 000,00 zł	46	230 000,00 zł	11	55 000,00 zł	51	255 000,00 zł
Zarurowanie	800,00 zł	mb	0	0,00 zł	222	177 600,00 zł	100	80 000,00 zł	100	80 000,00 zł
Załawanie	5 000,00 zł	szt	2	10 000,00 zł	2	10 000,00 zł	2	10 000,00 zł	2	10 000,00 zł
Rowy/Kanały:										
Remont rowów Wraz z umocnieniem	110,00 zł	mb	16140	1 775 400,00 zł	18060	1 986 600,00 zł	1700	187 000,00 zł	18220	2 004 200,00 zł
Budowa kanałów	200,00 zł	mb	0	0,00 zł	0	0,00 zł	300	60 000,00 zł	300	60 000,00 zł
Budowa przepompowni:										
Przepompownia Pp1	1 100 000,00 zł	zestaw	0	0,00 zł	0	0,00 zł	1	1 100 000,00 zł	1	1 100 000,00 zł
Przepompownia Pp2	800 000,00 zł	zestaw	0	0,00 zł	0	0,00 zł	1	800 000,00 zł	1	800 000,00 zł
Wycinka:										
Wycinka drzew	65,00 zł	szt	200	13 000,00 zł	230	14 950,00 zł	50	3 250,00 zł	250	16 250,00 zł
Karczunek	75,00 zł	szt	70	5 250,00 zł	75	5 625,00 zł	15	1 125,00 zł	80	6 000,00 zł
Wycinka krzewów	4,00 zł	m2	2000	8 000,00 zł	2500	10 000,00 zł	500	2 000,00 zł	2800	11 200,00 zł
			2 201 650,00 zł		3 034 775,00 zł		2 308 375,00 zł		4 762 650,00 zł	

7. PODSUMOWANIE.

Ujęcie i odprowadzenie wód opadowych z obszaru osiedla Dywizjonu Pociągów Pancernych w Niepołomicach jest tematem złożonym, na który duży wpływ ma:

- Ukształtowanie terenu, charakteryzujące się niedużymi różnicami wysokości, a co za tym idzie niewielkimi spadkami dna odprowadzających wody opadowe cieków.
- Położenie pomiędzy rzeką Wisłą a rzeką Drwinką, który powoduje wysoki poziom wód gruntowych. Dodatkowo wysokie stany wód w w/w rzekach wpływają na podnoszenie zwierciadła wody gruntowej oraz utrudniają odpływ z cieków powodując cofki i podpiętrzenia.
- Zaleganie w podłożu gruntów niespoistych, co potęguje wyżej opisane oddziaływanie na poziom wód gruntowych.
- Postępująca zabudowa powierzchni terenu zmniejszająca naturalną retencję i jednocześnie zwiększającą ilość odprowadzanych wód opadowych.
- Stan techniczny cieków odprowadzających wody oraz zlokalizowanych na nich obiektów budowlanych (przepusty, zarurowania, kładki itp.)

Na podstawie przeprowadzonych analiz i obliczeń ustalono, że z technicznego punktu widzenia, możliwe jest odprowadzenie wód opadowych z terenu os. Dywizjonu Pociągów Pancernych oraz terenu przyległego. Należy mieć jednak na uwadze ograniczoną możliwość wpływu na wymienione wcześniej czynniki. Rozwiązaniami poprawiającymi obecny stan niewątpliwie będą te opisane w punkcie 4.4. Są to działania polegające na ułatwieniu spływu poprzez wyprofilowanie niwelety dna cieków, częściowe umocnienie przekroju poprzecznego koryta oraz jego udrożnienie poprzez remont lub przebudowę wskazanych obiektów budowlanych zlokalizowanych na ciekach. Dodatkowo w miejscach, w których nie ma możliwości sprawnego odpływu wód, zastosowano odprowadzenie wymuszone stosując przepompownie.

Ze względu na zakres przewidzianych w koncepcji prac budowlanych oraz związaną z tym trudność przeprowadzenia ich wszystkich w jednym czasie, możliwe jest wykonanie prac punktowo bądź odcinkowo zaczynając od miejsc najbardziej newralgicznych. Warianty W1 oraz W2 zawierają rozwiązania skrajne, przedstawiające możliwe do uzyskania spadki dna cieków. Wariant W1 przedstawia spadki minimalne, wynikające w dużej mierze z istniejącego zagospodarowania terenu. Wariant W2 przedstawia spadki maksymalne, uzyskane dzięki maksymalnemu możliwemu pogłębieniu dna w odcinkach ujściowych. Na etapie projektowym można przyjąć wartości pośrednie w stosunku do spadków przyjętych w koncepcji. Niewątpliwie rozwiązaniami które należy rozważyć w pierwszej kolejności jest budowa pompowni Pp2, która znacząco poprawi sytuację w okolicy ul. Pociągów Pancernych. W przypadku odcinkowego prowadzenia prac, należy je prowadzić od części ujściowej i postępować w górę cieku, przy czym w pierwszej kolejności należy rozważyć prace na ciekach głównych, a następnie na ich dopływach.

Przyjęty wariant rozwiązań łączonych, jest najdroższym z analizowanych, jednak swoim zasięgiem obejmuje największy obszar. Przewidziane do wykonania prace powinny w znacznym stopniu poprawić zdolność cieków do odprowadzania wód opadowych. Trzeba jednak pamiętać o ciągłej konserwacji zarówno rowów jak i znajdujących się na nich obiektów oraz w przypadku budowy nowych obiektów o przyjęcie parametrów technicznych nie powodującymi lokalnych przetamowań. Należy również pamiętać, że sieć odprowadzania wód opadowych z rejonu os. DPP jest silnie powiązany ze stanami wezbraniowymi rzeki Wisły oraz rzeki Drwinki, dlatego trzeba się liczyć z możliwością wystąpienia takich warunków, w których wydajność systemu będzie bardzo ograniczona, bądź nawet zahamowana.

8. RYSUNKI.

Spis rysunków:

Rys. nr 1 – Orientacja	skala: 1 : 20 000
Rys. nr 2 – Zbiornicza mapa zlewni	skala: 1 : 10 000
Rys. nr 3 – Mapa analizowanych rozwiązań koncepcyjnych	skala: 1 : 10 000
Rys. nr 4.1 – Profile podłużne cieków 1; 1-1; 1-2; 1-2-1; 1-2-2	skala: 1:100/2000
Rys. nr 4.2 – Profile podłużne cieków 1-3; 1-3-1; 1-4; 1-4-1; 1-4-2	skala: 1:100/2000
Rys. nr 4.3 – Profile podłużne cieków 1-5; 1-6; 1-7; 1-8; 1-8-1; 1-8-2; 1-9	skala: 1:100/2000
Rys. nr 4.4 – Profile podłużne cieków 2; 2-1; 2-2; 2-3; 2-4; 2-5; 2-6	skala: 1:100/2000
Rys. nr 4.5 – Profile podłużne cieków 3; 3-1; 3-2; 3-2-1	skala: 1:100/2000
Rys. nr 4.6 – Profile podłużne cieków 1-9 + 3-2; Kanał 3; 1-8-1	skala: 1:100/2000
Rys. nr 5.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.2 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-2	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.2.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-2-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.2.2 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-2-2	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.3 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-3	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.3.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-3-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.4 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-4	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.4.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-4-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.4.2 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-4-2	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.5 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-5	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.6 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-6	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.7 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-7	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.8 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-8	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.8.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-8-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.1.8.2 – Przekroje poprzeczne cieku nr 1-8-2	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.2 – Przekroje poprzeczne cieku nr 2	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.2.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 2-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.2.2 – Przekroje poprzeczne cieku nr 2-2	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.2.3 – Przekroje poprzeczne cieku nr 2-3	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.2.4 – Przekroje poprzeczne cieku nr 2-4	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.2.5 – Przekroje poprzeczne cieku nr 2-5	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.2.6 – Przekroje poprzeczne cieku nr 2-6	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.3 – Przekroje poprzeczne cieku nr 3	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.3.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 3-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.3.2 – Przekroje poprzeczne cieku nr 3-2	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.3.2.1 – Przekroje poprzeczne cieku nr 3-2-1	skala: 1:100/100
Rys. nr 5.4 – Przekroje poprzeczne – cieki pozostałe	skala: 1:100/100
Rys. nr 6 – Przekroje typowe	skala: 1:200/200
Rys. nr 7 – Mapa ostatecznych rozwiązań koncepcyjnych	skala: 1:10 000