

Spis treści

1	Wstęp	1
1.1	Przedmiot opracowania	1
1.2	Podstawa opracowania	1
1.3	Cel i zakres opracowania	1
2	Dane ogólne	2
2.1	Informacje ogólne dotyczące położenia obiektów	2
2.2	Aktualny stan prawny gruntów	2
2.3	Informacja o formach ochrony przyrody	5
2.4	Podstawowe elementy klimatu	6
3	Charakterystyka wód	7
3.1	Ogólna charakterystyka odbiornika wód na terenie miasta Lubawka	7
3.2	Ogólna charakterystyka zlewni nr 1	7
3.2.1	Rów nr 1	8
3.2.2	Rów nr 2	9
3.2.3	Rów nr 3	9
3.2.4	Rów nr 4	9
3.3	Ogólna charakterystyka zlewni nr 2	9
3.3.1	Rów nr 5	10
3.3.2	Rów nr 6	10
3.3.3	Rów nr 7	10
4	Obliczenia hydrologiczne	11
4.1	Przepływy maksymalne	12
4.1.1	Rów nr 1	12
4.1.2	Rów nr 2	13
4.1.3	Rów nr 3	13
4.1.4	Rów nr 4	13
4.1.5	Rów nr 5	14
4.1.6	Rów nr 6	14
4.1.7	Rów nr 7	14
5	Bilans wód opadowych	15
5.1	Zlewnia nr 1	15
5.1.1	Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych przed planowaną inwestycją	15
5.1.2	Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych z planowanej inwestycji	16
5.1.3	Bilans wód opadowych i roztopowych, które pochodzą z rozbudowywanego osiedla	17
5.2	Zlewnia nr 2	17
5.2.1	Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych przed planowaną inwestycją	17
5.2.2	Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych z planowanej inwestycji	18
5.2.3	Bilans wód opadowych i roztopowych, które pochodzą z rozbudowywanego osiedla	19
6	Obliczenia hydrauliczne	19
6.1	Sprawdzenie przepustowości koryta rowów	20
6.1.1	Rów nr 1	20
6.1.2	Rów nr 2	22
6.1.3	Rów nr 3	23
6.1.4	Rów nr 4	23
6.1.5	Rów nr 5	24
6.1.6	Rów nr 6	25
6.1.7	Rów nr 7	26
6.2	Wyznaczenie minimalnej średnicy przepustów	27
6.2.1	Zlewnia nr 1	28
6.2.2	Zlewnia nr 2	31
6.3	Sprawdzenie przepustowości istniejących kanalizacji deszczowych	35

	6.3.1 Zlewnia nr 1	35
	6.3.2 Zlewnia nr 2	36
7	Wnioski z wykonanych obliczeń i inwentaryzacji urządzeń	37
8	Koncepcja odprowadzenia wód opadowych z terenu osiedla	39
	8.1 Variant I	39
	8.2 Variant II.	39
9	Załączniki	41
10	Część graficzna	42

1 Wstęp

1.1 Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest operat hydrologiczny zlewni obejmującej ulicę Celną, Brzozową i Świerkową w Lubawce stanowiący jeden z elementów opracowania wykonanego w ramach rozwiązania gospodarki wodnej w zakresie odprowadzenia wód opadowych i roztopowych z rozbudowywanego osiedla domów jednorodzinnych przy wyżej wymienionych ulicach.

1.2 Podstawa opracowania

Podstawą opracowania jest umowa zawarta z Gminą Lubawka w dniu 29.06.2018r nr 111/2018. Przedmiotową dokumentację wykonano na podstawie:

- wizji terenowych,
- wykonanej inwentaryzacji istniejących urządzeń wodnych i odcinków kanalizacji deszczowej zlokalizowanych na terenie zlewni obejmującej ulicę Celną, Brzozową i Świerkową w Lubawce,
- pomiary geodezyjne charakterystycznych punktów terenu,
- map topograficznych w skali 1 : 25000, 1:10000 ukł .1992.,
- mapy hydrograficznej w skali 1 : 50 000,
- ortofotomapy z witryny geoportal.gov.pl z elementami ewidencji gruntów,
- mapy topograficznej historycznej,

W opracowaniu wykorzystano również:

- koncepcje programowo – przestrzenną budowy ulicy Brzozowej i Świerkowej w Lubawce wykonana przez Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych TRAKT z Sędziszawia,
- Atlas hydrologiczny Polski IMGW, Wydawnictwo Geologiczne, 1986 r.,
- Hydrologiczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych. Byczkowski A., PWRiL, Warszawa 1979 r.,
- Hydrologia, Byczkowski A. SGGW Warszawa 1999,
- Hydrologia stosowana. M. Ozga – Zielińska, PWN Warszawa 1994.,
- Ustawa z 20.07.2018r. Prawo wodne (Dz.U. z 2017r. poz. 1566, z późn. zm.),
- Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska Zasobów Naturalnych i Leśnictwa w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty gospodarki wodnej i ich usytuowanie. (Dz. U. Z 1997 r, Nr 21, poz. 111),
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63, poz. 735),
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. 2007 nr 86 poz. 579),
- Dane z opracowań ekofizjograficznych obszarów Karkonoszy – IMGW,
- Bilans ilościowo – jakościowy zasobów powierzchniowych wód płynących obszaru Karkonoszy w województwie jeleniogórskim IMGW we Wrocławiu.

1.3 Cel i zakres opracowania

Celem opracowania jest wykonanie operatu hydrologicznego, który będzie podstawą wykonania dwóch wariantów koncepcji działań mających na celu dostosowanie istniejącego systemu

hydrograficznego, na obszarze funkcjonalnym, do teraźniejszych i przyszłych potrzeb w sytuacji występujących zmian klimatyczno-meteorologicznych w szczególności występowania intensywnych opadów atmosferycznych. Wykonany operat będzie częścią opracowania obejmującego rozwiązanie gospodarki wodnej w zakresie odprowadzenia wód opadowych i roztopowych z rozbudowywanego osiedla domów jednorodzinnych na ul. Celnej, Brzozowej i Świerkowej w miejscowości Lubawka.

W opracowaniu określono między innymi:

- istniejące zlewnie na terenie objętym opracowaniem,
- przedstawiono charakterystykę hydrologiczną i hydrauliczną istniejących rowów w poszczególnych zlewniach,
- ilość wód opadowych i roztopowych odprowadzanych z terenu osiedla domów jednorodzinnych na ul. Celnej, Brzozowej i Świerkowej w miejscowości Lubawka,
- minimalne parametry urządzeń wodnych, przepustów i kanałów deszczowych,
- miejsca i sposób odprowadzania wód opadowych z terenu objętego opracowaniem.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i inwentaryzacji istniejących urządzeń wodnych i odcinków kanalizacji deszczowej przedstawiono dwa warianty odprowadzenia wód opadowych i roztopowych z rozbudowywanego osiedla domów jednorodzinnych na ul. Celnej, Brzozowej i Świerkowej w miejscowości Lubawka.

2 Dane ogólne

2.1 Informacje ogólne dotyczące położenia obiektów

Analizowany teren zlokalizowany jest przy na ul. Celnej, Brzozowej i Świerkowej w na terenie miejscowości Lubawka w powiecie kamiennogórskim w województwie dolnośląskim. Na podstawie przeprowadzonych wizji w terenie, jak również po analizie map topograficznych i hydrograficznych ustalono, że rozpatrywany teren obejmuje dwie zlewnie, w których dominują dwa rowy. Na potrzeby niniejszego opracowania wyznaczono zlewnię nr 1 obejmującą istniejący rów odwadniający tereny od strony ulicy Lipowej i Nowej Kolonii oznaczony w niniejszym opracowaniu nr 1 oraz zlewnię nr 2 obejmującą istniejący rów odwadniający tereny od strony ulicy Przyjaciół Żołnierza, Szymrychowskiej, Sportowej i Podlesia oznaczony w niniejszym opracowaniu nr 5.

Współrzędne geodezyjne lokalizacji istniejących rowów obejmujących rozpatrywane zlewnie w układzie odniesienia PL-ETRF2000 w Tabela 1.

Tabela 1. Współrzędne geodezyjne w układzie odniesienia PL-ETRF2000, położenia projektowanego przepustu.

Opis obiektów	Współrzędne PL-ETRF2000	
Zlewnia nr 1 – początek rowu	5619500,60	5572072,62
Zlewnia nr 1 – ujście rowu do potoku Czarnuszka	5620118,90	5570509,05
Zlewnia nr 2 – początek rowu	5618271,70	5572204,52
Zlewnia nr 2 – ujście rowu do potoku Czarnuszka	5619124,42	5570579,47

2.2 Aktualny stan prawny gruntów

Z mapy ewidencji gruntów oraz wykazu władających działkami, operatem hydrologicznym objęto urządzenia wodne i sieci kanalizacji deszczowej zlokalizowane na działkach wskazanych w Tabela 2.

Tabela 2. Wykaz właścicieli nieruchomości na których zlokalizowane inwentaryzowane obiekty.

	Nr działki	Obręb	Gmina	Właściciele nieruchomości	Nazwa obiektu/urządze nia
ZLEWNIA NR 1	78/1	0003 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej we Wrocławiu ul. C.K. Norwida 34 50-950 Wrocław Obecnie Państwowe Gospodarstwo Wodne Wody Polskie	Wylot rowu do potoku Czarnuszka
	79/7	0003 Lubawka	Lubawka	Gmina Lubawka Plac Wolności 1 58-420 Lubawka	Skanalizowany odcinek rowu
	74/9	0003 Lubawka	Lubawka	Centrum Rekreacyjno – Sportowe Sp. z o.o. ul. Wspólna 9 45-831 Opole	Skanalizowany odcinek rowu
	899	0003 Lubawka	Lubawka	Drobnik Wojciech ul. Krótka 5b/4 58-420 Lubawka	Skanalizowany odcinek rowu, rów otwarty
	132/2	0003 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad ul. Powstańców Śląskich 186 53-139 Wrocław	Przepust rowu
	162/2	0003 Lubawka	Lubawka	Spółka Jeronimo Martins Polska S.A. ul. Żniwna 5 62-025 Kostrzyn	Rów otwarty
	316/29	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Polskie Koleje Państwowe S.A. ul. Szczęśliwicka 62 00-973 Warszawa	Przepust rowu
	55/3	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Starostwo Powiatowe w Kamiennej Górze ul. W. Broniewskiego 15 58-400 Kamienna Góra	Rów drogowy
	55/4	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Starostwo Powiatowe w Kamiennej Górze ul. W. Broniewskiego 15 58-400 Kamienna Góra	Kanalizacja deszczowa, rów drogowy
	316/3	0002 Lubawka	Lubawka		Kanalizacja deszczowa
	316/4	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Polskie Koleje Państwowe S.A. ul. Szczęśliwicka 62 00-973 Warszawa	Rów drogowy, przepusty

ZLEWNIA NR 2	55/2	0002 Lubawka	Lubawka	Gmina Lubawka Plac Wolności 1 58-420 Lubawka	Rów drogowy, przepusty
	56	0002 Lubawka	Lubawka		Rów drogowy, przepusty
	84	0002 Lubawka	Lubawka		Rów drogowy, przepusty
	316/17	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Polskie Koleje Państwowe S.A. ul. Szczęśliwicka 62 00-973 Warszawa	Rów
	114	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Starostwo Powiatowe w Kamiennej Górze ul. W. Broniewskiego 15 58-400 Kamienna Góra	Rów drogowy, przepust
	314/2	0002 Lubawka	Lubawka		Zabudowany odcinek rowu
	315	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Polskie Koleje Państwowe S.A. ul. Szczęśliwicka 62 00-973 Warszawa	Zabudowany odcinek rowu, przepust
	316/29	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Polskie Koleje Państwowe S.A. ul. Szczęśliwicka 62 00-973 Warszawa	Rów
	669	0002 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Starostwo Powiatowe w Kamiennej Górze ul. W. Broniewskiego 15 58-400 Kamienna Góra	Rów
	368/14	0003 Lubawka	Lubawka	Gambit Lubawka Sp. z o.o. Aleja Wojska Polskiego 16 58-420 Lubawka	Kanalizacja deszczowa
	368/4	0003 Lubawka	Lubawka		Kanalizacja deszczowa
	372	0003 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad ul. Powstańców Śląskich 186 53-139 Wrocław	Kanalizacja deszczowa
	354/1	0003 Lubawka	Lubawka		Kanalizacja deszczowa
	78/3	0003 Lubawka	Lubawka	Skarb Państwa Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej we Wrocławiu ul. C.K. Norwida 34 50-950 Wrocław Obecnie Państwowe Gospodarstwo Wodne Wody Polskie	Wylot rowu do potoku Czarnuszka

2.3 Informacja o formach ochrony przyrody

Teren, na którym zlokalizowane są urządzenia wodne oraz kanalizacje deszczowe nie znajduje się na terenie obszaru chronionego, który podlega ochronie w myśl ustawy z dnia 16 kwietnia 2004r. o ochronie przyrody (Dz.U. Nr 92, poz. 880).

Natomiast górne zlewnie obu rowów zlokalizowane są na terenie objętym programem sieci obszarów ochrony przyrody na terytorium Unii Europejskiej Natura 2000, w obszarze Sudety Wałbrzysko - Kamiennogórskie o kodzie PLB020010 obszary ptasie oraz Góry Kamienne o kodzie PLH020038 obszary siedliskowe.



Ilustracja 1. Natura 2000 Sudety Wałbrzysko – Kamiennogórskie o kodzie PLB020010 obszary ptasie oraz Góry Kamienne o kodzie PLH020038 obszary siedliskowe.

Obszar o kodzie PLB020010 znajduje się w obrębie tzw. depresji wśród sudeckiej i obejmuje Góry Kamienne, Góry Wałbrzyskie, Zawory i część Wzgórz Bramy Lubawskiej oraz wcinające się pomiędzy nimi Kotlinę Kamiennogórską i Obniżenie Ścinawki. Góry Kamienne to długie pasmo w kształcie łuku z ramionami skierowanymi na południe, zbudowane z permskich skał wulkanicznych: ryolitów, trachybazaltów i tufów wulkanicznych, leżących na podłożu plastycznych skał osadowych. Pomimo, że są to góry stosunkowo niskie to jednak dzięki specyficznej strukturze geologicznej charakteryzują się one dużą stromością stoków i silnie zróżnicowanym profilem linii grzbietowej. Patrząc od zachodu Góry Kamienne dzielą się na: Góry Krucze, niewysokie Pasma Czarne Lasu i Wzgórz Krzeszowskie, następnie Masyw Dzikowca i Pasma Lesistej oraz najrozleglejsze Góry Suche. Od południa opadają w Kotlinę Krzeszowską, którą zamyka niewielkie, graniczne pasmo Zaworów zbudowane ze skał piaskowcowych stanowiących fragment tarczy Basenu Czeskiego, przechodzący ze strony Czech. Uwzględniono również leżący pomiędzy Zaworami a Górami Suchymi fragment Obniżenia Ścinawki w okolicy Mieroszowa. Leżące bardziej na północ Góry Wałbrzyskie tworzą izolowane, zalesione kopuły wzniesione do 400 m ponad poziom Pogórza Wałbrzyskiego. Pod względem rzeźby i budowy geologicznej nie różnią się one istotnie od Gór Kamiennych. Patrząc od zachodu, Góry Wałbrzyskie są tworzone przez następujące jednostki: Masyw Krąglaka, Masyw Trójarbu, Masyw Chełmca, Masyw

Borowej, Rybnicki Grzbiet i Góry Czarne. U podnóża Chełmca znajduje się niewielka, podzielona zalesionymi wzniesieniami Kotlina Wałbrzyska, na terenie której rozciąga się miasto Wałbrzych. Na zachód od Gór Kamiennych, na linii północ-południe, rozciąga się wypreparowana w mało odpornych skałach karbońskich Kotlina Kamiennogórska rozdzielająca Sudety środkowe od Sudetów Zachodnich. Stanowi ona najniższe obniżenie w granicznym paśmie Sudetów. Z jej płaskiego dna wznoszą się strome szczyty Wzgórz Bramy Lubawskiej. W krajobrazie tego obszaru przeważają rozległe obszary bardzo ekstensywnie użytkowanych łąk i pastwisk, przy mniejszym udziale gruntów ornych. W wyniku sąsiedztwa licznych ośrodków przemysłowych lasy zostały silnie zmienione w wyniku intensywnej eksploatacji, jednak na znacznych obszarach zachowały się cenne jaworzyny, kwaśne i żyzne buczyny górskie, podgórskie łągi olszowo-jesionowe oraz fragmenty borów bagiennych. Istotny jest również znaczny udział wychodni i osuwisk skalnych oraz licznych niewielkich zbiorników wodnych. Ze względu na znaczne walory krajobrazowe, przyrodnicze i kulturowe region ten powinien rozwijać się w kierunku agroturystyki i nieszkodliwych dla przyrody form turystyki.

Obszar o kodzie PLH020038 obejmuje stare, wulkaniczne Góry Kamienne oraz niewielką część piaskowców Gór Stołowych (Zawory). Obszar jest częściowo przekształcony przez człowieka. Jest to głównie teren górzysty, w większości pokryty przez półnaturalne łąki oraz zbiorowiska leśne. Wśród nich dominują bory, choć na stokach i piargach utrzymują się buczyny i zboczowe lasy Tilio-Acerion. Niestety, większość stanowisk lasów liściastych zostało przekształconych w bory, lub wyciętych w celu utworzenia pól oraz kamieniołomów

2.4 Podstawowe elementy klimatu.

Opisywane zlewnie położone są w obszarze Sudetów. Jest to obszar chłodny, termicznie mało korzystny, odizolowany od zachodnich łagodzących wpływów oceanicznych mas powietrza. Zima trwa tu ponad 110 dni. Poszczególne czynniki klimatyczne mające wpływ na formowanie się zasobów wodnych i przepływy scharakteryzowano na podstawie archiwalnych danych meteorologicznych:

- Opady atmosferyczne - wg Atlasu hydrologicznego Polski wartości sum opadów w rozpatrywanych zlewniach wynoszą:
 - Średnia suma roczna 800 ÷ 900 mm
 - Średnia półrocza letniego (V-X) 450 ÷ 500 mm
 - Średnia półrocza zimowego (XI-IV) 350 ÷ 400 mm
 - Opad maksymalny o prawdopodobieństwie p 1 % 100 mm
- Temperatura - w rejonie górskim zaznacza się zależność warunków termicznych od wysokości położenia terenu oraz jego ekspozycji. Dla rozpatrywanych zlewni wg atlasu hydrologicznego Polski temperatury powietrza wynoszą:
 - średnia roczna (XI÷X) 5,0 ÷ 5,5⁰C.
 - W półroczu zimowym (XI÷IV) -0,5 ÷ -1,0⁰C.
 - W półroczu letnim (V÷X) 1,5 ÷ 12,5⁰C.
- Parowanie terenowe - surowe warunki klimatyczne powodują, że ewapotraspiacja stanowiąca ogół strat wody w zlewniach badanych nie jest wysoka. Wg atlasu hydrologicznego wynosi ona:
 - średnia roczna (XI÷X) < 440 mm.
 - w półroczu zimowym (XI÷IV) < 300 mm
 - w półroczu letnim (V÷X) < 140 mm.

3 Charakterystyka wód

3.1 Ogólna charakterystyka odbiornika wód na terenie miasta Lubawka

Głównym odbiornikiem wód opadowych i roztopowych rozpatrywanego obszaru obejmującego dwie zlewnie rowów jest potok Czarnuszka.

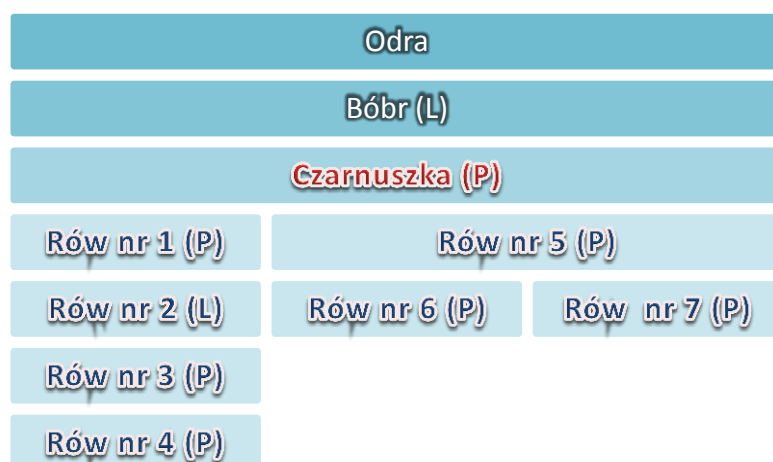
Potok Czarnuszka jest ciekim III-go rzędu, prawostronnym dopływem rzeki Bóbr. Uchodzi do niej w km 259+560 jej biegu. Źródła potoku Czarnuszka znajdują się na wysokości 610,0 m npm, natomiast ujście do rzeki Bóbr znajduje się na wysokości 485,0 m npm. Średni spadek zlewni potoku Czarnuszka wynosi 6,3 %.

Zlewnia potoku Czarnuszka o powierzchni całkowitej 23,80 km² jest zalesiona w 30 %. Całkowita długość cieków wynosi 9,70 km. Potok Czarnuszka na całej swojej długości nie ma znaczących dopływów. W km 2+490 uchodzi niewielki ciek Raba. Od źródeł do km 2+500 płynie przez tereny zielone (łąki), a dalej do ujścia przez tereny zabudowane Lubawki. Od km 1+750 koryto jest zabudowane murami oporowymi. Odcinek ujściowy ok. 350 m płynie przez łąki.

Tabela 3. Parametry fizyczno – geograficzne zlewni potoku Czarnuszka

Ciek	Recypient	km ujścia	Pow	Dł. ciek	Dł. zlewni	Hźr	Hmax	Hmin	Ipodł	Iśrżl	Zal.
			km ²	km	km	m npm.	m npm.	m npm.	%	%	%
Czarnuszka	Bóbr	259,56	23,8	9,70	10,00	610,0	791,5	485,0	1,3	6,3	30

Struktura rozpatrywanego dorzecza rzeki Odry, z wyszczególnionymi rowami przedstawiono na poniższej ilustracji.



Ilustracja 2. Hydronimia cieków.

3.2 Ogólna charakterystyka zlewni nr 1

Zlewnia oznaczona w niniejszym opracowaniu nr 1 obejmuje rowy odwadniające między innymi ulicę Lipową i Nową Kolonię oraz część ulicy Celnej, Brzozowej i Świerkowej. Głównym rowem tej zlewni jest rów oznaczony w niniejszym opracowaniu nr 1. Rów ten jest również odbiornikiem (recypientem) rowu oznaczonego w niniejszym opracowaniu nr 2, który natomiast jest odbiornikiem (recypientem) rowu oznaczonego w niniejszym opracowaniu nr 3, który jest odbiornikiem (recypientem) rowu oznaczonego w niniejszym opracowaniu nr 4.

Całkowita powierzchnia zlewni nr 1 wynosi 2,56 km².

Na poniższej ilustracji przedstawia fragment struktury dorzecza rzeki Odry, z wyszczególnioną zlewnią nr 1 wraz z rowami.

Odra
Bóbr (L)
Czarnuszka (P)
Rów nr 1 (P)
Rów nr 2 (L)
Rów nr 3 (P)
Rów nr 4 (P)

Ilustracja 3. Hydronimia cieków zlewni nr 1.

3.2.1 Rów nr 1

Rów nr 1 jest głównym rowem zlewni nr 1. Jest to rów IV-go rzędu, prawy dopływ potoku Czarnuszka, do którego uchodzi w km 0+070. Jest rowem mającym zbliżony charakter do potoku górskiego i bierze swój początek na terenie Lasów Państwowych na wysokości około 530m npm. Jego źródła znajdują się u podnóża Świętej Góry przy istniejącym stoku narciarskim. Całkowita długość rowu wynosi ok. 1,95km a powierzchnia zlewni ok. 2,56km². W okresach wzmożonych opadów i wiosennych roztopów rów stwarza zagrożenie powodziowe.

Podstawowe parametry fizjograficzne zlewni Rowu nr 1 podano w poniższej tabeli.

Tabela 4. Podstawowe parametry fizjograficzne i meteorologiczne zlewni rowu nr 1.

Parametry zlewni Rowu nr 1	Rów nr 1 hm 0+00
Powierzchnia zlewni, A – km ²	2,56
Długość zlewni, L+I- km	2,55
Długość cieku, L - km	1,95
Rzędna wododziału, Hmax (Wg) – m npm	690,0
Rzędna przekroju, H min (Wd) – m npm	486,0
Spadek podłużny zlewni, Ir – m/km	80,0
Spadek lokalny cieku I _L - ‰	12,6
Współczynnik odpływu, (wg. Czarneckiej)	0,55
Współczynnik szorstkości koryta, m	7
Współczynnik kształtu fali - f	0,6
Czas spływu, ts – min (wg Ciepielowskiego)	15
Charakterystyka koryta rzeki ϕr	29,1
Moduł odpływu, maksymalnego F ₁	0,09
Maksymalny opad dobowy, P _{1%} - mm	100
Opad normalny roczny, P - mm	850

3.2.2 Rów nr 2

Rów nr 2 jest rowem V-go rzędu, lewym dopływem rowu nr 1, do którego uchodzi w hm 4+66. Całkowita długość rowu to 44,0mb. Rów jest rowem drogowym odwadniającym drogę oraz nasyp kolejowym. W hm 0+44 znajduje się ujście kanalizacji deszczowej DN500 odwadniającej ul. Lipową. Wpięta kanalizacja jest również odbiornikiem rowu nr 3. Zlewnia rowu pokrywa się z części powierzchni zlewni rowu nr 1.

3.2.3 Rów nr 3

Rów nr 3 jest rowem VI-go rzędu, pośrednio prawym dopływem rowu nr 2, do którego uchodzi poprzez istniejącą kanalizację w hm 0+44. Ujściem rowu jest ostatnia studnia na istniejącej w ulicy Lipowej kanalizacji deszczowej. Jest to rów drogowy odwadniający drogę równoległą do ulicy Lipowej i dalej Celnej oraz zbiera wody opadowe i roztopowe z części osiedla domów zlokalizowanych przy ul. Lipowej, Celnej, Brzozowej i Świerkowej. Całkowita długość rowu to 910,0mb. W hm 3+64 znajduje się ujście rowu oznaczonego nr 4. Zlewnia rowu pokrywa się z części powierzchni zlewni rowu nr 1.

3.2.4 Rów nr 4

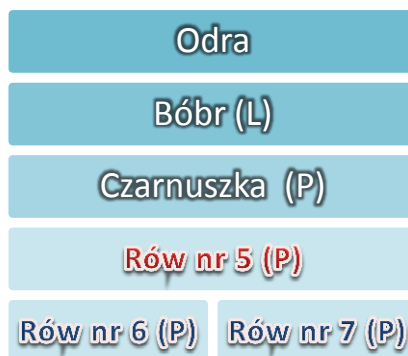
Rów nr 4 jest rowem VII-go rzędu prawym dopływem rowu nr 3, do którego uchodzi w hm 3+64. Całkowita długość rowu to 417,0mb. Zbiera wody opadowe i roztopowe z drogi asfaltowej (ul. Lipowa i Celna) oraz napływające z rozbudowywanego osiedla domów mieszkalnych jednorodzinnych przy ul. Brzozowej i Świerkowej. Na całej swojej długości koliduje ze zjazdami do pobliskich posesji, w związku z tym, w celu umożliwienia dojazdu wykonano przepusty rurowe o różnych średnicach mieszczących się w przedziale od DN300 do DN400mm. Zlewnia rowu pokrywa się z części powierzchni zlewni rowu nr 1.

3.3 Ogólna charakterystyka zlewni nr 2

Zlewnia oznaczona w niniejszym opracowaniu nr 2 obejmuje rowy odwadniające między innymi ulicę Przyjaciół Żołnierza, Szymrychowską, Sportową i Podlesia oraz część ulicy Celnej, Brzozowej i Świerkowej. Głównym rowem tej zlewni jest rów oznaczony w niniejszym opracowaniu nr 5. Rów ten jest również odbiornikiem (recypientem) rowu oznaczonego w niniejszym opracowaniu nr 6 oraz rowu nr 7.

Całkowita powierzchnia zlewni nr 2 wynosi 2,21km².

Na poniższej ilustracji przedstawia fragment struktury dorzecza rzeki Odry, z wyszczególnioną zlewnią nr 2 wraz z rowami.



Ilustracja 4. Hydronimia cieków zlewni nr 2.

3.3.1 Rów nr 5

Rów nr 5 jest głównym rowem zlewni nr 2. Jest to rów IV-go rzędu, prawy dopływ potoku Czarnuszka, do którego uchodzi w km 1+140. Bierze swój początek na końcu ulicy Przyjaciół Żołnierza, na wysokości obecnego stadionu. Górna część zlewni sięgająca po Podlesie i nie ma bezpośredniego połączenia z istniejącym rowem. Spływ powierzchniowy wód opadowych i roztopowych odbywa się głównie po powierzchni gruntów rolnych a przy intensywnych opadach, istniejącymi drogami gruntowymi i dopiero na wysokości stadionu miejskiego trafiają do rowu. Całkowita długość rowu wynosi ok. 1,57km a powierzchnia zlewni ok. 2,21km². W okresach wzmożonych opadów i wiosennych roztopów rów stwarza zagrożenie powodziowe.

Podstawowe parametry fizjograficzne zlewni Rowu nr 5 podano w poniższej tabeli.

Tabela 5. Podstawowe parametry fizjograficzne i meteorologiczne zlewni rowu nr 5.

Parametry zlewni Rowu nr 5	Rów nr 5 hm 0+00
Powierzchnia zlewni, A – km ²	2,21
Długość zlewni, L+I- km	2,37
Długość cieku, L - km	1,57
Rzędna wododziału, Hmax (Wg) – m npm	680,0
Rzędna przekroju, H min (Wd) – m npm	493,0
Spadek podłużny zlewni, Ir – m/km	78,90
Spadek lokalny cieku I _L - ‰	10,4
Współczynnik odpływu, (wg. Czarneckiej)	0,55
Współczynnik szorstkości koryta, m	7
Współczynnik kształtu fali - f	0,6
Czas spływu, ts – min (wg Ciepielowskiego)	15
Charakterystyka koryta rzeki ϕ_r	28,19
Moduł odpływu, maksymalnego F ₁	0,10
Maksymalny opad dobowy, P _{1%} - mm	100
Opad normalny roczny, P - mm	850

3.3.2 Rów nr 6

Rów nr 6 jest rowem V-go rzędu, prawym dopływem rowu nr 5, do którego uchodzi w hm 4+91. Całkowita długość rowu to 208,0mb. Jest rowem odwadniającym tereny kolejowe oraz zabudowania mieszkalne przy ul. Szkolnej. Zlewnia rowu pokrywa się z części powierzchni zlewni rowu nr 5.

3.3.3 Rów nr 7

Rów nr 7 jest również rowem V-go rzędu, prawym dopływem rowu nr 5, do którego uchodzi w hm 5+04. Całkowita długość rowu to 397,0mb. Jest to rów, który zbiera i odprowadza wody opadowe i roztopowe z ulicy Szymrychowskiej oraz części ulicy Celnej, Brzozowej i Świerkowej wraz z napływającymi z rozbudowywanego osiedla domów mieszkalnych jednorodzinnych. Na całej swojej

długości koliduje ze zjazdami do pobliskich posesji, w związku z tym, w celu umożliwienia dojazdu wykonano przepusty rurowe o różnych średnicach mieszczących się w przedziale od DN200 do DN500mm oraz przepusty o przekroju prostokątnym. Zlewnia rowu pokrywa się z części powierzchni zlewni rowu nr 5.

4 Obliczenia hydrologiczne

Rowy objęte inwentaryzacją oraz obliczeniami hydrologicznymi, nie są objęte pomiarami hydrometrycznymi i nikt na tych rowach nie prowadzi pomiarów hydrometrycznych. Zgodnie z przyjętą literaturą, przepływy prawdopodobne w przekroju niekontrolowanym, można określić z wykorzystaniem trzech metod obliczeniowych:

- metody analogii hydrologicznej,
- metody ekstrapolacji,
- metody opartej na formułach empirycznych, regionalnych i ponadregionalnych.

Stosując metodę analogii, należy w miarę możliwości opierać się nie na jednym lecz na dwóch a nawet więcej profilach analogach. Przy doborze profilu analogu, należy się kierować podobieństwem odpływów jednostkowych w obydwóch przekrojach oraz zgodnością rytmu zmienności przepływów.

Dobór odpowiedniego analogu jest sprawą trudną i skomplikowaną. Całkowitej zgodności odpływów jednostkowych oraz rytmu odpływu w zlewni badanej i porównywanej, w praktyce uzyskać się nie da. Można jedynie mówić o większym lub mniejszym podobieństwie odpływu i jego zmienności w obydwóch profilach. W takich przypadkach, analogię wykazuje cały kompleks czynników tworzących określony reżym hydrologiczny.

Należy tu podkreślić, że podobieństwo poszczególnych czynników, mających nawet pozorny wpływ na wielkość odpływu, nie zawsze świadczy o analogii wielkości i rytmu odpływu. Zdarza się bowiem bardzo często, że zlewnie podobne pod względem czynników klimatycznych, topograficznych i pokrycia terenu, mają całkowicie odmienny reżym odpływu wskutek różnic w budowie geologicznej i przepuszczalności gruntu

Metoda analogii hydrologicznej, może być stosowana w sytuacji gdy zlewnia badana ma powierzchnię większą od 100 km². Ponieważ powierzchni zlewni rozpatrywanych potoków nie przekraczającą 100 km², stąd możliwość wykonania obliczeń z zastosowaniem tej metody odrzucono.

Innym działaniem w sytuacji gdy w badanym przekroju całkowicie brak jest danych hydrometrycznych, jest ekstrapolacja przepływów do zlewni niekontrolowanej. Polega to na przenoszeniu wartości interesujących nas odpływów jednostkowych ze zlewni porównawczej do zlewni badanej. Przepływ o interesującej nas charakterystyce, oblicza się wówczas z zależności:

$$Q_{\max} = Q_m \left(\frac{A_1}{A} \right)^{2/3}$$

w której:

Q_{\max} – poszukiwany przepływ w badanym profilu [m³/s],

Q_m – odpowiadający przepływ w profilu porównawczym (wodowskazowym) [m³/s],

A_1 – powierzchnia zlewni w profilu badanym [km²],

A – powierzchnia zlewni w profilu porównawczym [km²].

Istotnym problemem w stosowaniu tej metody jest dopuszczalny zakres ekstrapolacji. Przyjmuje się, że przy przenoszeniu przepływów w górę cieku, podana powyżej zależność może być

stosowana bez ryzyka popełnienia dużego błędu, gdy powierzchnia zlewni niekontrolowanej jest większa od połowy zlewni wodowskazowej.

$$A_1 \geq \frac{1}{2} A$$

Podane powyżej stwierdzenie jest o tyle istotne, że przy ekstrapolacji przepływów w górę cieków, występuje na ogół zmiana warunków fizjograficznych zlewni, rosną spadki podłużne, urzeźbienie, opady, wzrasta również wpływ czynników lokalnych na kształtowanie się warunków odpływu wielkich wód.

Należy też podkreślić, że gdy między przekrojem niekontrolowanym a wodowskazowym znajduje się jezioro, zbiornik wodny lub inny obiekt wodny wpływający na wartości przepływów maksymalnych, nie wolno stosować metody ekstrapolacji. Zlewnię należy traktować jako niekontrolowaną, a wartości Q_p określać jedną z metod pośrednich.

Ponieważ dla badanych przekrojów nie jest spełniony ani pierwszy ani drugi warunek, stąd dla określenia wielkości przepływów charakterystycznych i obliczeniowych, zdecydowano się na zastosowanie wzorów empirycznych, opartych na relacji pomiędzy natężeniem największego opadu nawalnego, a powstałym w jego wyniku odpływem ze zlewni i wynikowym przepływem w korycie rowu.

4.1 Przepływy maksymalne

Przepływ miarodajny jest to maksymalny przepływ roczny o zadanym prawdopodobieństwie, stanowiący podstawę do wymiarowania konstrukcji urządzeń wodnych, przy którym powinna być zachowana równowaga dna i swobodny przepływ wielkiej wody.

Jednym ze wzorów do obliczania przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie wystąpienia zalecanych do stosowania w praktyce inżynierskiej jest formuła opadowa Stachy i Fal. Według autorów, stosując ten wzór, możemy obliczyć maksymalne przepływy roczne na terenie całej Polski w zlewniach małych o powierzchniach do 50 km².

Kolejnym wzorem do obliczania przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie wystąpienia stosowanym dla dolnego śląska jest wzór J. Wołoszyna.

Korzystając z programu „Multikoryto” przeprowadzono obliczenia przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie według powyższych wskazanych metod a wyniki obliczeń dla poszczególnych przekrojów rowów zestawiono w poniższych tabelach.

4.1.1 Rów nr 1

Obliczenia przepływów maksymalnych przeprowadzono dla istniejącego zagospodarowania terenu w przekrojach:

- w hm 0+00 – ujście rowu do potoku Czarnuszka,
- w hm 3+58 – przepust pod drogą krajową nr 5,
- w hm 4+62 – przepust kolejowy (z uwzględnieniem zlewni rowu nr 2, 3 i 4).

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 6. Maksymalne przepływy na rowie nr 1 w rozpatrywanych przekrojach.

Lp.	hm	P %	Stachý i Fal [m ³ /s]	Wołoszyn [m ³ /s]	Przepływ uśredniony
1.	0+00	1	7,86	7,70	7,78
		2	6,56	6,93	6,74
		3	5,71	6,48	6,09
2.	3+58	1	7,76	7,44	7,60
		2	6,48	6,70	6,59
		3	5,64	6,26	5,95
3.	4+62	1	7,63	7,33	7,48
		2	6,37	6,60	6,48
		3	5,55	6,16	5,86

4.1.2 Rów nr 2

Obliczenia przepływów maksymalnych przeprowadzona dla istniejącego zagospodarowania terenu w przekroju w hm 0+00 – ujęcie do rowu nr 1 z uwzględnieniem zlewni rowu nr 3 i 4.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 7. Maksymalne przepływy na rowie nr 2 w rozpatrywanym przekroju.

Lp.	hm	P %	Stachý i Fal [m ³ /s]	Wołoszyn [m ³ /s]	Przepływ uśredniony
1.	0+00	1	1,28	1,79	1,67
		2	1,07	1,60	1,45
		3	0,93	1,49	1,31

4.1.3 Rów nr 3

Obliczenia przepływów maksymalnych przeprowadzona dla istniejącego zagospodarowania terenu w przekroju w hm 0+00 – ujęcie rowu do studni kanalizacyjnej w ulicy Lipowej z uwzględnieniem zlewni rowu nr 4.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 8. Maksymalne przepływy na rowie nr 3 w rozpatrywanym przekroju.

Lp.	hm	P %	Stachý i Fal [m ³ /s]	Wołoszyn [m ³ /s]	Przepływ uśredniony
1.	0+00	1	1,17	1,40	1,29
		2	0,98	1,25	1,12
		3	0,85	1,17	1,01

4.1.4 Rów nr 4

Obliczenia przepływów maksymalnych przeprowadzona dla istniejącego zagospodarowania terenu w przekrojach:

- w hm 0+00 – ujęcie do rowu nr 3,
- w hm 1+26 – przepust nr 7, początek odwodnienia osiedla przy ul. Brzozowej i Świerkowej.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 9. Maksymalne przepływy na rowie nr 1 w rozpatrywanych przekrojach.

Lp.	hm	P %	Stachý i Fal [m ³ /s]	Wołoszyn [m ³ /s]	Przepływ uśredniony
1.	0+00	1	0,96	1,17	1,07
		2	0,80	1,05	0,93
		3	0,69	0,98	0,84
2.	1+26	1	0,87	1,08	0,98
		2	0,73	0,96	0,85
		3	0,63	0,90	0,76

4.1.5 Rów nr 5

Obliczenia przepływów maksymalnych przeprowadzona dla istniejącego zagospodarowania terenu w przekrojach:

- w hm 2+75 – początek kanalizacji deszczowej,
- w hm 4+21 – przepust pod ul. Szymrychowską,
- w hm 5+04 – ujście rowu nr 7 (bez uwzględnienia zlewni rowu nr 7).

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 10. Maksymalne przepływy na rowie nr 1 w rozpatrywanych przekrojach.

Lp.	hm	P %	Stachý i Fal [m ³ /s]	Wołoszyn [m ³ /s]	Przepływ uśredniony
1.	2+75	1	7,30	7,09	7,20
		2	6,10	6,38	6,24
		3	5,31	5,96	5,64
2.	4+21	1	7,23	7,00	7,12
		2	6,04	6,30	6,17
		3	5,26	5,88	5,57
3.	5+04	1	6,67	6,60	6,64
		2	5,57	5,93	5,75
		3	4,85	5,54	5,20

4.1.6 Rów nr 6

Obliczenia przepływów maksymalnych przeprowadzona dla istniejącego zagospodarowania terenu w przekroju w hm 0+00 – ujście do rowu nr 5.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 11. Maksymalne przepływy na rowie nr 2 w rozpatrywanym przekroju.

Lp.	hm	P %	Stachý i Fal [m ³ /s]	Wołoszyn [m ³ /s]	Przepływ uśredniony
1.	0+00	1	0,14	0,21	0,17
		2	0,12	0,18	0,15
		3	0,10	0,17	0,13

4.1.7 Rów nr 7

Obliczenia przepływów maksymalnych przeprowadzona dla istniejącego zagospodarowania terenu w przekrojach:

- w hm 0+00 – ujście do rowu nr 5,

- w hm 1+24 – przepust nr 3, początek odwodnienia osiedla przy ul. Celnej, Brzozowej i Świerkowej.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 12. Maksymalne przepływy na rowie nr 1 w rozpatrywanych przekrojach.

Lp.	hm	P %	Stachý i Fal [m ³ /s]	Wołoszyn [m ³ /s]	Przepływ uśredniony
1.	0+00	1	0,86	1,11	0,98
		2	0,72	0,99	0,85
		3	0,63	0,92	0,77
2.	1+24	1	0,59	0,78	0,68
		2	0,49	0,69	0,59
		3	0,43	0,64	0,53

5 Bilans wód opadowych

Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych przeprowadzone zostały dla terenu przy ulicy Celnej, Brzozowej i Świerkowej tj. terenu rozbudowywanego osiedla domów mieszkalnych jednorodzinnych. Obliczenia przeprowadzono dla stanu przed budową osiedla oraz stan docelowy tj. całkowitego zagospodarowania terenu z uwzględnieniem opracowanej koncepcji programowo – przestrzennej budowy ulicy Brzozowej i Świerkowej w Lubawce wykonana przez Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych TRAKT z Sędziszawia.

Teren planowanego osiedla zlokalizowany jest na terenie dwóch zlewni istniejących rowów, w związku z tym obliczenia przeprowadzono osobno dla każdej zlewni.

5.1 Zlewnia nr 1

5.1.1 Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych przed planowaną inwestycją

Ilość wód opadowych i roztopowych odprowadzanych do istniejącego rowu nr 4 w hm 1+26 z terenów przed planowaną inwestycją wynosi odpowiednio:

$$Q = F \cdot s \cdot q$$

w którym:

F – powierzchnia zlewni w hektarach,

s – współczynnik spływu zależny od rodzaju nawierzchni,

q – natężenie miarodajne opadu deszczu (dm³/s/ha),

Całkowita zlewnia odwadnianego terenu wynosi:

Tabela 13. Powierzchnia zlewni.

Rodzaj użytku	Powierzchnia zlewni [ha]
Powierzchnie zabudowy (budynki) – 0,85	0,06
Nawierzchnie utwardzone kostką betonową w tym chodniki – 0,80	0,11
Nawierzchnie utwardzone masą asfaltową – 0,90	0,27
Tereny zielone – 0,10	20,56
SUMA	21,0

Bilans wód opadowych dla terenu zlewni rowu obliczono metodą granicznych natężeń deszczu wg wzoru:

$$q = 15,347 \frac{A}{t_m^{0,667}}$$

gdzie:

A – wartość stała wg. tabeli dla rocznej sumy opadów H i prawdopodobieństwa deszczu P10% - dla $H \leq 1000\text{mm}$, $A=1083\text{mm}$,

t_m – czas miarodajny deszczu, przyjęto $t_m=15\text{min}$

Wyniki obliczeń przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 14. Ilość wód opadowych i roztopowych w zlewni nr 1.

Powierzchnia zlewni $F = [\text{ha}]$	Natężenie miarodajne deszczu $q = [\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}]$	Ilość wód opadowych i roztopowych			
		Q max s [dm^3/s]	Q śr h [m^3/h]	Q śr a [m^3/rok]	Q śr d [m^3/d]
0,06	177,9	8,5	7,6	404	1,1
0,11	177,9	15,9	14,3	761	2,1
0,27	177,9	43,2	28,9	2065	5,7
20,56	177,9	365,8	329,2	17477	47,9
SUMA		433,4	390,1	20709	56,7

5.1.2 Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych z planowanej inwestycji

Ilość wód opadowych i roztopowych odprowadzanych do istniejącego rowu nr 4 w hm 1+26 po całkowitym planowanym zagospodarowaniu terenu (wybudowania osiedla domów jednorodzinnych) i wybudowaniu ciągów komunikacyjnych wynosi odpowiednio:

$$Q = F \cdot s \cdot q$$

w którym:

F – powierzchnia zlewni w hektarach,

s – współczynnik spływu zależny od rodzaju nawierzchni,

q – natężenie miarodajne opadu deszczu ($\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}$),

Całkowita zlewnia odwadnianego terenu wynosi:

Tabela 15. Powierzchnia zlewni.

Rodzaj użytku	Powierzchnia zlewni [ha]
Powierzchnie zabudowy (budynki) – 0,85	1,43
Nawierzchnie utwardzone kostką betonową w tym chodniki – 0,80	3,78
Nawierzchnie utwardzone masą asfaltową – 0,90	1,36
Tereny zielone – 0,10	14,43
SUMA	21,00

Bilans wód opadowych dla terenu inwestycji obliczono metodą granicznych natężeń deszczu wg wzoru:

$$q = 15,347 \frac{A}{t_m^{0,667}}$$

gdzie:

A – wartość stała wg. tabeli dla rocznej sumy opadów H i prawdopodobieństwa deszczu P10% - dla $H \leq 1000\text{mm}$, $A=1083\text{mm}$,

t_m – czas miarodajny deszczu, przyjęto $t_m=15\text{min}$

Wyniki obliczeń przedstawiono w poniższej tabeli Tabela 16.

Tabela 16. Ilość wód opadowych i roztopowych w zlewni 1.

Powierzchnia zlewni $F = [\text{ha}]$	Natężenie miarodajne deszczu $q = [\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}]$	Ilość wód opadowych i roztopowych			
		$Q_{\max s}$ [dm^3/s]	$Q_{\text{śr } h}$ [m^3/h]	$Q_{\text{śr } a}$ [m^3/rok]	$Q_{\text{śr } d}$ [m^3/d]
1,43	177,9	215,5	193,9	10295	28,2
3,78	177,9	538,3	484,4	25718	70,5
1,36	177,9	217,8	196,0	10407	28,5
14,43	177,9	256,8	231,1	12267	33,6
SUMA		1228,3	1105,5	58689	160,8

5.1.3 Bilans wód opadowych i roztopowych, które pochodzą z rozbudowywanego osiedla

$$Q_{\text{ret}} = 1228,3 - 433,4 = 794,9 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że po przeprowadzonej inwestycji, ilość odprowadzanych wód opadowych i roztopowych do rowu nr 4 w hm 1+26 będzie większa o $794,9 \text{ dm}^3/\text{s}$ niż przed inwestycją.

5.2 Zlewnia nr 2

5.2.1 Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych przed planowaną inwestycją

Ilość wód opadowych i roztopowych odprowadzanych do istniejącego rowu nr 7 w hm 1+24 z terenów przed planowaną inwestycją wynosi odpowiednio:

$$Q = F \cdot s \cdot q$$

w którym:

F – powierzchnia zlewni w hektarach,

s – współczynnik spływu zależny od rodzaju nawierzchni,

q – natężenie miarodajne opadu deszczu ($\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}$),

Całkowita zlewnia odwadnianego terenu wynosi:

Tabela 17. Powierzchnia zlewni.

Rodzaj użytku	Powierzchnia zlewni [ha]
Powierzchnie zabudowy (budynki) – 0,85	0,17
Nawierzchnie utwardzone kostką betonową w tym chodniki – 0,80	0,34
Nawierzchnie utwardzone masą asfaltową – 0,90	0,16
Tereny zielone – 0,10	10,33
SUMA	11,00

Bilans wód opadowych dla terenu zlewni rowu obliczono metodą granicznych natężeń deszczu

wg wzoru:

$$q = 15,347 \frac{A}{t_m^{0,667}}$$

gdzie:

A – wartość stała wg. tabeli dla rocznej sumy opadów H i prawdopodobieństwa deszczu $P_{10\%}$ - dla $H \leq 1000\text{mm}$, $A=1083\text{mm}$,

t_m – czas miarodajny deszczu, przyjęto $t_m=15\text{min}$

Wyniki obliczeń przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 18. Ilość wód opadowych i roztopowych w zlewni nr 2.

Powierzchnia zlewni $F = [\text{ha}]$	Natężenie miarodajne deszczu $q = [\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}]$	Ilość wód opadowych i roztopowych			
		$Q_{\max s}$ [dm^3/s]	$Q_{\text{śr } h}$ [m^3/h]	$Q_{\text{śr } a}$ [m^3/rok]	$Q_{\text{śr } d}$ [m^3/d]
0,17	177,9	25,4	22,9	1214	3,3
0,34	177,9	47,8	43,0	2284	6,3
0,16	177,9	25,9	23,3	1239	3,4
10,33	177,9	183,8	165,5	8784	24,1
SUMA		283,0	254,7	13522	37,0

5.2.2 Obliczenia hydrologiczne ilości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych z planowanej inwestycji

Ilość wód opadowych i roztopowych odprowadzanych do istniejącego rowu nr 7 w hm 1+24 po całkowitym planowanym zagospodarowaniu terenu (wybudowania osiedla domów jednorodzinnych) i wybudowaniu ciągów komunikacyjnych wynosi odpowiednio:

$$Q = F \cdot s \cdot q$$

w którym:

F – powierzchnia zlewni w hektarach,

s – współczynnik spływu zależny od rodzaju nawierzchni,

q – natężenie miarodajne opadu deszczu ($\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}$),

Całkowita zlewnia odwadnianego terenu wynosi:

Tabela 19. Powierzchnia zlewni.

Rodzaj użytku	Powierzchnia zlewni [ha]
Powierzchnie zabudowy (budynki) – 0,85	0,45
Nawierzchnie utwardzone kostką betonową w tym chodniki – 0,80	1,65
Nawierzchnie utwardzone masą asfaltową – 0,90	0,73
Tereny zielone – 0,10	8,17
SUMA	11,0

Bilans wód opadowych dla terenu inwestycji obliczono metodą granicznych natężeń deszczu wg wzoru:

$$q = 15,347 \frac{A}{t_m^{0,667}}$$

gdzie:

A – wartość stała wg. tabeli dla rocznej sumy opadów H i prawdopodobieństwa deszczu $P10\%$ - dla $H \leq 1000\text{mm}$, $A=1083\text{mm}$,

t_m – czas miarodajny deszczu, przyjęto $t_m=15\text{min}$

Wyniki obliczeń przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 20. Ilość wód opadowych i roztopowych w zlewni 2.

Powierzchnia zlewni $F = [ha]$	Natężenie miarodajne deszczu $q = [dm^3/s/ha]$	Ilość wód opadowych i roztopowych			
		$Q_{max s}$ [dm ³ /s]	$Q_{śr h}$ [m ³ /h]	$Q_{śr a}$ [m ³ /rok]	$Q_{śr d}$ [m ³ /d]
0,45	177,9	68,0	61,2	3251	8,9
1,65	177,9	234,3	210,8	11193	30,7
0,73	177,9	117,5	105,8	5615	15,4
8,17	177,9	145,3	130,8	6944	19,0
SUMA		565,2	508,7	27003	74,0

5.2.3 Bilans wód opadowych i roztopowych, które pochodzą z rozbudowywanego osiedla

$$Q_{ret} = 565,2 - 283,0 = 282,2 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że po przeprowadzonej inwestycji, ilość odprowadzanych wód opadowych i roztopowych do rowu nr 7 w hm 1+24 będzie większa o 282,2 dm³/s niż przed inwestycją.

6 Obliczenia hydrauliczne

Niezbędne przepływy do wymiarowania urządzeń wodnych określają odpowiednie przepisy branżowe. Przepływ miarodajny i regulacyjny jest to maksymalny przepływ roczny o zadanym prawdopodobieństwie występowania, stanowiący podstawę do ustalania normalnego przekroju regulacyjnego, przy którym powinna być zachowana równowaga dna dla miarodajnej średnicy ziarna d_m .

Przepływ, o którym mowa powyżej, może występować ponad korony budowli regulacyjnych lub korony obiektów pod warunkiem zachowania ich bezpieczeństwa.

Do wymiarowania parametrów koryta rowu właściwym jest Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. 2007 nr 86 poz. 579).

Według powyższego Rozporządzenia zapas korony trwałych umocnień powinien wynosić minimalnie:

- 0,5 m powyżej zwierciadła wody dla przepływu miarodajnego
- 0,1 m powyżej zwierciadła wody dla przepływu kontrolowanego.

Dla badanych przekrojów regulacyjnych istniejących rowów przyjęto zasadę, że wysokość h powinna wynosić minimalnie:

$$h_{min} = h_{Q_m} + 0,5 \text{ m}$$

gdzie:

h_{Q_m} - wysokość napełnienia koryta rowu przy przepływie o wartości Q_m , dla prawdopodobieństwa pojawienia się $p\% = Q_{3\%}$.

Natomiast w przypadku zarurowania istniejących rowów (przepustów) możemy przyjąć Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 30 maja 2000 roku, w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

I tak dla przepustu przepływ miarodajny zależy od klasy drogi (art. 40, ust. 2):

– droga lokalna (L) i dojazdowa (D) – przepływ miarodajny o prawdopodobieństwie wystąpienia 2% ($Q_{2\%}$),

– droga główna (G), autostrady (A), ekspresowa (S) i ruchu przyspieszonego (GP) – przepływ miarodajny o prawdopodobieństwie wystąpienia 1,0% ($Q_{1,0\%}$),

Dla rozpatrywanych obiektów, które znajdują się w ciągach komunikacyjnych dróg wewnętrznych i lokalnych do wymiarowania średnicy przepustu należy przyjąć przepływ miarodajny o prawdopodobieństwie nie mniejszy niż 2%. Jedynie dla przepustu nr 1 w zlewni nr 1 kolidującego z drogą krajową nr 5 do wymiarowania średnicy przepustu należy przyjąć przepływ miarodajny o prawdopodobieństwie nie mniejszy niż 1%.

6.1 Sprawdzenie przepustowości koryta rowów

Obliczenia przepustowości rowów wykonano w oparciu o wzór Manninga dla parametrów zinwentaryzowanych koryt rowów w miejscach najbardziej niekorzystnych tj. najmniejszego spadku podłużnego, najmniejszego przekroju. Obliczenia przeprowadzono według poniższego wzoru:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot F \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

gdzie:

F – powierzchnia przekroju poprzecznego

R_h – promień hydrauliczny

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

U – długość obwodu zwilżonego

Istniejący przekrój normalny koryta rowu:

- minimalny spadek zwierciadła wody l
- szerokość rowu w dnie b
- nachylenie skarp 1: n
- współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga n

6.1.1 Rów nr 1

Obliczenia przepustowości rowu przeprowadzono w dwóch przekrojach tj. w hm 2+50 oraz w hm 3+70.

Podstawowe parametry koryta rowu w badanych przekrojach:

Tabela 21. Podstawowe parametry koryta rowu nr 1 w hm 2+50 i 3+70.

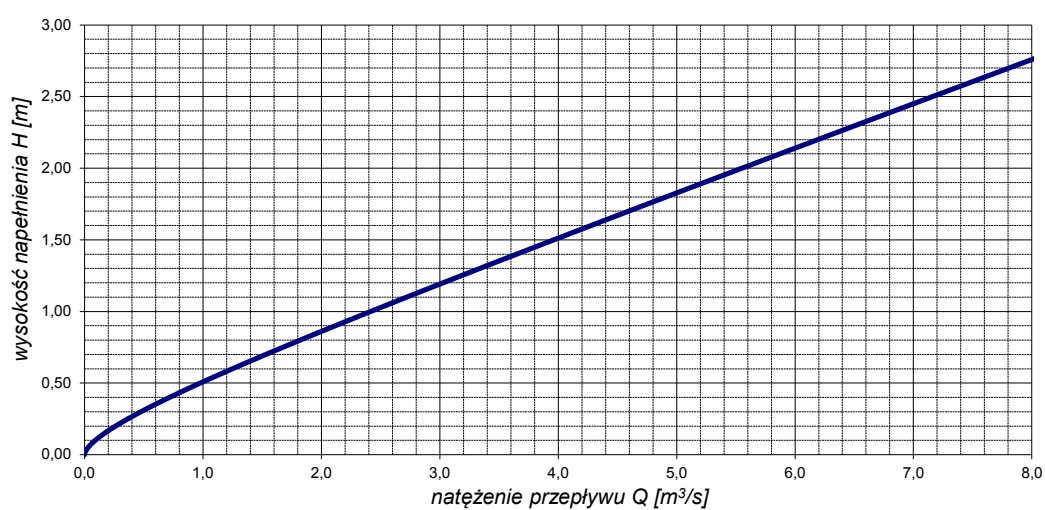
	hm 2+50	hm 3+70
minimalny spadek zwierciadła wody – l [‰]	24,0	33,0
szerokość rowu w dnie – b [m]	1,20	0,8
nachylenie skarp – 1:n	0	0,6
współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga – n	0,040	0,040
głębokość koryta rowu – h [m]	1,20	1,0

Wielkości natężenia przepływu przy różnych napełnieniach zestawiono w poniższej tabeli oraz na wykresach.

Tabela 22. Wielkość natężenia przepływu przy różnych napełnieniach.

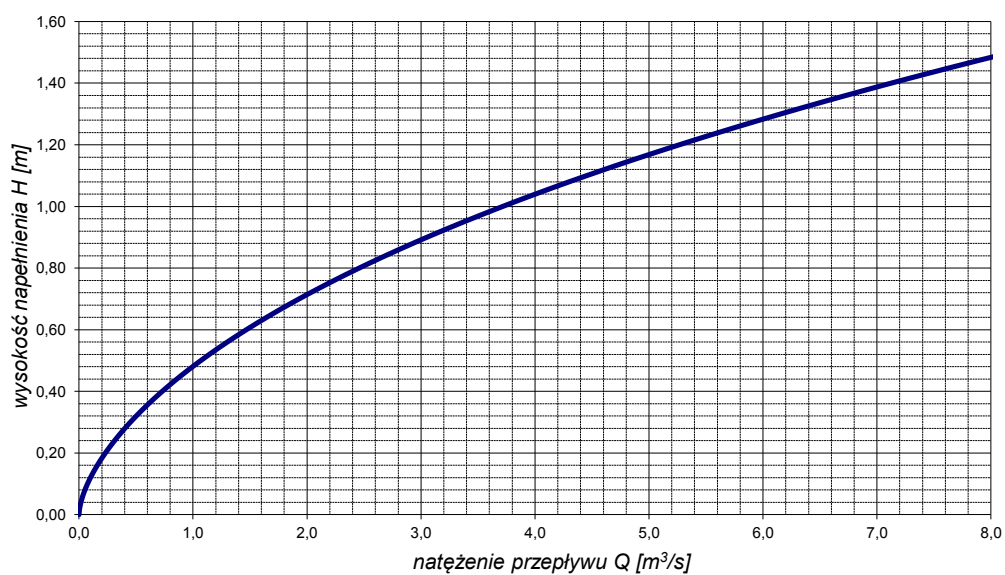
Lp.	wysokość warstwy wody H [m]	hm 2+50 – wydatek rowu Q [m ³ /s]	hm 3+70 – wydatek rowu Q [m ³ /s]
1.	2.	3.	4.
1.	0,10	0,090	0,074
2.	0,50	0,977	1,068
3.	1,00	2,417	3,717
4.	1,50	3,963	8,176
5.	2,00	5,551	14,754
6.	2,10	5,872	16,350

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 2+50



Ilustracja 5. Krzywa konsumcyjna rowu nr 1 w hm 2+50.

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 3+70



Ilustracja 6. Krzywa konsumcyjna rowu nr 1 w hm 3+70.

Z powyższych krzywych wydatku przekroju koryta rowu wykreślonej na podstawie przeprowadzonych obliczeń przepustowości wynika, że przepływ $Q_{\max 3\%}=5,86\text{m}^3/\text{s}$ nie mieści się w korycie zasadniczym rowu w badanych przekrojach. W związku z tym są zalewane przyległe tereny.

6.1.2 Rów nr 2

Obliczenia przepustowości rowu przeprowadzono w jednym przekroju tj. w hm 0+20.

Podstawowe parametry koryta rowu w badanym przekroju:

Tabela 23. Podstawowe parametry koryta rowu nr 2 w hm 0+20.

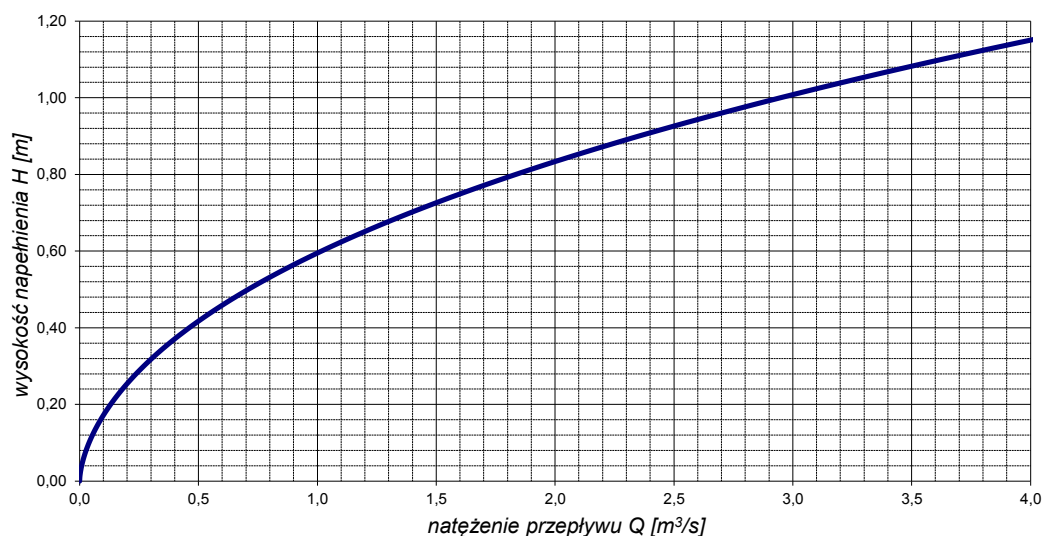
	hm 0+20
minimalny spadek zwierciadła wody – I [‰]	22,0
szerokość rowu w dnie – b [m]	0,60
nachylenie skarp – 1:n	1
współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga – n	0,040
głębokość koryta rowu – h [m]	0,8

Wielkości natężenia przepływu przy różnych napełnieniach zestawiono w poniższej tabeli oraz na wykresie.

Tabela 24. Wielkość natężenia przepływu przy różnych napełnieniach.

Lp.	wysokość warstwy wody H [m]	hm 0+20 – wydatek rowu Q [m³/s]
1.	2.	3.
1.	0,10	0,048
2.	0,50	0,858
3.	0,80	2,222
4.	1,00	3,570

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 0+20



Ilustracja 7. Krzywa konsumcyjna rowu nr 2 w hm 0+20.

Z powyższej krzywej wydatku przekroju koryta rowu wykreślonej na podstawie przeprowadzonych obliczeń przepustowości wynika, że dla przepływu $Q_{\max 3\%}=1,31\text{m}^3/\text{s}$ głębokość napełnienia wynosi 0,68m.

6.1.3 Rów nr 3

Obliczenia przepustowości rowu przeprowadzono w jednym przekroju tj. w hm 1+00.

Podstawowe parametry koryta rowu w badanym przekroju:

Tabela 25. Podstawowe parametry koryta rowu nr 3 w hm 1+00.

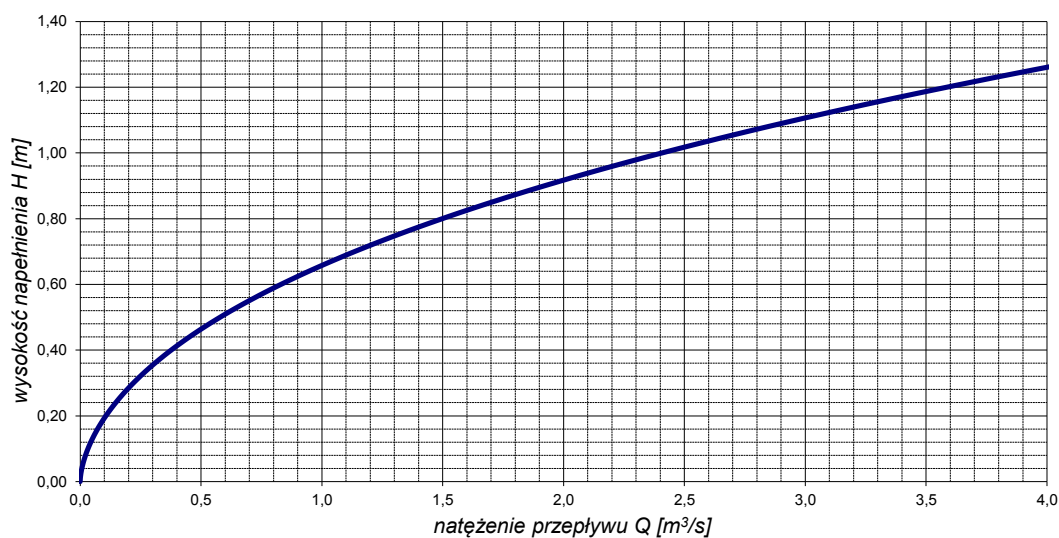
	hm 1+00
minimalny spadek zwierciadła wody – I [‰]	10,0
szerokość rowu w dnie – b [m]	0,60
nachylenie skarp – 1:n	1
współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga – n	0,040
głębokość koryta rowu – h [m]	1,0

Wielkości natężenia przepływu przy różnych napełnieniach zestawiono w poniższej tabeli oraz na wykresie.

Tabela 26. Wielkość natężenia przepływu przy różnych napełnieniach.

Lp.	wysokość warstwy wody H [m]	hm 1+00 – wydatek rowu Q [m³/s]
1.	2.	3.
1.	0,10	0,032
2.	0,50	0,579
3.	0,80	1,498
4.	1,00	2,407

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 1+00



Ilustracja 8. Krzywa konsumcyjna rowu nr 3 w hm 1+00.

Z powyższej krzywej wydatku przekroju koryta rowu wykreślonej na podstawie przeprowadzonych obliczeń przepustowości wynika, że dla przepływ $Q_{\max} 3\% = 1,01 \text{ m}^3/\text{s}$ głębokość napełnienia wynosi 0,67m.

6.1.4 Rów nr 4

Obliczenia przepustowości rowu przeprowadzono w jednym przekroju tj. w hm 0+20.

Podstawowe parametry koryta rowu w badanym przekroju:

Tabela 27. Podstawowe parametry koryta rowu nr 4 w hm 0+20.

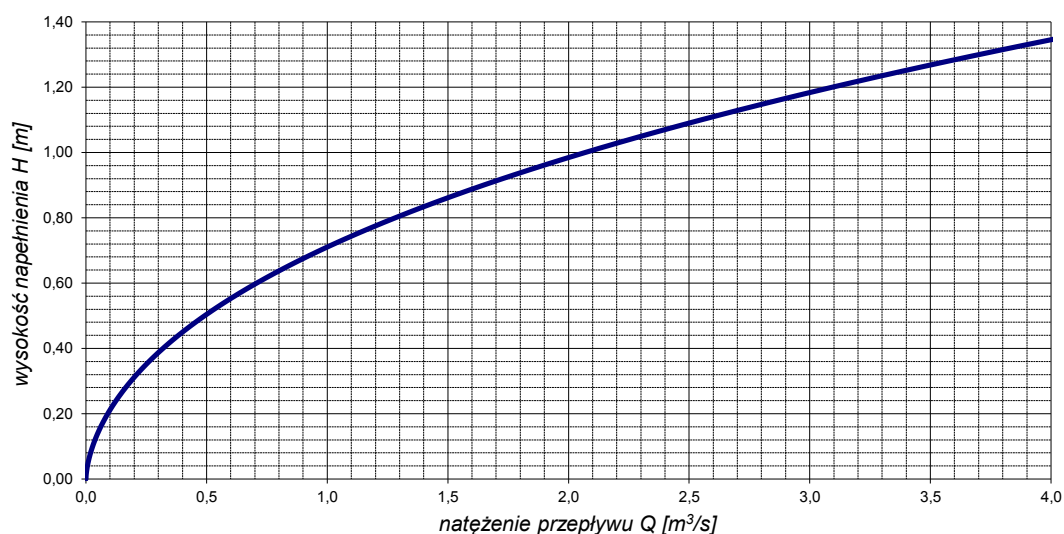
	hm 0+20
minimalny spadek zwierciadła wody – I [‰]	10,0
szerokość rowu w dnie – b [m]	0,40
nachylenie skarp – 1:n	0,75
współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga – n	0,030
głębokość koryta rowu – h [m]	0,60

Wielkości natężenia przepływu przy różnych napełnieniach zestawiono w poniższej tabeli oraz na wykresie.

Tabela 28. Wielkość natężenia przepływu przy różnych napełnieniach.

Lp.	wysokość warstwy wody H [m]	hm 0+20 – wydatek rowu Q [m³/s]
1.	2.	3.
1.	0,10	0,028
2.	0,30	0,187
3.	0,50	0,492
4.	0,60	0,707

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 0+20



Ilustracja 9. Krzywa konsumcyjna rowu nr 4 w hm 0+20.

Z powyższej krzywej wydatku przekroju koryta rowu wykreślonej na podstawie przeprowadzonych obliczeń przepustowości wynika, że przepływ $Q_{\max\ 3\%}=0,84\text{m}^3/\text{s}$ nie mieści się w korycie zasadniczym rowu w badanym przekroju. W związku z tym są zalewane przyległe tereny.

6.1.5 Rów nr 5

Obliczenia przepustowości rowu przeprowadzono w jednym przekroju tj. w hm 3+00.

Podstawowe parametry koryta rowu w badanym przekroju:

Tabela 29. Podstawowe parametry koryta rowu nr 5 w hm 3+00.

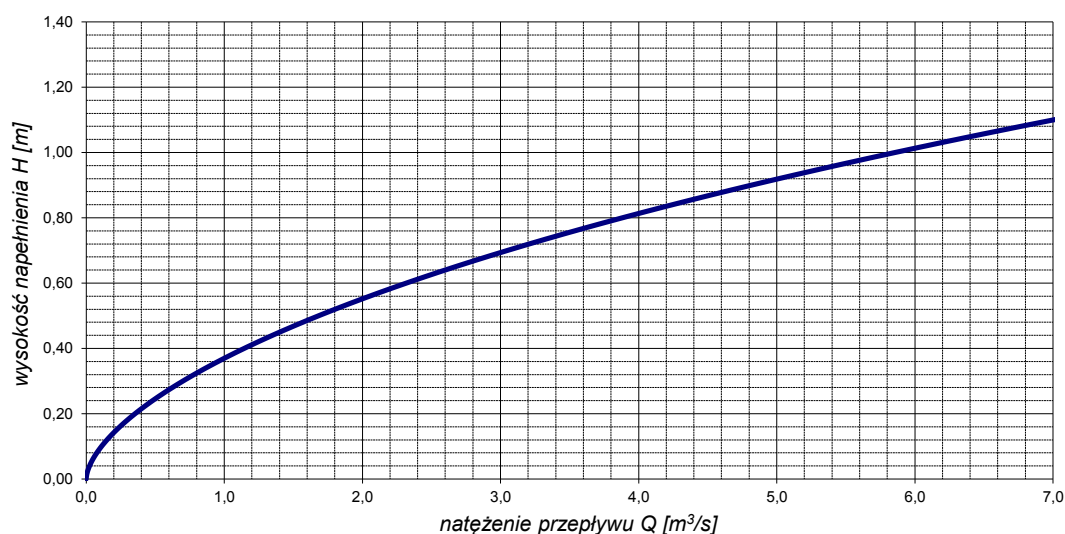
	hm 3+00
minimalny spadek zwierciadła wody – I [‰]	15,0
szerokość rowu w dnie – b [m]	1,70
nachylenie skarp – 1:n	1
współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga – n	0,040
głębokość koryta rowu – h [m]	0,80

Wielkości natężenia przepływu przy różnych napełnieniach zestawiono w poniższej tabeli oraz na wykresie.

Tabela 30. Wielkość natężenia przepływu przy różnych napełnieniach.

Lp.	wysokość warstwy wody H [m]	hm 3+00 – wydatek rowu Q [m³/s]
1.	2.	3.
1.	0,10	0,111
2.	0,30	0,700
3.	0,50	1,683
4.	0,80	3,882

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 3+00



Ilustracja 10. Krzywa konsumcyjna rowu nr 5 w hm 3+00.

Z powyższej krzywej wydatku przekroju koryta rowu wykreślonej na podstawie przeprowadzonych obliczeń przepustowości wynika, że przepływ $Q_{\max\ 3\%}=5,64\text{m}^3/\text{s}$ nie mieści się w korycie zasadniczym rowu w badanym przekroju. W związku z tym są zalewane prawobrzeżne tereny.

6.1.6 Rów nr 6

Obliczenia przepustowości rowu przeprowadzono w jednym przekroju tj. w hm 0+50.

Podstawowe parametry koryta rowu w badanym przekroju:

Tabela 31. Podstawowe parametry koryta rowu nr 6 w hm 0+50.

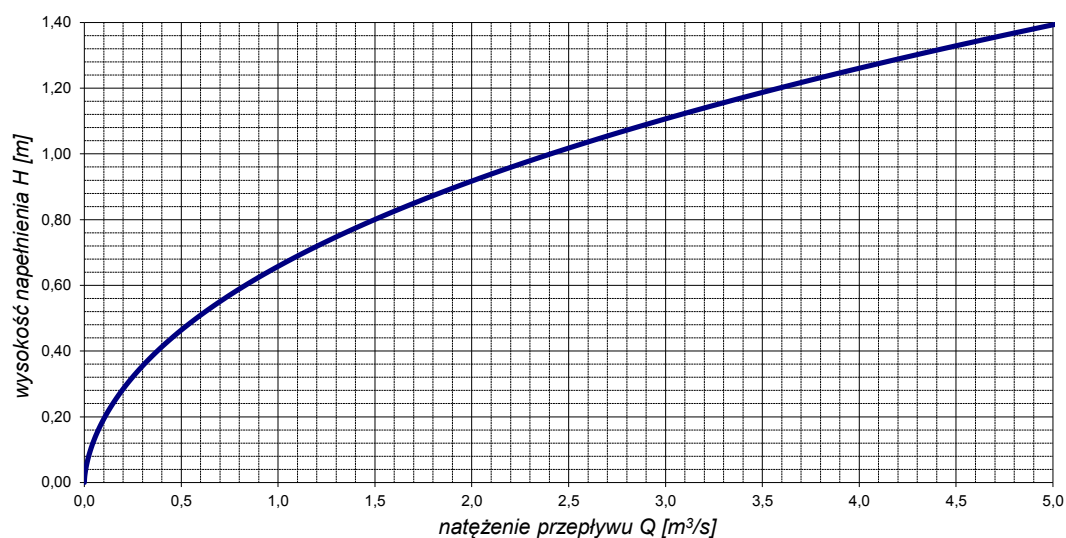
	hm 0+50
minimalny spadek zwierciadła wody – I [‰]	10,0
szerokość rowu w dnie – b [m]	0,60
nachylenie skarp – 1:n	1
współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga – n	0,040
głębokość koryta rowu – h [m]	0,80

Wielkości natężenia przepływu przy różnych napełnieniach zestawiono w poniższej tabeli oraz na wykresie.

Tabela 32. Wielkość natężenia przepływu przy różnych napełnieniach.

Lp.	wysokość warstwy wody H [m]	hm 0+50 – wydatek rowu Q [m³/s]
1.	2.	3.
1.	0,10	0,038
2.	0,30	0,220
3.	0,50	0,579
4.	0,80	1,498

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 0+50



Ilustracja 11. Krzywa konsumcyjna rowu nr 6 w hm 0+50.

Z powyższej krzywej wydatku przekroju koryta rowu wykreślonej na podstawie przeprowadzonych obliczeń przepustowości wynika, że dla przepływ $Q_{\max} 3\% = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$ głębokość napełnienia wynosi 0,23m.

6.1.7 Rów nr 7

Obliczenia przepustowości rowu przeprowadzono w jednym przekroju tj. w hm 1+20.

Podstawowe parametry koryta rowu w badanym przekroju:

Tabela 33. Podstawowe parametry koryta rowu nr 7 w hm 1+20.

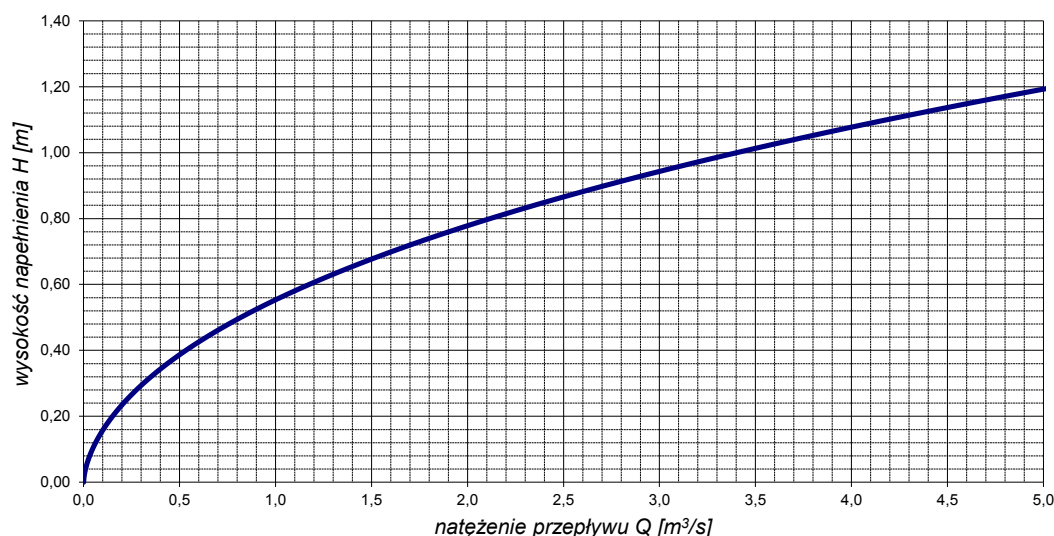
	hm 1+20
minimalny spadek zwierciadła wody – I [‰]	20,0
szerokość rowu w dnie – b [m]	0,40
nachylenie skarp – 1:n	1
współczynnik szorstkości n do wzoru Manninga – n	0,040
głębokość koryta rowu – h [m]	0,60

Wielkości natężenia przepływu przy różnych napełnieniach zestawiono w poniższej tabeli oraz na wykresie.

Tabela 34. Wielkość natężenia przepływu przy różnych napełnieniach.

Lp.	wysokość warstwy wody H [m]	hm 1+20 – wydatek rowu Q [m³/s]
1.	2.	3.
1.	0,10	0,046
2.	0,30	0,311
3.	0,50	0,818
4.	0,60	1,175

Krzywa konsumcyjna koryta istniejącego rowu w hm 1+20



Ilustracja 12. Krzywa konsumcyjna rowu nr 7 w hm 1+20.

Z powyższej krzywej wydatku przekroju koryta rowu wykreślonej na podstawie przeprowadzonych obliczeń przepustowości wynika, że dla przepływ $Q_{\max} 3\% = 0,53 \text{ m}^3/\text{s}$ głębokość napełnienia wynosi 0,40m.

6.2 Wyznaczenie minimalnej średnicy przepustów

Do wyznaczenia minimalnej średnicy przepustu posłużono się załącznikiem nr 1 do RMTiGM w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

Zgodnie z załącznikiem nr 1 do tego rozporządzenia obliczenia hydrauliczne przepustów o wylocie niezatopionym określa wzór:

$$Q = m \cdot b_{kr} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{\frac{3}{2}}$$

w którym:

$$Q = Q_m$$

m – współczynnik wydatku z tabeli 6 – przyjęto 0,31

b_{kr} – światło przepustu prostokątnego; dla innych przepustów:

$$b_{kr} = \frac{F_{kr}}{h_{kr}}$$

h_{kr} i F_{kr} – głębokość krytyczna i pole przekroju strumienia przy tej głębokości,

H_0 – wysokość linii energii spiętrzonego strumienia.

Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem wynosi:

$$H_0 = \left(\frac{Q_m}{m \cdot b_{kr} \cdot \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Głębokość wody górnej należy wyznaczyć z równania:

$$H = H_0 - \frac{V_o^2}{2g}$$

6.2.1 Zlewnia nr 1

Obliczenia przeprowadzono dla przepustów:

- Nr 1 DN800 pod drogą krajową,
- Nr 2 pod torami kolejowymi,
- Nr 4 DN500 stanowiący ujście rowu nr 4,
- Nr 7 DN400 jako reprezentatywny dla odwadnianego osiedla.

Dane wyjściowe do obliczeń:

Tabela 35. Dane wyjściowe do obliczeń.

Przepust	Nr 1 DN800	Nr 2	Nr 4 DN500	Nr 7 Dn400
przeptyw miarodajny [m ³ /s]	7,60	7,48	0,93	0,85
średnica przepustu [mm]	800	-	500	400
spadek podłużny [%]	20,0	20,0	10,0	10,0

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że trzy przepusty nie spełniają wymogów RMTiGM w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Program Drogowiec 2013 nie był w stanie przeprowadzić obliczeń z uwagi na zbyt małe światło przepustów. W poniższej tabeli przedstawiono wyniki obliczeń, natomiast w kolejnych punktach wyznaczono minimalne parametry tych przepustów.

Tabela 36. Wyniki obliczeń przepustowości przepustów.

Przepust	Nr 1 DN800	Nr 2	Nr 4 DN500	Nr 7 Dn400
prędkość wody dopływającej [m/s]	-	1,00	-	-
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	-	1,202	-	-
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	-	2,284	-	-
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	-	1,96	-	-
Głębokość wody górnej w rurociągu H	-	-	-	-
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	-	$1,65 \leq 1,8$	-	-
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	-	$1,50 \geq 0,57$	-	-
Podsumowanie	Zbyt mała średnica przepustu	Światło przepustu spełnia wymogi	Zbyt mała średnica przepustu	Zbyt mała średnica przepustu

6.2.1.1 Przepust nr 1

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejące parametry przepustu są niewystarczające, by zapewnić swobodny odpływ wód już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,8\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się nasili.

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono, że przepust zostanie przebudowany na przepust ramowy o szerokości 2,4m i wysokości 1,5m. Przy takich parametrach jest w stanie przepuścić przepływ miarodajny.

Tabela 37. Wyniki obliczeń przepustowości przepustu nr 1.

Przepust	Nr 1 Ramowy 2,4 x 1,5m
przepływ miarodajny [m^3/s]	8,60
spadek podłużny [%o]	20,0
prędkość wody dopływającej [m/s]	1,47
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	1,11
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	2,67
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	1,76
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	$1,65 \leq 1,8$
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	$1,50 \geq 0,57$
Podsumowanie	Przepust spełnia wymogi

6.2.1.2 Przepust nr 4

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejące parametry przepustu są niewystarczające, by zapewnić swobodny odpływ wód już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,8\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się nasili.

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono przepust o większej średnicy DN800 wraz z przebudową koryta rowu na wlocie do przepustu do parametrów o szerokości dna 0,6m i minimalnej głębokości 1,0m.

Tabela 38. Wyniki obliczeń przepustowości przepustu nr 4.

Przepust	Nr 4 DN800
przepływ miarodajny [m^3/s]	0,93
spadek podłużny [%]	10,0
prędkość wody dopływającej [m/s]	0,75
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	0,588
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	0,495
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	0,98
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	$0,95 \leq 0,96$
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	$0,80 \geq 0,47$
Podsumowanie	Przepust spełnia wymogi

6.2.1.3 Przepust nr 7

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejące parametry przepustu są niewystarczające, by zapewnić swobodny odpływ wód już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,8\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się nasili. Przepust ten jest przepustem reprezentatywnym dla odwadnianego osiedla tzn. że wszystkie zjazdy do posesji z ulicy Celnej powinny mieć przepust o takiej średnicy.

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono przepust o większej średnicy DN800 wraz z przebudową koryta rowu drogowego do parametrów o szerokości dna 0,6m i minimalnej głębokości 1,0m.

Tabela 39. Wyniki obliczeń przepustowości przepustu nr 7.

Przepust	Nr 7 DN800
przepływ miarodajny [m ³ /s]	0,85
spadek podłużny [%]	10,0
prędkość wody dopływającej [m/s]	0,75
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	0,562
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	0,472
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	0,92
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	$0,89 \leq 0,96$
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	$0,80 \geq 0,38$
Podsumowanie	Przepust spełnia wymogi

6.2.2 Zlewnia nr 2

Obliczenia przeprowadzono dla przepustów:

- Nr 1 pod torami kolejowymi,
- Nr 2 DN500 pod ulica Celną,
- Nr 4 o przekroju prostokątnym,
- Nr 8 DN300 jako reprezentatywny dla odwadnianego osiedla.

Dane wyjściowe do obliczeń:

Tabela 40. Dane wyjściowe do obliczeń.

Przepust	Nr 1	Nr 2 DN500	Nr 4	Nr 8 DN300
przepływ miarodajny [m ³ /s]	7,20	0,85	0,59	0,59
średnica przepustu [mm]	-	500	-	300
spadek podłużny [%]	5,0	20,0	20,0	20,0

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że wszystkie przepusty nie spełniają wymogów RMTiGM w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Program Drogowiec 2013 nie był w stanie przeprowadzić obliczeń z uwagi na zbyt małe światło przepustów. W poniższej tabeli z uwagi na brak możliwości przeprowadzenia obliczeń przedstawiono informację o zbyt małym świetle przepustu, natomiast w kolejnych punktach wyznaczono minimalne parametry tych przepustów.

Tabela 41. Wyniki obliczeń przepustowości przepustów.

Przepust	Nr 1	Nr 2 DN500	Nr 4	Nr 8 DN300
prędkość wody dopływającej [m/s]	-	-	-	-
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	-	-	-	-
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	-	-	-	-
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	-	-	-	-
Głębokość wody górnej w rurociągu H	-	-	-	-
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	-	-	-	-
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	-	-	-	-
Podsumowanie	Zbyt małe światło przepustu	Zbyt mała średnica przepustu	Zbyt małe światło przepustu	Zbyt mała średnica przepustu

6.2.2.1 Przepust nr 1

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejące parametry przepustu są niewystarczające, by zapewnić swobodny odpływ wód już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,3\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się nasili.

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono, że przepust zostanie przebudowany na przepust ramowy o szerokości 2,0m i wysokości 1,5m. Przy takich parametrach jest w stanie przepuścić przepływ miarodajny.

Tabela 42. Wyniki obliczeń przepustowości przepustu nr 1.

Przepust	Nr 1 Ramowy 2,0 x 1,5m
przepływ miarodajny [m^3/s]	7,5
spadek podłużny [%]	5,0
prędkość wody dopływającej [m/s]	1,51
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	1,164
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	2,328
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	1,85
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	$1,74 \leq 1,8$
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	$1,50 \geq 1,09$
Podsumowanie	Przepust spełnia wymogi

6.2.2.2 Przepust nr 2

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejące parametry przepustu są niewystarczające, by zapewnić swobodny odpływ wód już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,3\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się nasili.

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono przepust o większej średnicy DN800 wraz z przebudową koryta rowu na wlocie do przepustu do parametrów o szerokości dna 0,6m i minimalnej głębokości 1,0m.

Tabela 43. Wyniki obliczeń przepustowości przepustu nr 2.

Przepust	Nr 2 DN800
przepływ miarodajny [m^3/s]	1,15
spadek podłużny [%]	20,0
prędkość wody dopływającej [m/s]	0,62
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	0,562
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	0,472
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	0,92
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	$0,90 \leq 0,96$
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	$0,80 \geq 0,36$
Podsumowanie	Przepust spełnia wymogi

6.2.2.3 Przepust nr 4

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejące parametry przepustu są niewystarczające, by zapewnić swobodny odpływ wód już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,3\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się nasili.

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono przebudowę przepustu o przekroju prostokątnym na przepust kołowy o średnicy DN600 wraz z przebudową koryta rowu na wlocie do przepustu do parametrów o szerokości dna 0,6m i minimalnej głębokości 1,0m.

Tabela 44. Wyniki obliczeń przepustowości przepustu nr 4.

Przepust	Nr 4 DN600
przepływ miarodajny [m ³ /s]	0,89
spadek podłużny [‰]	20,0
prędkość wody dopływającej [m/s]	0,55
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	0,484
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	0,406
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	0,79
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	$0,78 \leq 0,84$
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	$0,70 \geq 0,31$
Podsumowanie	Przepust spełnia wymogi

6.2.2.4 Przepust nr 8

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejące parametry przepustu są niewystarczające, by zapewnić swobodny odpływ wód już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o 0,3m³/s problem ten się nasili. Przepust ten jest przepustem reprezentatywnym dla odwadnianego osiedla tzn. że wszystkie zjazdy do posesji z ulicy Celnej powinny mieć przepust o takiej średnicy.

Korzystając z programu Drogowiec 2013 ustalono, że istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono przebudowę przepustu o przekroju prostokątnym na przepust kołowy o średnicy DN600 wraz z przebudową koryta rowu na wlocie do przepustu do parametrów o szerokości dna 0,6m i minimalnej głębokości 1,0m.

Tabela 45. Wyniki obliczeń przepustowości przepustu nr 8.

Przepust	Nr 8 DN600
przepływ miarodajny [m ³ /s]	0,89
spadek podłużny [‰]	20,0
prędkość wody dopływającej [m/s]	0,55
głębokość krytyczna przy przepływie miarodajnym h_{kr}	0,484
pole powierzchni przekroju przy przepływie miarodajnym F_{kr}	0,406
Wysokość linii energii spiętrzonego strumienia przed wlotem H_o	0,79
Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \cdot h_p$	$0,78 \leq 0,84$
Warunek niezatopienia wylotu $h_p \geq 1,25 \cdot h_{wyl}$	$0,70 \geq 0,31$
Podsumowanie	Przepust spełnia wymogi

6.3 Sprawdzenie przepustowości istniejących kanalizacji deszczowych

Wyliczenie przepływu dokonano na podstawie obliczeń hydraulicznych przyjmując 100% wypełnienia rurociągu. Obliczenia przeprowadzono osobno dla dwóch zlewni. Przy obliczeniach uwzględniono istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej.

6.3.1 Zlewnia nr 1

Analizując zlewnię nr 1 na trasie całego systemu odwodniającego zlokalizowano jeden odcinek kanalizacji deszczowej istotny z punktu widzenia odwodnienia osiedla domów mieszkalnych jednorodzinnych przy ul. Brzozowej i Świerkowej. Jest to kanalizacja w ciągu ul. Lipowej od wiaduktu kolejowego do budynku nr 5. Kanalizacja ta połączyła dwa rowy nr 2 i nr 3.

Z uwagi na różne średnice kanalizacji obliczenia przeprowadzono dla średnicy największej oraz najmniejszej.

Dane wyjściowe do obliczeń:

- średnica rurociągu $\phi 500\text{mm}$,
- istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej $i=2,5\%$.

Korzystając z programu Wavin – dobór rurociągów wersja 1,4 sprawdzono maksymalną przepustowość uwzględniając powyższe dane wyjściowe:

- przepływ maksymalny $Q \Rightarrow 0,740\text{m}^3/\text{s}$,
- wypełnienie rurociągu 100%,
- prędkość wody $3,78\text{m/s}$.

Dane wyjściowe do obliczeń:

- średnica rurociągu $\phi 300\text{mm}$,
- istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej $i=2,5\%$.

Korzystając z programu Wavin – dobór rurociągów wersja 1,4 sprawdzono maksymalną przepustowość uwzględniając powyższe dane wyjściowe:

- przepływ maksymalny $Q \Rightarrow 0,186\text{m}^3/\text{s}$,
- wypełnienie rurociągu 100%,
- prędkość wody $2,73\text{m/s}$.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejąca kanalizacja deszczowa posiada niewystarczający przekrój do swobodnego przepuszczenia przepływu wód wezbraniowych $Q_{\text{max } 3\%}=1,12\text{m}^3/\text{s}$ już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,8\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się tylko nasili. Minimalne parametry kanalizacji deszczowej dla rozwiązania docelowego tj. całkowitego zagospodarowania terenu z uwzględnieniem opracowanej koncepcji programowo – przestrzennej budowy ulicy Brzozowej i Świerkowej w Lubawce wykonana przez Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych TRAKT z Sędziszawia ustalono na podstawie programu Wavin – dobór rurociągów wersja 1,4. Maksymalną przepustowość kanalizacji ustalono na podstawie przyjętych danych wyjściowych:

- przepływ maksymalny $Q \Rightarrow 1,92\text{m}^3/\text{s}$,
- średnica rurociągu $\phi 800\text{mm}$,
- istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej $i=2,0\%$,
- wypełnienie rurociągu 100%,
- prędkość wody $4,98\text{m/s}$.

6.3.2 Zlewnia nr 2

Analizując zlewnię nr 2 na trasie całego systemu odwodniającego zlokalizowano dwa odcinki kanalizacji deszczowej, istotne z punktu widzenia odwodnienia osiedla domów mieszkalnych jednorodzinnych przy ul. Brzozowej i Świerkowej. Pierwszy odcinek to kanalizacja biegnąca w ciągu al. Wojska Polskiego, natomiast druga przebiega przez teren zakładu Gambit równolegle do ul. Szymrychowskiej.

Kanalizacja w ciągu Alei Wojska Polskiego służy głównie do odwodnienia drogi wraz z terenami przyległymi. Zbiera również wody opadowe i roztopowe z terenu zakładu Gambit.

Istniejąca kanalicję, możemy podzielić na dwa odcinki z uwagi na jej przekrój:

- DN400 o długości 31,0mb,
- DN500 o długości 55,0mb.

Drugi odcinek kanalizacji przebiegająca przez teren zakładu Gambit i łączy istniejący rów nr 5 z kanalicją w al. Wojska Polskiego. Odcinek ten średnicy DN300 i długości 145,0mb w znaczący sposób przyspiesza odprowadzenie wód opadowych i roztopowych z rowu nr 5 do potoku Czarnuszka.

Z uwagi na różne średnice kanalizacji oraz spadki podłużne obliczenia przeprowadzono dla średnicy największej oraz najmniejszej.

Dane wyjściowe do obliczeń:

- średnica rurociągu $\phi 500\text{mm}$,
- istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej $i=1,5\%$.

Korzystając z programu Wavin – dobór rurociągów wersja 1,4 sprawdzono maksymalną przepustowość uwzględniając powyższe dane wyjściowe:

- przepływ maksymalny $Q \Rightarrow 0,571\text{m}^3/\text{s}$,
- wypełnienie rurociągu 100%,
- prędkość wody $2,92\text{m/s}$.

Dane wyjściowe do obliczeń:

- średnica rurociągu $\phi 400\text{mm}$,
- istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej $i=0,2\%$.

Korzystając z programu Wavin – dobór rurociągów wersja 1,4 sprawdzono maksymalną przepustowość uwzględniając powyższe dane wyjściowe:

- przepływ maksymalny $Q \Rightarrow 0,121\text{m}^3/\text{s}$,
- wypełnienie rurociągu 100%,
- prędkość wody $1,01\text{m/s}$.

Dane wyjściowe do obliczeń:

- średnica rurociągu $\phi 300\text{mm}$,
- istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej $i=1,7\%$.

Korzystając z programu Wavin – dobór rurociągów wersja 1,4 sprawdzono maksymalną przepustowość uwzględniając powyższe dane wyjściowe:

- przepływ maksymalny $Q \Rightarrow 0,153\text{m}^3/\text{s}$,
- wypełnienie rurociągu 100%,
- prędkość wody $2,24\text{m/s}$.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że istniejąca kanalizacja deszczowa posiada niewystarczający przekrój do swobodnego przepuszczenia przepływu wód wezbraniowych $Q_{\max 3\%}=6,24\text{m}^3/\text{s}$ już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,3\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się tylko nasili. Minimalne parametry kanalizacji deszczowej dla rozwiązania docelowego tj. całkowitego zagospodarowania terenu z uwzględnieniem opracowanej koncepcji programowo – przestrzennej budowy ulicy Brzozowej i Świerkowej w Lubawce wykonana przez Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych TRAKT z Sędziszawia ustalono na podstawie programu Wavin – dobór rurociągów wersja 1,4. Maksymalną przepustowość kanalizacji ustalono na podstawie przyjętych danych wyjściowych:

- przepływ maksymalny $Q \Rightarrow 6,54\text{m}^3/\text{s}$,
- średnica rurociągu $\phi 1400\text{mm}$,
- istniejący spadek podłużny kanalizacji deszczowej $i=1,5\%$,
- wypełnienie rurociągu 100%,
- prędkość wody $5,50\text{m/s}$.

7 Wnioski z wykonanych obliczeń i inwentaryzacji urządzeń

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i inwentaryzacji istniejących urządzeń wodnych i odcinków kanalizacji deszczowej nasuwają się następujące wnioski:

1. Inwentaryzowany teren odwadniany jest przez istniejące rowy, które możemy zaliczyć do dwóch zlewni. Pierwsza zlewnia obejmuje część wschodnią (zlewnia nr 1), w której rowy odwadniają między innymi ulicę Lipową i Nową Kolonię oraz część ulicy Celnej, Brzozowej i Świerkowej. Natomiast druga zlewnia obejmuje część zachodnią (zlewnia nr 2), w której rowy odwadniają tereny od strony ulicy Przyjaciół Żołnierza, Szymrychowskiej, Sportowej i Podlesia oraz część ulicy Celnej, Brzozowej i Świerkowej. Zinwentaryzowane rowy nie posiadają nazw własnych, w związku z tym na potrzeby wykonanych opracowań oznaczono je numeracją od 1 do 7. Każdy rów opisany został hektometrami od ujścia do źródła.
2. Zlewnia nr 1 obejmuje rowy od nr 1 do 4. Głównym rowem w tej zlewni jest rów nr 1. Całkowita powierzchnia zlewni wynosi ok. $2,56\text{km}^2$ a długość rowu nr 1 wynosi ok. $1,95\text{km}$.
3. Zlewnia nr 2 obejmuje rowy od nr 5 do 7. Głównym rowem w tej zlewni jest rów nr 5. Całkowita powierzchnia zlewni wynosi ok. $2,21\text{km}^2$ a długość rowu nr 5 wynosi ok. $1,57\text{km}$.
4. Przepustowość istniejącego rowu nr 1 jest niewystarczająca do przepuszczenia istniejącego przepływu miarodajnego $Q_{3\%}$ (dla obecnego zagospodarowania terenu), który nie mieści się w korycie zasadniczym badanych przekrojów. W związku z tym są zalewane przyległe tereny. Rów ten wymaga kompleksowej przebudowy i dostosowania parametrów koryta do swobodnego przepuszczenia przepływu miarodajnego. Odcinek ujściowy rowu, który jest obecnie zarurowany średnicą DN 600 i DN800 należy również przebudować do średnicy minimum DN1200. Ponadto na odcinku tym widoczne są zapadliska i załamania rur betonowych świadczące o złym stanie technicznym odcinka a co utrudnia odpływ wód. Parametry przepustu nr 1 pod drogą krajową nr 5 są niewystarczające do swobodnego przepuszczenia przepływu miarodajnego. Istniejący przepust należy przebudować do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód. Założono, że przepust należy przebudować na przepust ramowy o minimalnych parametrach wynoszących: szerokość $2,4\text{m}$ i wysokość $1,5\text{m}$. Przy takich parametrach przepust jest w stanie przepuścić przepływ miarodajny.
5. Przepustowość istniejącego rowu nr 2 jest wystarczająca do przepuszczenia przepływu miarodajnego $Q_{3\%}$ (dla obecnego i przyszłego zagospodarowania terenu). Nie mniej jednak, rów

- ten wymaga przeprowadzenia prac remontowych w zakresie odtworzenia przekroju regulacyjnego oraz niwelety podłużnej.
6. Przepustowość istniejącego rowu nr 3 jest wystarczająca do przepuszczenia przepływu miarodajnego $Q_{3\%}$ (dla obecnego i przyszłego zagospodarowania terenu). Rów ten wymaga przeprowadzenia prac remontowych w zakresie odtworzenia jednolitego przekroju regulacyjnego oraz niwelety podłużnej, usunięcia drzew i krzewów.
 7. Kanalizacja deszczowa łącząca rów nr 2 z rowem nr 3, umożliwiającą odprowadzenie napływających wód, posiada niewystarczający przekrój do swobodnego przepuszczenia przepływu wód wezbraniowych $Q_{\max 3\%}=1,12\text{m}^3/\text{s}$ już dla istniejącego zagospodarowania terenu. Po rozbudowie osiedla a co się z tym wiąże zwiększeniu ilości wód o $0,8\text{m}^3/\text{s}$ problem ten się tylko nasili. Minimalne parametry kanalizacji deszczowej dla rozwiązania docelowego to średnica minimum DN800.
 8. Przepustowość istniejącego rowu nr 4 jest nie wystarczająca do przepuszczenia istniejącego przepływu miarodajnego $Q_{3\%}$ (dla obecnego zagospodarowania terenu). Rów ten wymaga przebudowy przekroju poprzecznego do parametrów: szerokość w dnie 0,6m i głębokości 1,0m wraz z nachyleniem skarp 1:1. Przy takich parametrach przekroju i niezmienionym spadku podłużnym rów ten będzie w stanie przepuścić przepływ miarodajny. Wraz z przebudową rowu konieczna jest również przebudowa przepustów od nr 4 do 17 do parametrów zapewniających swobodny przepływ miarodajny $Q_{2\%}$, do średnicy minimum DN800.
 9. Przepustowość istniejącego rowu nr 5 jest nie wystarczająca do przepuszczenia istniejącego przepływu miarodajnego $Q_{3\%}$ (dla obecnego zagospodarowania terenu). Rów ten wymaga przebudowy przekroju poprzecznego do parametrów: szerokość w dnie 1,7m i głębokości 1,5m wraz z nachyleniem skarp 1:1. Przy takich parametrach przekroju i niezmienionym spadku podłużnym rów ten będzie w stanie przepuścić przepływ miarodajny. Odcinek ujściowy rowu, który obecnie stanowi kanalizacja deszczowa średnicy DN 300, DN500 i DN400, również nie jest w stanie odprowadzić do potoku Czarnuszka przepływu miarodajnego. W celu odprowadzenia wód z rowu nr 5, należałoby przebudować istniejącą kanalizację deszczową lub wykonać nową o średnicy minimum DN1400. Ponadto dużym ograniczeniem w odprowadzeniu wód jest odcinek rowu od hm 3+80 do 4+21, który został zabudowany przepustem o wymiarach 0,8 x 0,8m połączonym z przepustem nr 1 (hm 3+39-3+80) pod torami kolejowymi. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że cały ten odcinek należałoby przebudować na przepust ramowy o szerokości 2,0m i wysokości 1,5m. Przy takich parametrach przepust jest w stanie przepuścić przepływ miarodajny.
 10. Przepustowość istniejącego rowu nr 6 jest wystarczająca do przepuszczenia istniejącego przepływu miarodajnego $Q_{3\%}$.
 11. Przepustowość istniejącego rowu nr 7 jest wystarczająca do przepuszczenia przepływu miarodajnego $Q_{3\%}$ (dla obecnego i istniejącego zagospodarowania terenu). Z uwagi jednak na istniejące przepusty, które należy przebudować, rów ten wymaga przebudowy przekroju poprzecznego do parametrów: szerokość w dnie 0,6m i głębokości 1,0m wraz z nachyleniem skarp 1:1. Przy takich parametrach przekroju i niezmienionym spadku podłużnym rów ten będzie w stanie przepuścić przepływ miarodajny. Wraz z przebudową rowu konieczna jest również przebudowa przepustów od nr 2 do 16 do parametrów zapewniających swobodny przepływ miarodajny $Q_{2\%}$, do średnicy minimum DN800 dla przepustu nr 1 i DN600 dla pozostałych przepustów.

8 Koncepcja odprowadzenia wód opadowych z terenu osiedla

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i inwentaryzacji istniejących urządzeń wodnych i odcinków kanalizacji deszczowej, poniżej przedstawiono dwa warianty odprowadzenia wód opadowych i roztopowych z rozbudowywanego osiedla domów jednorodzinnych na ul. Celnej, Brzozowej i Świerkowej w miejscowości Lubawka. Przedstawione warianty uwzględniają całkowite zagospodarowanie terenu z uwzględnieniem opracowanej koncepcji programowo – przestrzennej budowy ulicy Brzozowej i Świerkowej w Lubawce wykonanej przez Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych TRAKT z Sędziszawia, a w szczególności sposób i miejsca odprowadzenia wód opadowych i roztopowych do istniejącego rowu nr 4 i 7.

8.1 Wariant I

W wariantcie pierwszym proponuje się przebudowę istniejącego systemu odwadniającego, polegającego na:

- I. Zlewnia nr 1
 1. Przebudowie rowu nr 1 do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód (odcinek zarurowany jak i otwarty),
 2. Przebudowie na rowie nr 1 przepustu nr 1 (pod drogą krajową),
 3. Przeprowadzeniu prac remontowych rowu nr 2 w zakresie odtworzenia przekroju regulacyjnego oraz niwelety podłużnej,
 4. Przebudowie lub budowie nowej kanalizacji deszczowej łączącej rów nr 2 z nr 3 na średnicę DN800,
 5. Przeprowadzeniu prac remontowych rowu nr 3 w zakresie odtworzenia przekroju regulacyjnego oraz niwelety podłużnej,
 6. Przebudowie rowu nr 4 do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód,
 7. Przebudowie 14 przepustów na rowie nr 4 do średnicy DN800.
- II. Zlewnia nr 2
 1. Przebudowie istniejącej kanalizacji deszczowej lub budowie nowej kanalizację deszczową o średnicy minimum DN1400.
 2. Przebudowie rowu nr 5 do parametrów zapewniających swobodny przepływ wód,
 3. Przebudowie na rowie nr 5 przepustu nr 1 (pod torami kolejowymi) oraz zabudowanego odcinka rowu w hm 3+80÷4+21,
 4. Przeprowadzeniu prac remontowych rowu nr 7 w zakresie nadania nowego przekroju regulacyjnego oraz niwelety podłużnej,
 5. Przebudowie przepustu nr 2 na rowie nr 7 do średnicy DN800 i 13 przepustów do średnicy DN600.

8.2 Wariant II.

W wariantcie tym proponuje się budowę dedykowanej kanalizacji deszczowej, która zbierze wody opadowe i roztopowe z całego osiedla z wyjątkiem łącznika 1 pomiędzy ulicą Celną, Brzozową i Świerkową. Proponowana trasa kanalizacji deszczowej została przedstawiona na Planie zagospodarowania terenu. Kanalizacja zaczynałaby się w ulicy Celnej w obrębie nr 21 następnie przebiegałaby ulicą Celną w stronę ul. Szymrychowską i przecinając Aleję Wojska Polskiego odprowadzałaby wody do potoku Czarnuszka. Minimalne parametry kanalizacji deszczowej dla rozwiązania docelowego to średnica minimum DN800 przy spadku $I=1,5\%$. Szacowana długość kanalizacji to ca 980,0mb.

Przy powyższym rozwiązaniu nie ma potrzeby ingerencji w istniejące urządzenia wodne oraz kanalizacje deszczowe. Zebrane wody opadowe i roztopowe kanalizacją deszczową odprowadzane będą bezpośrednio do potoku Czarnuszka. Niezebrane wody opadowe i roztopowe z łącznika 1 pomiędzy ulicą Celną, Brzozową i Świerkową, nie będą miały wpływu na zwiększenie wód w zlewni nr 1, ponieważ projektowana kanalizacja deszczowa w zdecydowany sposób odciąży tą zlewnię.

9 *Załączniki*

- Obliczenia hydrologiczne zlewni zał. 1÷26,
- Obliczenia parametrów przepustów zał. 27÷34,
- Obliczenia kanalizacji deszczowej zał. 35÷36,
- Wypis właścicieli działek z rejestru gruntów zał. 37.

10 Część graficzna

- Mapa orientacyjna 1:10000,
- Ortofotomapa 1:5000,
- Plan zagospodarowania terenu – Wariant 1 - 1:2000,
- Plan zagospodarowania terenu – Wariant 2 - 1:2000,