

Spis treści

1	Dane ogólne.	2
1.1	Podstawa opracowania.	2
1.2	Cel i zakres opracowania.	2
1.3	Materiały wejściowe.	2
1.4	Ogólna charakterystyka cieków i rowów.	3
2	Obliczenia hydrologiczne.	8
2.1	Wyznaczenie przepływów.	8
2.2	Przepływy miarodajne dla obiektów.	12
3	Wyznaczenie warunków przepływu wody miarodajnej w ciekach i rowach.	13
3.1	Warunki przepływu wody miarodajnej w projektowanym korycie.	13
3.1.1	Obliczenia napęnień wzorami dla ruchu jednostajnego.	14
3.1.2	Obliczenia napęnień przy pomocy programu HEC-RAS.	14
4	Wyznaczenie światła przepustów.	16
4.1	Przepusty ramowe.	16
4.1.1	Przepusty o niezatopionym wlocie i zatopionym strumieniu wylotu.	16
4.2	Przepusty rurowe.	19
4.2.1	Przepusty o niezatopionym wlocie i niezatopionym strumieniu wylotu.	19
4.2.2	Przepusty o niezatopionym wlocie i zatopionym strumieniu wylotu.	22
5	Wyznaczenie światła mostów.	25
5.1	Małe mosty.	25
5.2	Mosty.	28
5.2.1	Rzeka Sarni Stok.	28
5.2.2	Rzeka Boży Stok km 29+115.	29
6	Zestawienie końcowe.	30

Załączniki:

1. Mapa zlewni w skali 1:25000
2. Świadectwo kwalifikacji do wykonywania dokumentacji hydrologicznych.

1 Dane ogólne.

1.1 Podstawa opracowania.

Przedmiotowe obliczenia hydrologiczno – hydrauliczne dla drogowych obiektów inżynierskich na ciekach i rowach opracowano dla potrzeb opracowania „Przebudowa drogi wojewódzkiej nr 789 od węzła autostradowego przez Gniazdów, Koziegłowy do Lgota Nadwarcie, etap II – dokumentacja projektowa wraz z pełnieniem nadzoru autorskiego”.

Inwestorem przedsięwzięcia jest:

Zarząd Dróg Wojewódzkich w Katowicach

40+609 Katowice

ul. Lechicka 24

1.2 Cel i zakres opracowania.

Celem niniejszego operatu jest obliczenie przepływów miarodajnych dla projektowanych obiektów w przekroju drogi DW789 oraz dróg dojazdowych oraz ustalenie na tej podstawie minimalnego światła tych obiektów – zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej nr 735 z dnia 30.05.2000 r. (Dz. U. Nr.63 z dnia 3.08.2000r.) w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

Dokładna lokalizacja projektowanych obiektów jest następująca:

Tabela nr 1. Zestawienie ogólne projektowanych obiektów inżynierskich.

L.p.	Ciek lub rów	Droga	Km drogi	Rodzaj obiektu
1	2	3	4	6
1.	Rów bez nazwy RBN1	DW789	22+908	Przepust
2.	Rów melioracyjny R-4	DW789	23+070	Przepust
3.	Rzeka Boży Stok	DW789	23+627	Przepust
4.	Rzeka Sarni Stok	DW789	27+760	Most
5.	Rzeka Boży Stok	DW789	29+115	Most
6.	Rów bez nazwy RBN2	DW789	29+200	Przepust
7.	Rów melioracyjny R-C	DW789	30+870	Przepust
8.	Rów melioracyjny R-B	DW789	31+125	Przepust
9.	Rów melioracyjny R-A	DW721	32+305	Most
10.	Rów melioracyjny R-A1	DW789	33+600	Most
11.	Rów bez nazwy RBN3	chodnik przy DW789	33+900	Przepust
12.	Rów bez nazwy RBN4	DW789	34+050	Przepust

1.3 Materiały wejściowe.

- Mapy omawianego terenu w skali 1:25000;
- Pomiary geodezyjne;
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej nr 735 z dnia 30.05.2000r. (Dz. U. Nr 63 z dnia 03.08.2000 r.) w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie;
- Opracowanie "Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ" –

- wykonane w 2009r. przez Stowarzyszenie Hydrologów Polskich na zlecenie Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie;
- e) Mapa Podziału Hydrograficznego Polski wykonana przez Zakład Hydrografii i Morfologii Koryt Rzecznych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej na zamówienie Ministra Środowiska i sfinansowana ze środków Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej;
- f) "Światła mostów i przepustów-Zasady obliczeń z komentarzem" wydane przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów we Wrocławiu w 2000 r.;
- g) Wizja przeprowadzona w terenie.

1.4 Ogólna charakterystyka cieków i rowów.

Rów bez nazwy RBN1 km drogi DW789 ok. 22+908

Niewielki rów o zasadniczym przepływie z zachodu na wschód. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 0,21 km². Teren zlewni w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki). W stanie istniejącym rów od strony zachodniej jest słabo wykształcony, do wlotu przepustu pod drogą DW 789 praktycznie zanikł. Poniżej wylotu przepustu uchodzi do lokalnych obszarów podmokłych. Z analizy użytków gruntowych wynika, że pierwotnie rów ten stanowił dopływ rowu R-4, do którego uchodził około 195 m poniżej wylotu z przepustu przebiegając w rejonie zabudowań ul. Szkolnej.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rowu przez przebudowywaną drogę. Do rowu odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rów melioracji wodnych szczegółowych R-4 km drogi DW789 ok. 23+070

Niewielki rów melioracyjny o zasadniczym przepływie z północy na południe. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 0,55 km². Teren zlewni w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki). W rejonie drogi DW789 rów od strony północnej biegnie wzdłuż drogi gruntowej i pod DW jest przeprowadzony przy pomocy istniejącego przepustu. Poniżej wylotu z przepustu rów biegnie wzdłuż ul. Szkolnej przez około 40 m i następnie skręca na południe przekraczając ją przy pomocy przepustu. Poniżej obiektu rów jeszcze przez około 80 m biegnie wzdłuż ul. Szkolnej pełniąc jednocześnie funkcje rowu przydrożnego i ostatecznie powtórnie ją przecina i biegnie w kierunku wschodnim do odbiornika, którym jest jeden z dopływów rzeki Boży Stok. Do rowu R-4 odprowadzane są wody z drenażu rolniczego. W rejonie przepustu pod drogą DW789 rów jest zarośnięty roślinnością charakterystyczną dla terenów podmokłych. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach szerokość dna rowu jest równa 0,6 m a nachylenie skarp 1:1,5 a droga DW789 przecina rów w km 0+480.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego



miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rowu przez przebudowywaną drogę. Do rowu odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rzeka Boży Stok km drogi DW789 ok. 23+627 i 29+115

Rzeka Boży Stok stanowi lewostronny dopływ rzeki Warty, do której uchodzi tuż przed zbiornikiem zaporowym Poraj. Całkowita powierzchnia zlewni do ujścia wynosi 70,2 km², do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 0,32 km² w km 23+627 i 36,28 km² w km 29+115. Zlewnia posiada kształt kulisty z centralnie przebiegającym ciekim do którego uchodzą prawo i lewostronnie dopływy. Teren zlewni w większej części pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki) oraz w niewielkim procencie drogi i tereny zabudowane miejscowości m. in. Koziegłowy, Koziegłówki, Gniazdów i Wojsławice. Rzeka Boży Stok wypływa w rejonie Gniazdowa i aż do ujścia rzeki Sarni Potok (w miejscowości Koziegłowy) zbiera wody z licznie występujących tu źródeł i cieków. Doliny cieków są podmokłe, wyżłobione w utworach triasowych, miejscami pokrytymi piaskami zwałowymi. Poniżej ujścia rzeki Sarni Potok dolina Bożego Stoku jest bardzo wąska.

W rejonie przekroczenia w km drogi DW789 ok. 23+627 koryto rzeki jest niewielkie, płytkie, nieumocnione i słabo wykształcone. Pod drogą rzeka przechodzi przy pomocy przepustu. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach szerokość dna rzeki jest równa 0,8 m a nachylenie skarp 1:1,5 zaś droga DW789 przecina rzekę w km 13+280. Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rzeki w rejonie drogi DW789. Przebudowa będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry przekroju poprzecznego zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy koryto zostanie umocnione przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rzeki przez przebudowywaną drogę. Do rzeki odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

W rejonie przekroczenia w km drogi DW789 ok. 29+115 koryto rzeki jest wyraźnie wykształcone. Pod drogą rzeka przechodzi przy pomocy obiektu mostowego. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach szerokość dna rzeki jest równa 2,0 m a nachylenie skarp 1:1,5 zaś droga DW789 przecina rzekę w km 6+030. Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rzeki w rejonie drogi DW789. Przebudowa będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry przekroju poprzecznego zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy koryto zostanie umocnione przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rzeki przez przebudowywaną drogę. Do rzeki odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rzeka Sarni Stok km drogi DW789 ok. 27+760

Rzeka Sarni Stok stanowi lewostronny dopływ rzeki Boży Stok, do której uchodzi około 430 m poniżej przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789). Całkowita powierzchnia zlewni do ujścia wynosi 9,82 km², do przekroju obliczeniowego wynosi 9,62 km². Zlewnia posiada kształt wydłużony z centralnie przebiegającym ciekim do którego uchodzą lewostronnie dopływy. Teren zlewni w większej części pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki) oraz w niewielkim procencie drogi i tereny zabudowane miejscowości Koziegłowy. Rzeka Sarni Stok

wypływa w rejonie Mzyków i aż do ujścia zbiera wody z licznie występujących tu źródeł.

W rejonie przekroczenia drogi DW789 koryto rzeki jest wyraźnie wykształcone. Pod drogą rzeka przechodzi przy pomocy obiektu mostowego. Na odcinku od przekroju drogi ekspresowej S1 do przekroju obliczeniowego wzdłuż koryta rzeki zlokalizowane są zbiorniki wodne oczka i. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach szerokość dna rzeki jest równa 1,5 m a nachylenie skarp 1:1,5 zaś droga DW789 przecina rzekę w km 0+430.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rzeki w rejonie drogi DW789. Przebudowa będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry przekroju poprzecznego zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy koryto zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rzeki przez przebudowywaną drogę. Do rzeki odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rów bez nazwy RBN2 km drogi DW789 ok. 29+200

Niewielki rów o zasadniczym przepływie z zachodu na wschód. Rów stanowi prawostronny dopływ rzeki Boży Stok a rozpoczyna się tuż powyżej przekroju drogi DW789 (jest odprowadzalnikiem zbiornika wodnego tam usytuowanego) i nie posiada zlewni własnej. Pod drogą rów jest przeprowadzany przy pomocy przepustu i jest prowadzony równoległe do rzeki Boży Stok po jej południowo wschodniej stronie aż do ujścia tj. około 610 m poniżej wylotu z przepustu.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rowu przez przebudowywaną drogę. Do rowu odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rów melioracji wodnych szczegółowych R-C km drogi DW789 ok. 30+870

Niewielki rów melioracyjny o zasadniczym przepływie z południa na północ. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 2,07 km². Teren zlewni prawie w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki) oraz w bardzo niewielkim procencie drogi i tereny zabudowane. Rów R-C stanowi prawostronny dopływ rzeki Boży Stok do którego uchodzi około 150 m poniżej przekroju obliczeniowego. Pod drogą DW789 rów jest przeprowadzany przy pomocy obiektu mostowego. W rejonie tym koryto rowu jest wyraźnie wykształcone ale bardzo zarośnięte drzewami i krzewami. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach szerokość dna rowu jest równa 0,6 m a nachylenie skarp 1:1,5 a droga DW789 przecina rów w km 0+150.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rowu przez przebudowywaną drogę. Do rowu odprowadzane będą wody opadowe z drogi.



Rów melioracji wodnych szczegółowych R-B km drogi DW789 ok. 31+125

Niewielki rów melioracyjny o zasadniczym przepływie z południa na północ. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 3,81 km². Teren zlewni prawie w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki) oraz w bardzo niewielkim procencie drogi, tereny zabudowane i lasy. Rów R-B stanowi prawostronny dopływ rzeki Boży Stok do którego uchodzi około 370 m poniżej przekroju obliczeniowego. Pod drogą DW789 rów jest przeprowadzany przy pomocy przepustu. W rejonie tym koryto rowu jest słabo widoczne, bardzo zarośnięte trawą, drzewami i krzewami. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach szerokość dna rowu jest równa 0,6 m a nachylenie skarp 1:1,5 a droga DW789 przecina rów w km 0+370.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rowu przez przebudowywaną drogę. Do rowu odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rów melioracji wodnych szczegółowych R-A km drogi DW789 ok. 32+305

Niewielki rów melioracyjny o zasadniczym przepływie z południa na północ. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 1,07 km². Teren zlewni prawie w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki) oraz w bardzo niewielkim procencie drogi, tereny zabudowane i lasy. Rów R-A stanowi lewostronny dopływ rzeki Warty do którego uchodzi około 2610 m poniżej przekroju obliczeniowego. Pod drogą DW789 rów jest przeprowadzany przy obiekcie mostowego. W rejonie tym koryto rowu jest słabo wykształcone, zarośnięte trawą i zamulone. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach szerokość dna rowu jest równa 0,6 m a nachylenie skarp 1:1,5 a droga DW789 przecina rów w km 2+610.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rowu przez przebudowywaną drogę. Do rowu odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rów melioracji wodnych szczegółowych R-A1 km drogi DW789 ok. 33+600

Niewielki rów melioracyjny o zasadniczym przepływie z południa na północ. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 0,50 km². Teren zlewni prawie w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki) oraz w niewielkim procencie drogi, tereny zabudowane. Rów R-A1 stanowi prawostronny dopływ rowu R-1 do którego uchodzi około 1760 m poniżej przekroju obliczeniowego. Pod drogą DW789 i chodnikiem zlokalizowanym na północ od drogi rów jest przeprowadzany przy obiektów mostowych. W rejonie tym koryto rowu jest słabo wykształcone, zarośnięte trawą i zamulone. Zgodnie z danymi uzyskanymi ze Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach

szerokość dna rowu jest równa 0,6 m a nachylenie skarp 1:1,5 a droga DW789 przecina rów w km 1+760.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący w ciągu DW789 obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy. Obiekt ten umożliwi przeprowadzenie rowu przez przebudowywaną drogę. Do rowu odprowadzane będą wody opadowe z drogi.

Rów bez nazwy RBN3 km drogi DW789 ok. 33+900

Niewielki rów o zasadniczym przepływie z południa na północny - wschód. Rów rozpoczyna się w rejonie drogi DW789 (w rowie pomiędzy drogą i chodnikiem zlokalizowanym po jej północnej stronie) i łączy się z rowem RBN4. Bezpośrednio przy rowie tym jest zlokalizowany staw (rów prawdopodobnie stanowi jego zasilanie). Pod chodnikiem zlokalizowanym na północ od drogi rów jest przeprowadzany przy pomocy przepustu. W rejonie tym koryto rowu jest słabo wykształcone, zarośnięte trawą i zamulone. Rów nie posiada zlewni własnej, prowadzi wody z odwodnienia drogi DW789.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejący pod chodnikiem obiekt oraz wykonać w jego miejsce nowy.

Rów bez nazwy RBN4 km drogi DW789 ok. 34+050

Niewielki rów o zasadniczym przepływie z południa na północny – zachód. Rów uchodzi do rzeki Warty około 1075 m poniżej drogi, ale na długości miejscami znajduje się w zaniku lub przebiega zarurowaniami i tzw. sucha dolina. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 0,14 km². Teren zlewni w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki). Powyżej drogi DW789 rów RBN4 nie posiada wykształconego koryta. Pod drogą i chodnikiem zlokalizowanym po jej północnej stronie jest przeprowadzany przy pomocy przepustów. Poniżej przepustów koryto rowu jest słabo wykształcone, zarośnięte trawą i częściowo zamulone.

Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano przebudowę odcinka rowu w rejonie drogi DW789. Przebudowa rowu będzie prowadzona po śladzie istniejącym a parametry rowu zostaną dostosowane do istniejących. Na odcinku przebudowy rów zostanie umocniony przy pomocy elementów betonowych. W ramach przebudowy należy rozebrać istniejące pod drogą i chodnikiem obiekty oraz wykonać w ich miejsce nowe.

Rów bez nazwy RBN5 km drogi DW789 ok. 34+740

Niewielki rów (całkowita długość 48 m) o zasadniczym przepływie z zachodu na południowy wschód. Rów uchodzi do rowu przydrożnego drogi DW789 po jej północnej stronie. Powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego (przekrój drogi DW789) wynosi 0,08 km². Teren zlewni w całości pokrywają tereny wykorzystywane rolniczo (tereny uprawne, łąki i nieużytki). Pod chodnikiem zlokalizowanym na północ

od drogi rów jest przeprowadzany przy pomocy przepustu. W rejonie tym koryto rowu jest słabo wykształcone, zarośnięte trawą, drzewami i krzakami oraz jest zamulone. Z uwagi na kolizję z przebudowanym układem dróg, przewidziano likwidację całego odcinka rowu (na terenie tym planowane jest do wykonania rondo). Zlewni ciężąca do drogi w tym rejonie zostanie przejęta przez projektowane do wykonania rowy przydrożne tak jak to się odbywa w stanie istniejącym (rów RBN5 znajduje ujście w rowie przydrożnym DW789). Istniejący przepust pod chodnikiem zostanie rozebrany.

2 Obliczenia hydrologiczne.

2.1 Wyznaczenie przepływów.

Przepływy dla rowów i cieków zostały obliczone przy pomocy formuły opadowej wg opracowania "Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ".

Obliczenia hydrologiczne wykonano na podstawie następujących danych:

- powierzchnia zlewni [km^2] wyznaczona z mapy w skali 1:25 000 w przekroju projektowanej drogi;
- długości cieków oraz rzędne źródeł z mapy 1:25 000;
- rzędne przekrojów obliczeniowych z mapy 1:1000.

Wyliczone przepływy pochodzą ze zlewni własnej w przekroju drogi w miejscu przecięcia z rowem lub ciekiem. Dodatkowo, jeśli było to konieczne, wyznaczono spływy z przyległej zlewni ciężącej do rowów przydrożnych.

Z uwagi na niewielkie rozmiary zlewni rowu RBN2 nie obliczano dla niego wartości przepływ (zlewnia rowu jest tak niewielka, że przepływ jest trudny do oszacowania).

Formułę obliczenia przepływów miarodajnych przedstawiono na przykładzie rowu RBN1. Dla pozostałych obiektów zestawiono w tabelach tylko wyniki końcowe.

Przepływ miarodajny RBN1 w przekroju obliczeniowym (przechrój wylotu z przepustu pod drogą DW789).

Dane do obliczeń:

- A – powierzchnia zlewni [km^2];
- A_g – cząstkowa powierzchnia zlewni dla danego rodzaju gleby;
- A_{szst} – cząstkowa powierzchnia zlewni dla danego rodzaju pokrycia powierzchni;
- $L+l$ – długość cieku wraz z suchą doliną do działu wodnego [km];
- $\Sigma L+l$ – suma długości wszystkich cieków wraz z ich suchymi dolinami [km];
- W_d – wzniesienie przekroju obliczeniowego [m n.p.m.];
- W_g – wzniesienie działu wodnego w punkcie przecięcia się z osią suchej doliny [m n.p.m.];
- F_1 – maksymalny moduł odpływu jednostkowego przyjmowany w zależności od t_s i Φ_r ;
- Φ_r – hydromorfologiczna charakterystyka koryta cieku;
- Φ_s – hydromorfologiczna charakterystyka stoków;
- ρ – gęstość sieci rzecznej;
- l_s – uśredniona długość stoków [km];
- t_s – czas spływu po stokach [min] przyjmowany w zależności od Φ_s ;
- I_r – uśredniony spadek cieku [m/km];

- I_s – uśredniony spadek stoków [m/km];
- Δh – różnica poziomów między warstwicami [m];
- Σk – łączna długość warstwic [km];
- φ – współczynnik odpływu maksymalnego dla zlewni wg Mapy gleb Polski liczony jako średnia ważona dla obszaru całej zlewni;
- δ – współczynnik redukcji jeziornej w zależności od wskaźnika jeziorności;
- f – bezwymiarowy współczynnik kształtu fali; $f=0,6$ na całym obszarze kraju oprócz pojezierza;
- H_1 – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie pojawienia się 1% [mm]; wg Atlasu hydrologicznego $H_1=102$ mm;
- m_s – współczynnik szorstkości stoków liczony jako średnia ważona dla obszaru całej zlewni;
- m – współczynnik szorstkości cieków; $m=9$ – koryta stałych i okresowych rzek wyżynnych;
- λ_p – kwantyl rozkładu zmiennej Q_p/Q_1 dla zadanego prawdopodobieństwa pojawienia się przepływu;
- δ_j – współczynnik redukcji jeziornej odczytywany z tabeli w zależności od wskaźnika JEZ (w zlewni bez większych jezior $\delta_j = 1;0$);
- JEZ – wskaźnik jeziorności zlewni.

Dla makroregionu wyżyn region 3c kwantyle rozkładu zmiennej są równe:

Prawdopodobieństwo $p=0,5\%$	$\lambda_p=1,10$
Prawdopodobieństwo $p=1\%$	$\lambda_p=1,00$
Prawdopodobieństwo $p=2\%$	$\lambda_p=0,894$
Prawdopodobieństwo $p=10\%$	$\lambda_p=0,631$
Prawdopodobieństwo $p=20\%$	$\lambda_p=0,515$
Prawdopodobieństwo $p=50\%$	$\lambda_p=0,341$

Dane:

- $A=0,19$ km²
- $L+l=0,74$ km
- $\Sigma L+l=0,74$ km
- $W_d=320,70$ m n.p.m.
- $W_g=337,50$ m n.p.m.
- $\Delta h=5,0$ m
- $\Sigma k=1,12$ km

Współczynnik odpływu maksymalnego

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_{gi}}{A} = \frac{0,04 \times 0,50 + 0,15 \times 0,35}{0,19} = 0,38 [-]$$

Współczynnik szorstkości stoków

$$m_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_{szsti}}{A} = \frac{0,007 \times 0,50 + 0,183 \times 0,15}{0,19} = 0,16 [-]$$

Uśredniony spadek cieków

$$I_{ri} = 0,6 \times \frac{W_g - W_d}{L + 1} = 0,6 \times \frac{337,50 - 320,70}{0,74} = 13,62 \quad [\text{m/km}]$$

Gęstość sieci rzecznej

$$\rho = \frac{\sum(L + 1)}{A} = \frac{0,74}{0,19} = 3,89 \quad [\text{km}^{-1}]$$

Średnia długość stoków

$$l_s = \frac{1}{1,8 \times \rho} = \frac{1}{1,8 \times 3,89} = 0,14 \quad [\text{km}]$$

Uśredniony spadek stoków

$$I_s = \frac{\Delta h \times \Sigma k}{A} = \frac{0,50 \times 1,12}{0,19} = 29,47$$

Hydromorfologiczna charakterystyka stoków

$$\Phi_s = \frac{(1000 \times l_s)^{1/2}}{m_s \times I_s^{1/4} \times (\varphi \times H_1)^{1/2}} = \frac{(1000 \times 0,14)^{1/2}}{0,16 \times 29,47^{1/4} \times (0,38 \times 102)^{1/2}} = 5,04 \quad [-]$$

Dla wartości Φ_s odczytano z tabeli wartość $t_s = 43,6 \text{ min}$.

Hydromorfologiczna charakterystyka koryta cieków

$$\Phi_r = \frac{1000 \times (L + 1)}{m \times I_{ri}^{1/3} \times A^{1/4} \times (\varphi \times H_1)^{1/4}} = \frac{1000 \times 0,74}{9 \times 13,62^{1/3} \times 0,19^{1/4} \times (0,38 \times 102)^{1/4}} = 21,1 [-]$$

Dla wartości Φ_r i t_s przyjęto przez interpolację $F_1 = 0,0921$

Formuła opadowa dla obliczenia przepływu $Q_{p=1,0\%}$

$$Q_{1,0\%} = f \times F_1 \times \varphi \times H_1 \times A \times \delta_j \times \lambda_p = 0,6 \times 0,0921 \times 0,38 \times 102 \times 0,19 \times 1,0 \times 1,0 = 0,41 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Przepływy prawdopodobne o prawdopodobieństwie przewyższenia jak następuje:

$$Q_{0,5\%} = 1,10 \times 0,41 = 0,45 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_{2,0\%} = 0,894 \times 0,41 = 0,37 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_{3,0\%} = 0,826 \times 0,41 = 0,34 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_{5,0\%} = 0,747 \times 0,41 = 0,31 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_{10,0\%} = 0,631 \times 0,41 = 0,26 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_{50,0\%} = 0,341 \times 0,41 = 0,14 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Tabela nr 2. Dane wyjściowe do obliczeń.

Lp	Rów lub ciek	A	L+I	W _d	W _g	Σ L+I	Σk	Δh
		[km ²]	[km]	[m n.p.m.]		[km]	-	[km]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Rów przydrożny	0,14	0,90	320,70	345,90	1,07	1,13	5,00
2.	Rów RBN1	0,19	0,74	320,70	337,50	0,74	1,12	5,00
3.	Rów R-4	0,55	0,97	320,10	335,00	1,87	2,80	5,00
4.	Rów R-4 ²⁾	0,88	0,97	320,10	335,00	2,04	5,05	5,00
5.	Rzeka Boży Stok km drogi 23+627	0,33	0,53	324,56	335,00	0,53	1,72	2,50
6.	Rzeka Sarni Stok	9,64	6,96	293,70	360,00	23,07	13,13	25,00
7.	Rzeka Boży Stok km drogi 29+115	36,35	7,64	288,20	335,00	7,64	1)	1)
8.	Rów R-C	2,07	2,61	324,50	338,80	7,51	5,47	15,00
9.	Rów R-B	3,82	3,28	284,70	350,00	11,78	4,97	25,00
10.	Rów R-A	1,07	1,31	290,30	326,00	3,39	2,82	15,00
11.	Rów R-A1	0,50	0,89	300,40	332,00	0,89	2,13	10,00
12.	Rów RBN4	0,14	0,44	307,10	315,00	0,44	0,86	2,50
13.	Rów RBN5	0,08	0,29	299,00	305,00	0,29	0,70	2,50

¹⁾ wartość t_s przyjęto z tabeli nie wyznaczając tym samym wartości pośrednich dla jej obliczenia

²⁾ obliczono wartość przepływu dla powierzchni zlewni ciężącej do rowu poniżej wylotu z projektowanego przepustu pod DW789

Tabela nr 3. Obliczenie przepływu $Q_{1\%}$.

Lp	Rów lub ciek	I _r	ρ	l _s	m _s	φ	Φ _s	t _s	Φ _r	F ₁	Q _{1%}
		[m/km]	[-]	[km]			[-]	[min]		[-]	[m ³ /s]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1.	Rów przydrożny	16,80	7,64	0,07	0,15	0,48	3,23	21,8	24,4	0,1017	0,42
2.	Rów RBN1	13,62	3,89	0,14	0,16	0,38	5,04	43,6	21,1	0,0921	0,41
3.	Rów R-4	9,22	3,40	0,16	0,15	0,35	6,17	60,7	24,6	0,0752	0,89
4.	Rów R-4 ²⁾	9,22	2,32	0,24	0,16	0,38	6,94	73,0	21,5	0,0754	1,53
5.	Rzeka Boży Stok km drogi 23+627	11,82	1,61	0,35	0,18	0,35	8,89	110,8	14,1	0,0714	0,50
6.	Rzeka Sarni Stok	5,72	2,39	0,23	0,17	0,40	5,99	57,9	97,9	0,0245	5,74
7.	Rzeka Boży Stok km drogi 29+115	3,68	0,21	2,64	0,00	0,51	1)	60,0	83,9	0,0287	32,33
8.	Rów R-C	3,29	3,63	0,15	0,16	0,42	4,69	39,3	63,9	0,0389	2,06
9.	Rów R-B	11,95	3,08	0,18	0,15	0,52	5,04	43,6	42,6	0,0567	6,89
10.	Rów R-A	16,35	3,17	0,18	0,17	0,52	4,21	33,5	21,1	0,0992	3,40
11.	Rów R-A1	21,30	1,78	0,31	0,19	0,59	4,77	40,2	15,4	0,1111	2,02
12.	Rów RBN4	10,77	3,14	0,18	0,17	0,35	6,57	67,1	14,9	0,0902	0,27
13.	Rów RBN5	12,41	3,63	0,15	0,15	0,35	6,39	64,2	10,8	0,1000	0,17

¹⁾ wartość t_s przyjęto z tabeli nie wyznaczając tym samym wartości pośrednich dla jej obliczenia

²⁾ obliczono wartość przepływu dla powierzchni zlewni ciężącej do rowu poniżej wylotu z projektowanego przepustu pod DW789

Tabela nr 4. Obliczenie pozostałych przepływów.

Lp	Rów lub ciek	Q _{1,0%}	Q _{0,5%}	Q _{2,0%}	Q _{3,0%}	Q _{5,0%}	Q _{10,0%}	Q _{50,0%}
		[m ³ /s]						
1	2	3	4			5	6	7
1.	Rów przydrożny	0,42	0,46	0,37	0,34	0,31	0,26	0,14
2.	Rów RBN1	0,41	0,45	0,37	0,34	0,31	0,26	0,14
3.	Rów R-4	0,89	0,97	0,79	0,73	0,66	0,56	0,30
4.	Rów R-4 ²⁾	1,53	1,68	1,37	1,27	1,14	0,97	0,52
5.	Rzeka Boży Stok km drogi 23+627	0,50	0,56	0,45	0,42	0,38	0,32	0,17
6.	Rzeka Sarni Stok	5,74	6,31	5,13	4,74	4,29	3,62	1,96
7.	Rzeka Boży Stok km drogi 29+115	32,33	35,57	28,91	26,71	24,15	20,40	11,03
8.	Rów R-C	2,06	2,27	1,84	1,70	1,54	1,30	0,70
9.	Rów R-B	6,89	7,58	6,16	5,69	5,15	4,35	2,35
10.	Rów R-A	3,40	3,74	3,04	2,81	2,54	2,14	1,16
11.	Rów R-A1	2,02	2,22	1,80	1,67	1,51	1,27	0,69
12.	Rów RBN4	0,27	0,30	0,24	0,22	0,20	0,17	0,09
13.	Rów RBN5	0,17	0,19	0,15	0,14	0,13	0,11	0,06

2.2 Przepływy miarodajne dla obiektów.

Przepływy miarodajne dla poszczególnych obiektów drogowych w zależności od klasy drogi zostały ustalone w Rozporządzeniu nr 735 Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000r. Projektowana droga jest drogą klasy G.

Dla obiektów na drogach klasy „G” – drogi główne, przepływami miarodajnymi są:

- dla mostów trwałych – przepływ o prawdopodobieństwie $p = 0,5\%$;
- dla mostów tymczasowych – przepływ o prawdopodobieństwie $p = 3,0\%$;
- dla przepustów trwałych – przepływ o prawdopodobieństwie $p = 1,0\%$;
- dla przepustów tymczasowych – przepływ o prawdopodobieństwie $p = 5,0\%$;

Przepływ miarodajny dla obiektów położonych w bliskim sąsiedztwie DW789 przyjęto taki sam jak dla drogi głównej.

Wielkości przepustów na rowach, dla których nie wyznaczano przepływu dobrano z uwagi na najmniejsze dopuszczalne, w zależności od klasy projektowanej drogi i wymiarów istniejących obiektów, kierując się zasadą, że projektowane przepusty nie mogą mieć mniejszych wymiarów od wymiarów minimalnych i muszą być równe co najmniej obiektom istniejącym.

Tabela nr 5. Przepływy miarodajne dla poszczególnych obiektów.

Lp	Rów lub ciek	Km drogi	Obiekt	$Q_m=Q_{0,5\%}$	$Q_m=Q_{1,0\%}$	$Q_m=Q_{3,0\%}$
				[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
1	2	3	4	5	6	7
1.	Rów RBN1	22+908	Przepust		0,41	
2.	Rów R-4	23+070	Przepust		0,89	
3.	Rzeka Boży Stok km drogi 23+627	23+627	Przepust		0,50	
4.	Rzeka Sarni Stok	27+760	Most stały	6,31		
5.			Most tymczasowy			4,74
6.	Rzeka Boży Stok km drogi 29+115	29+115	Most stały	35,57		
7.			Most tymczasowy			26,71
8.	Rów RBN2	29+200	Przepust		1)	
9.	Rów R-C	30+870	Przepust		2,06	
10.	Rów R-B	31+125	Przepust		6,89	
11.	Rów R-A	32+305	Most stały	3,74		
12.			Most tymczasowy			2,81
13.	Rów R-A1	33+600	Most stały	2,22		
14.			Most tymczasowy			1,67
15.	Rów RBN3	33+900	Przepust		2)	
16.	Rów RBN4	34+050	Przepust		0,27	

1) z uwagi na niewielkie rozmiary zlewni nie obliczano dla niego wartości przepływów miarodajnych.

2) przepust nie posiada zlewni własnej (odprowadza wody z rowu przydrożnego zatem nie obliczano dla niego wartości przepływów miarodajnych.

3 Wyznaczenie warunków przepływu wody miarodajnej w ciekach i rowach.

3.1 Warunki przepływu wody miarodajnej w projektowanym korycie.

Obliczenia hydrauliczne napełnień w ciekach i rowach wykonano przy pomocy wzorów dla ruchu jednostajnego za wyjątkiem rzek Sarni Stok i Boży Stok, które obliczono przy pomocy programu komputerowego do modelowania matematycznego przepływów w korytach otwartych (HEC-RAS).

3.1.1 Obliczenia napelnień wzorami dla ruchu jednostajnego.

Na podstawie projektowanego przekroju poprzecznego odcinka w rejonie przedmiotowych obiektów, przy pomocy wzorów dla ruchu jednostajnego ustalono warunki przepływu wody miarodajnej.

$$Q = F \times V \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$V = C \sqrt{R_h} I \quad [\text{m/s}]$$

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}}$$

$$R_h = \frac{F}{O} \quad [\text{m}]$$

Oznaczenia

- b – szerokość dna
- m – nachylenie skarp
- i – spadek podłużny dna
- n – współczynnik szorstkości
- Q_m – przepływ miarodajny

Tabela nr 6. Warunki hydrauliczne przepływu wody.

Lp	Ciek, rów	b [m]	1:m [-]	n [-]	i [%]	Q_m [m ³ /s]	h_d [m]	v [m/s]	F [m ²]
1.	Rów RBN1	0,5	1,5	0,0275	0,65	0,41	0,52 ¹⁾	1,23	0,67
2.	Rów R-4	0,5	1,5	0,0275	0,80	0,89	1,02 ^{1) 2)}	0,43	2,07
3.	Rzeka Boży Stok km drogi 23+627	0,8	1,5	0,0275	1,00	0,50	0,47 ²⁾	0,71	0,71
4.	Rów R-C	1,0	1,5	0,0275	0,70	2,06	0,66	1,59	1,31
5.	Rów R-B	1,2	1,5	0,0275	0,90	6,89	1,05	2,36	2,91
6.	Rów R-A	0,60	1,5	0,0275	0,75	3,74	0,99	1,80	2,08
7.		0,60	1,5	0,0275	0,75	2,81	0,87	1,68	1,67
8.	Rów R-A1	0,60	1,5	0,0275	1,50	2,22	0,67	2,05	1,09
9.		0,60	1,5	0,0275	1,50	1,67	0,59	1,90	0,88
10.	Rów RBN4	0,00	1,5	0,0275	1,00	0,27	0,41	1,08	0,25

¹⁾ napelnienie policzono dla przepływu uwzględniającego spływ ze zlewni ciężającej do przekroju poniżej wylotu z projektowanego przepustu,

²⁾ napelnienie z uwzględnieniem cofki od przepustu zabudowanego poniżej,

3.1.2 Obliczenia napelnień przy pomocy programu HEC-RAS.

Posiadane dane dotyczące a więc przepływy prawdopodobne, narzuciły schemat obliczeń oparty na jednowymiarowym obliczeniu lustra wody w modelu dla ustalonych, stopniowo zmieniających się przepływów.

Lustro wody było wyznaczane pomiędzy kolejnymi przekrojami za pomocą powszechnie znanego równania energii z iteracją krok po kroku. Straty energii obejmują straty tarcia oraz kontrakcji i ekspansji. Obliczenia wykonano bazując na przekrojach poprzecznych cieków i ich terenów zalewowych określonych na podstawie cyfrowego modelu terenu. Model uwzględniał zmianę parametrów koryta na odcinku projektowanego przekroczenia jak również istniejące obiekty inżynierskie. Do modelu wprowadzono ponadto projektowany obiekt mostowy i drogą kolejnych przybliżeń ustalono jego minimalne światło poziome. Obliczenia polegały na stopniowym

zwiększaniu światła poziomego i sprawdzaniu, czy nie spowoduje on zbytniego spiętrzenia zwierciadła wody w wyniku zawężenia szerokości przepływu. Obliczenia prowadzono do uzyskania satysfakcjonujących wyników (osiągnięcia wysokości spiętrzenia przed obiektem rzędu kilkunastu centymetrów).

Równanie energii:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e$$

gdzie:

- Y - napelnienie kanału
- Z – wysokość geometryczna
- V – średnia prędkość
- G – przyspieszenie ziemskie
- h_e – wysokość strat

Całkowitą przepustowość przekrojów liczono dzieląc przepływy na części korytowe i przybrzeżne, w zależności od różnych współczynników szorstkości. Przepustowość w tych częściach liczona była równaniem Manninga, a następnie sumowano je w celu otrzymania całkowitej.

Równanie Manninga:

$$Q = \frac{AR^{2/3}I^{1/2}}{n}, \text{ gdzie:}$$

- A - powierzchnia przekroju przepływu
- R - promień hydrauliczny
- I - spadek hydrauliczny
- n - współczynnik szorstkości Manninga

Program obliczał średnią wysokość energii kinetycznej, także dla trzech wydzielonych części tzn. kanału głównego i dwóch nadbrzeży i wyznaczał głębokość krytyczną w zależności od reżimu przepływu podkrytycznego lub nadkrytycznego także za pomocą kolejnych iteracji.

Średnia wysokość energii:

$$H = L_w + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

gdzie:

- L_w – położenie lustra wody

W poniższym zestawieniu tabelarycznym, przedstawiono hydrauliczne charakterystyki wyliczone dla warunków przepływu miarodajnego w rejonie projektowanych obiektów.

Rzeka Boży Stok km 29+115 DW789 – most stały

Element	
Przepływ miarodajny [m ³ /s]	35,57
Rzędna linii energii [m n.p.m.]	290,42
Rzędna zwierciadła wody [m n.p.m.]	290,34
Maksymalne napelnienie w korycie [m]	2,14
Średnia prędkość w przekroju [m/s]	1,04
Szerokość lustra wody [m]	70,40

Rzeka Boży Stok km 29+115 DW789 – most tymczasowy

Element	
Przepływ miarodajny [m³/s]	26,71
Rzędna linii energii [m n.p.m.]	290,28
Rzędna zwierciadła wody [m n.p.m.]	290,15
Maksymalne napełnienie w korycie [m]	1,95
Średnia prędkość w przekroju [m/s]	1,36
Szerokość lustra wody [m]	78,72

Rzeka Sarni Stok – most stały

Element	
Przepływ miarodajny [m³/s]	6,31
Rzędna linii energii [m n.p.m.]	294,96
Rzędna zwierciadła wody [m n.p.m.]	294,91
Maksymalne napełnienie w korycie [m]	1,23
Średnia prędkość w przekroju [m/s]	0,94
Szerokość lustra wody [m]	7,04

4 Wyznaczenie światła przepustów

Generalnie przyjęto zasadę, że dla obiektów planowanych do zespolenia z przejściami dla małych zwierząt lub płazów zastosowany będzie przekrój poprzeczny ramowy.

4.1 Przepusty ramowe**4.1.1 Przepusty o niezatopionym wlocie i zatopionym strumieniu wylotu**

Formułę obliczenia światła przepustów przedstawiono na przykładzie obiektu zabudowanego na rowie R-C. Dla reszty obiektów wyniki obliczeń zestawiono w formie tabelarycznej.

Przyjęto zmodyfikowany schemat obliczeniowy jak dla przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie. Przepust taki spełnia warunki:

- niezatopienia wlotu
 $H \leq 1,2h_p$
- niezatopienia strumienia wylotu
 $h_d \leq 1,25h_{kr}$

gdzie:

- H – głębokość spiętrzonej wody przed wlotem;
- h_p – wysokość przewodu przepustu;
- h_{kr} – głębokość krytyczna w przewodzie;
- h_d – głębokość wody dolnej nad dnem przepustu w przekroju wylotowym.

Z uwagi na mały spadek rowu strumień wylotu wody z przepustu (w rozpatrywanych w tym podpunkcie przypadkach) nie spełnia warunku $h_d \leq 1,25h_{kr}$ – przepust działa jak przelew zatopiony o szerokiej koronie. Zdolność przepustową takiego przepustu Q przy danej wysokości energii strumienia spiętrzonego przed wlotem przepustu wyznacza się ze wzoru:

$$Q = \varepsilon \times h_d \times b_{kr} \times \sqrt{2g(H_o - h_d)} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

gdzie:

- b_{kr} – w przepuszczeniu o przekroju kołowym $b_{kr}=F_{kr}/h_{kr}$
 - h_{kr} i F_{kr} – głębokość krytyczna i pole przekroju poprzecznego przewodu przy tej głębokości
 - ε – współczynnik wydatku odpowiadający przyjętemu typowi wlotu przyjmowany na podstawie tabeli
 - głębokość wody dolnej nad dnem przepustu w przekroju wylotowym,
- Wysokość energii strumienia spiętrzonego przed wlotem przepustu wyznacza się ze wzoru:

$$H_o = H + \frac{\alpha_o \times v_o^2}{2g} \quad [m]$$

gdzie:

- $v_o = Q/F_o$ – prędkość dopływowa
- F_o – pole przekroju strumienia przed przepustem odpowiadające założonej rzędnej zwierciadła wody spiętrzonej
- α - współczynnik energii kinetycznej (Saint-Venanta); jego wartość przyjmuje się najczęściej równą 1,10

Dopuszczalną głębokość wody przed przepustem przyjęto uwzględniając bezpieczne wzniesienie korony drogi nad poziomem wody spiętrzonej, teren i prędkość przepływu w przewodzie przepustu. Głębokość ta wynosi $H=0,75$ m a odpowiadająca jej powierzchnia przekroju strumienia wynosi $F_o=1,59$ m².

Prędkość v_o dopływającej wody jest równa:

$$v_o = \frac{Q_m}{F_o} = \frac{2,06}{1,59} = 1,29 \text{ m/s}$$

Wzniesienie linii energii przed przepustem

$$H_o = H + \frac{\alpha_o \times v_o^2}{2g} = 0,75 + \frac{1,1 \times 1,29^2}{2 \times 9,81} = 0,84 \text{ m}$$

Przewód przepustu zostanie wykonany jako przepust ramowy – prostokątny a wlot będzie korytarzowy prostopadły. Wartość współczynnika wydatku ε określona została z tabeli i dla przyjętego typu wlotu wynosi 0,74.

Przybliżoną szerokość zastępczą przekroju wlotowego b_{kr} w ruchu krytycznym obliczono z przekształconego wzoru na zdolność przepustową przepustu.

$$b_{kr} = \frac{Q_m}{\varepsilon \times h_d \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}} = \frac{2,06}{0,74 \times 0,66 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times (0,84 - 0,66)}} = 2,22 \text{ m}$$

Wymiary i spadek przepustu dobrano tak, aby spełnione były warunki:

- zagwarantowanie niezatopienia wlotu, z którego wynika, że $h_p \geq H/1,2$; $h_p \geq 0,75/1,20$; $h_p \geq 0,63$ m, gdzie h_p – wysokość przepustu;
- dobrane wymiary przepustu nie powinny być mniejsze od minimalnych
- prędkość w przewodzie nie przekraczała 3,0 - 3,5 m/s;
- wymaganego wzniesienia stropu przewodu nad zwierciadłem wody w przewodzie;
- nie przekroczenia dopuszczalnego poziomu spiętrzenia wody przed przepustem;
- zachowanie minimalnego spadku dna przewodu;

- utrzymania odpowiedniej prędkości na wylocie, nie wymagającej wykonania kosztownych umocnień;
- szerokość nie powinna być mniejsza od obliczonej szerokości b_{kr} .

Przyjęto szerokość przepustu $b_p=2,30\text{m}$, wysokość $h_p=1,00\text{m}$ i spadek przewodu równy spadkowi minimalnemu 0,005.

Rzeczywiste wzniesienie linii energii przed przepustem H_o

Potrzebna długość przewodu przepustu według wymiarów nasypu drogowego $L_p \approx 15,0$. Ze stosunku $L_p/h_p = 15,0$ wynika, że $L_p < 20h_p$ wobec tego głębokość wody przed wlotem należy obliczać jak dla przewodu krótkiego.

Obliczenia prowadzono metodą kolejnych założeń głębokości H , dla których określano natężenie przepływu ze wzoru $Q = \varepsilon \times h_d \times b_{kr} \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}$ aż osiągnie ono wartość Q_m ,

Ostatecznie otrzymano:

- głębokość wody na wlocie $H_k=0,73$. Głębokość ta spełnia warunek $H < 1,2h_p = 1,20 \times 1,00 = 1,20$ m wlot do przepustu jest więc nie zatopiony;
- powierzchnię przekroju strumienia wody przed wlotem do przepustu $F_o=1,53 \text{ m}^2$
- prędkość dopływowa $v_o=Q_m/F_o=2,06/1,53=1,35 \text{ m/s}$;
- wzniesienie linii energii $H_o=0,83 \text{ m}$;
- obliczone wg wzoru $Q = \varepsilon \times h_d \times b_{kr} \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}$ [m³/s] natężenie przepływu jest równe przepływowi miarodajnemu, gdyż:

$$Q = 0,74 \times 0,66 \times 2,30 \times \sqrt{2 \times 9,81(0,83 - 0,66)} = 2,06 = Q_m \text{ m}^3/\text{s}$$

Prędkość przepływu i napętnienie przewodu przy przepływie miarodajnym

Zaprojektowany przepust prowadzi wodę niepełnym przekrojem przewodu, przy zatopionym strumieniu na wylocie. Napętnienie wody w przepuście h_{przep} odpowiada zależności $h_d - z'$, gdzie

$$z' = \frac{v_{kr} v_d - v_d^2}{g} = \frac{2,00 \times 1,59 - 1,59^2}{9,81} = 0,09$$

Ostatecznie otrzymano napętnienie wody w przepuście $h_{przep}=0,66-0,09=0,57 \text{ m}$.

Prędkość przepływu w przewodzie przepustu określono dla pola przekroju strumienia o tej głębokości.

$$F_p = 1,31 \text{ m}^2$$

$$v_p = Q_m/F_p = 2,06/1,31 = 1,57 \text{ m/s}$$

Obliczona prędkość w przewodzie jest mniejsza od dopuszczalnej 3,5 m/s.

Głębokość wody w przewodzie gwarantuje wymagane wzniesienie stropu przewodu nad zwierciadłem wody przy przepływie miarodajnym, gdyż spełniony jest warunek $h_{przep}=0,57 \text{ m} < 0,75h_p = 0,75 \times 1,00 = 0,75 \text{ m}$ a uzyskany zapas od swobodnego zwierciadła wody do stropu przewodu $1,00 - 0,57 = 0,43 \text{ m}$ jest większy od minimalnego 0,25 m.

Tabela nr 7. Obliczenie światła przepustów.

Lp	Rów	H	F _o	v _o	H _o	ε	b _{kr}	b _p	h _p	L _p	L _p /h _p	Przep
		[m]	[m ²]	[m/s]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	11	12
1.	R-C	0,75	1,59	1,29	0,84	0,74	2,22	2,30	1,00	15,0	15,0	krótki
2.	R-B	1,4	4,62	1,49	1,52	0,74	2,91	3,00	1,20	15,0	12,5	krótki
3.	RBN4	0,45	0,30	0,89	0,49	0,74	0,69	1,00	1,00	15,0	15	krótki

Tabela nr 8. Obliczenie światła przepustów – cd.

Lp	Rów	H _k	F _o	v _o	H _o	b _{kr}	z'	h _{przep}	F _p	v _p	Q _o
		[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m/s]	[m ³ /s]
1	2					3	4	5	6	7	8
1.	R-C	0,73	1,53	1,35	0,83	2,30	0,09	0,57	1,31	1,57	2,06
2.	R-B	1,36	4,41	1,56	1,50	3,00	0,18	0,87	2,61	2,64	6,90
3.	RBN4	0,41	0,25	1,07	0,47	1,00	0,04	0,37	0,37	0,73	0,34

Tabela nr 9. Obliczenie światła przepustów – cd.

Lp	Rów	H	1,2x h _p	H ≤ 1,2 h _p	h _{przep}	0,75 h _p	h _{przep} ≤ 0,75h _p	h _p - h _{przep}	h _p - h _{przep} ≥ 0,25
		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	R-C	0,73	1,20	tak	0,57	0,75	tak	0,43	tak
2.	R-B	1,36	1,44	tak	0,87	0,90	tak	0,33	tak
3.	RBN4	0,41	1,20	tak	0,37	0,75	tak	0,43	tak

4.2 Przepusty rurowe

4.2.1 Przepusty o niezatopionym wlocie i niezatopionym strumieniu wylotu

Przepust na rzece Boży Stok w km 23+627.

Przyjęto schemat obliczeniowy jak dla przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie.

Przepust taki spełnia warunki:

- niezatopienia wlotu
 $H \leq 1,2h_p$
- niezatopienia strumienia wylotu
 $h_d \leq 1,25h_{kr}$

gdzie:

- H – głębokość spiętrzonej wody przed wlotem,
- h_p – wysokość przewodu przepustu,
- h_{kr} – głębokość krytyczna w przewodzie,
- h_d – głębokość wody dolnej nad dnem przepustu w przekroju wylotowym.

Zdolność przepustową przepustu Q przy danej wysokości energii strumienia spiętrzonego przed wlotem przepustu wyznacza się ze wzoru (przepust działa jak przelew niezatopiony o szerokiej koronie):

$$Q = m \times b_{kr} \times \sqrt{2g} \times H_o^{2/3} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$



gdzie:

- b_{kr} – w przepuszczeniu o przekroju kołowym $b_{kr}=F_{kr}/h_{kr}$,
- h_{kr} i F_{kr} – głębokość krytyczna i pole przekroju poprzecznego przewodu przy tej głębokości,
- m – współczynnik wydatku odpowiadający przyjętemu typowi wlotu przyjmowany na podstawie tabeli.

Wysokość energii strumienia spiętrzonego przed wlotem przepustu wyznacza się ze wzoru:

$$H_o = H + \frac{\alpha_o \times v_o^2}{2g} \quad [m]$$

gdzie:

- $v_o = Q/F_o$ – prędkość dopływowa,
- F_o – pole przekroju strumienia przed przepustem odpowiadające założonej rzędnej zwierciadła wody spiętrzonej,
- α - współczynnik energii kinetycznej (Saint-Venanta); jego wartość przyjmuje się najczęściej równą 1,10.

Dopuszczalną głębokość wody przed przepustem przyjęto uwzględniając bezpieczne wzniesienie korony drogi nad poziomem wody spiętrzonej, teren i prędkość przepływu w przewodzie przepustu. Głębokość ta wynosi $H=0,50$ m a odpowiadająca jej powierzchnia przekroju strumienia wynosi $F_o=0,78$ m².

Prędkość v_o dopływającej wody jest równa:

$$v_o = \frac{Q_m}{F_o} = \frac{0,50}{0,78} = 0,65 \text{ m/s}$$

Wzniesienie linii energii przed przepustem:

$$H_o = H + \frac{\alpha_o \times v_o^2}{2g} = 0,50 + \frac{1,1 \times 0,65^2}{2 \times 9,81} = 0,52 \text{ m}$$

Przewód przepustu zostanie wykonany z rur o przekroju kołowym a wlot będzie kołnierзовy. Wartość współczynnika wydatku m określona została z tabeli przy założeniu pełnego dławienia bocznego (tzn. $B_o > 6b$) dla przyjętego typu wylotu wynosi 0,31.

Przybliżoną szerokość zastępczą przekroju wlotowego b_{kr} w ruchu krytycznym obliczono z przekształconego wzoru na zdolność przepustową przepustu.

$$b_{kr} = \frac{Q_m}{m \sqrt{2gH_o^{3/2}}} = \frac{0,50}{0,31 \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,52^{3/2}}} = 0,96 \text{ m}$$

Wymiary i spadek przepustu dobrano tak, aby spełnione były warunki:

- zagwarantowanie niezatopienia wlotu, z którego wynika, że $D \geq H/1,2$; $D \geq 0,50/1,2$; $D \geq 0,42$ m, gdzie D – średnica przepustu,
- dobrane wymiary przepustu nie powinny być mniejsze od minimalnych,
- prędkość w przewodzie nie przekraczała 3,0 - 3,5 m/s,
- wymaganego wzniesienia stropu przewodu nad zwierciadłem wody w przewodzie,
- nie przekroczenia dopuszczalnego poziomu spiętrzenia wody przed przepustem,
- zachowanie minimalnego spadku dna przewodu,
- utrzymania odpowiedniej prędkości na wylocie, nie wymagającej wykonania kosztownych umocnień,
- średnica nie powinna być mniejsza od obliczonej szerokości b_{kr} .

Przyjęto średnicę przepustu $D=1,00\text{m}$ i spadek przewodu równy spadkowi minimalnemu $i=0,005$.

Rzeczywiste wzniesienie linii energii przed przepustem H_0 :

Potrzebna długość przewodu przepustu według wymiarów nasypu drogowego $L_p \approx 16,0$. Ze stosunku $L_p/D=16,0$ wynika, że $L_p < 20D$ wobec tego głębokość wody przed wlotem należy obliczać jak dla przewodu długiego.

Obliczenia prowadzono metodą kolejnych założeń głębokości H , dla których określano natężenie przepływu ze wzoru $Q = m \times b_{kr} \times \sqrt{2g \times H_0^{3/2}}$ aż osiągnie ono wartość Q_m ,

Ostatecznie otrzymano:

- głębokość wody na wlocie $H_k=0,59$ m. Głębokość ta spełnia warunek $H < 1,2h_p = 1,20 \times 1,00 = 1,20$ m wlot do przepustu jest więc nie zatopiony,
- powierzchnię przekroju strumienia wody przed wlotem do przepustu $F_0=0,99 \text{ m}^2$,
- szerokość napływu wody wynosi $B_0=2,57$ m, Wartość ta jest mniejsza od $6D=6,00\text{m}$ i nie spełnia warunku $B_0 \geq 6b$. Współczynnik wydatku obliczono więc jak dla dławienia niepełnego ze wzoru:

$$m = m_t + \frac{0,385 - m_t}{3F_0 - 2F_p'} \times F_p'$$

gdzie:

m_t – tabelaryczna wartość współczynnika wydatku,

F_0 – pole przekroju strumienia spiętrzonego przed przepustem przy przepływie miarodajnym

$F_0=0,99 \text{ m}^2$,

F_p' – pole przekroju wlotu przewodu przepustu przy rzędnej zwierciadła wody spiętrzonej przy przepływie miarodajnym

$F_p'=0,48 \text{ m}^2$,

Rzeczywista wartość współczynnika wydatku:

$$m = m_t + \frac{0,385 - m_t}{3F_0 - 2F_p'} \times F_p' = 0,31 + \frac{0,385 - 0,31}{3 \times 0,99 - 2 \times 0,48} \times 0,48 = 0,328$$

- prędkość dopływowa $v_0 = Q_m/F_0 = 0,50/0,99 = 0,50$ m/s,
- wzniesienie linii energii $H_0=0,60$ m,
- b_{kr} można określić wykorzystując wzory opisujące geometrię przekroju kołowego w ruchu krytycznym obliczając stosunek:

$$W_Q = \frac{Q_m}{D^2 \sqrt{g \times D}} = \frac{0,50}{1,00^2 \times \sqrt{9,81 \times 1,00}} = 0,160$$

$$b_{kr}/D = 0,733 \rightarrow b_{kr} = 0,73 \text{ m}$$

$$h_{kr}/D = 0,399 \rightarrow h_{kr} = 0,40 \text{ m}$$

$$F_{kr}/D^2 = 0,293 \rightarrow F_{kr} = 0,29 \text{ m}^2$$

- obliczone wg wzoru $Q = m \times b_{kr} \times \sqrt{2g \times H_0^{3/2}}$ [m³/s] natężenie przepływu jest równe przepływowi miarodajnemu, gdyż:

$$Q = m \times b_{kr} \times \sqrt{2g \times H_0^{3/2}} = 0,328 \times 0,73 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,60^{3/2}} = 0,50 = Q_m$$

Warunek niezatopienia wylotu z przewodu

Głębokość strumienia wody w przekroju wylotowym przyjmuje się z tabeli w zależności od warunków wypływu na wylocie i spadku przepustu, Dla warunków obliczeniowych otrzymuje się:



- wzniesienie zwierciadła wody doleż nad dnem wylotu $h_{wyl}=h_m=0,47$ m,
 - $h_{kr}=0,40$ m,
 - z warunku $h_{wyl}\leq 1,25h_{kr}$; $0,47 < 1,25 \times 0,40 = 0,50$ m
- Warunek jest spełniony – strumień na wylocie z przewodu jest niezatopiony.

Prędkość przepływu i napelnienie przewodu przy przepływie miarodajnym.

Zaprojektowany przepust prowadzi wodę niepełnym przekrojem przewodu, przy niezatopionym wylocie. Prędkość przepływu w przewodzie przepustu określono więc dla pola przekroju strumienia o głębokości krytycznej ($F_p=F_{kr}$).

$$F_p=F_{kr}=0,29\text{ m}^2,$$

$$v_p=Q_m/F_p=0,50/0,29=1,71\text{ m/s}.$$

Obliczona prędkość w przewodzie jest mniejsza od dopuszczalnej 3,5 m/s.

Głębokość wody w przewodzie równa w tym schemacie hydraulicznym głębokości krytycznej $h_{kr}=0,40$ m, gwarantuje wymagane wzniesienie stropu przewodu nad zwierciadłem wody przy przepływie miarodajnym, gdyż spełniony jest warunek $h_{kr}=0,40\text{m} < 0,75h_p=0,75\times 1,00=0,75\text{m}$, a uzyskany zapas od swobodnego zwierciadła wody do stropu przewodu $1,00-0,40=0,60$ m jest większy od minimalnego 0,25 m.

4.2.2 Przepusty o niezatopionym wlocie i zatopionym strumieniu wylotu

Formułę obliczenia światła przepustów przedstawiono na przykładzie obiektu PDR-1 na rowie RBN1. Dla reszty zestawiono w tabelach tylko wyniki końcowe.

Przyjęto zmodyfikowany schemat obliczeniowy jak dla przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie. Przepust taki spełnia warunki:

- niezatopienia wlotu

$$H\leq 1,2h_p$$

- niezatopienia strumienia wylotu

$$h_d\leq 1,25h_{kr}$$

gdzie:

- H – głębokość spiętrzonej wody przed wlotem,
- h_p – wysokość przewodu przepustu,
- h_{kr} – głębokość krytyczna w przewodzie,
- h_d – głębokość wody dolnej nad dnem przepustu w przekroju wylotowym.

Z uwagi na bliskie wzajemne położenie przepustów (przepusty projektowane i istniejące pozostają w zasięgu spiętrzeń obiektów niżej położonych i spiętrzeń od recypientów) strumień wylotu wody z przepustu (w rozpatrywanych w tym podpunkcie przypadkach) nie spełnia warunku $h_d\leq 1,25h_{kr}$ – przepust działa jak przelew zatopiony o szerokiej koronie. Zdolność przepustową takiego przepustu Q przy danej wysokości energii strumienia spiętrzonego przed wlotem przepustu wyznacza się ze wzoru:

$$Q = \varepsilon \times h_d \times b_{kr} \times \sqrt{2g(H_o - h_d)} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

gdzie:

- b_{kr} – w przepuscie o przekroju kołowym $b_{kr}=F_{kr}/h_{kr}$,
- h_{kr} i F_{kr} – głębokość krytyczna i pole przekroju poprzecznego przewodu przy tej głębokości,

- ε – współczynnik wydatku odpowiadający przyjętemu typowi wlotu przyjmowany na podstawie tabeli,
- głębokość wody dolnej nad dnem przepustu w przekroju wylotowym.

Wysokość energii strumienia spiętrzonego przed wlotem przepustu wyznacza się ze wzoru:

$$H_o = H + \frac{\alpha_o \times v_o^2}{2g} \quad [\text{m}]$$

gdzie:

- $v_o = Q/F_o$ – prędkość dopływowa,
- F_o – pole przekroju strumienia przed przepustem odpowiadające założonej rzędnej zwierciadła wody spiętrzonej,
- α - współczynnik energii kinetycznej (Saint-Venanta); jego wartość przyjmuje się najczęściej równą 1,10.

Dopuszczalną głębokość wody przed przepustem przyjęto uwzględniając bezpieczne wzniesienie korony drogi nad poziomem wody spiętrzonej, teren i prędkość przepływu w przewodzie przepustu. Głębokość ta wynosi $H=0,57$ m a odpowiadająca jej powierzchnia przekroju strumienia wynosi $F_o=0,77$ m².

Prędkość v_o dopływającej wody jest równa:

$$v_o = \frac{Q_m}{F_o} = \frac{0,41}{0,77} = 0,53 \text{ m/s}$$

Wzniesienie linii energii przed przepustem

$$H_o = H + \frac{\alpha_o \times v_o^2}{2g} = 0,57 + \frac{1,1 \times 0,53^2}{2 \times 9,81} = 0,59 \text{ m}$$

Przewód przepustu zostanie wykonany z rur o przekroju kołowym a wlot będzie kołnierzowy. Wartość współczynnika wydatku ε określona została z tabeli i dla przyjętego typu wylotu wynosi 0,75.

Przybliżoną szerokość zastępczą przekroju wlotowego b_{kr} w ruchu krytycznym obliczono z przekształconego wzoru na zdolność przepustową przepustu.

$$b_{kr} = \frac{Q_m}{\varepsilon \times h_d \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}} = \frac{0,41}{0,75 \times 0,52 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times (0,59 - 0,52)}} = 0,93 \text{ m}$$

Wymiary i spadek przepustu dobrano tak, aby spełnione były warunki:

- zagwarantowanie niezatopienia wlotu, z którego wynika, że $D \geq H/1,2$; $D \geq 0,57/1,2$; $D \geq 0,48$ m, gdzie D – średnica przepustu,
- dobrane wymiary przepustu nie były mniejsze od minimalnych,
- prędkość w przewodzie nie przekraczała 3,0 - 3,5 m/s,
- wymaganego wzniesienia stropu przewodu nad zwierciadłem wody w przewodzie,
- nie przekroczenia dopuszczalnego poziomu spiętrzenia wody przed przepustem,
- zachowanie minimalnego spadku dna przewodu,
- utrzymania odpowiedniej prędkości na wylocie, nie wymagającej wykonania kosztownych umocnień,
- średnica nie powinna być mniejsza od obliczonej szerokości b_{kr} .

Przyjęto średnicę przepustu $D=1,00$ m i spadek przewodu równy spadkowi minimalnemu 0,005.

Rzeczywiste wzniesienie linii energii przed przepustem H_o :

Potrzebna długość przewodu przepustu według wymiarów nasypu drogowego $L_p \approx 16,00$ m. Ze stosunku $L_p/D=16,0$ wynika, że $L_p < 20D$ wobec tego głębokość wody przed wlotem należy obliczać jak dla przewodu krótkiego.

Obliczenia prowadzono metodą kolejnych założeń głębokości H , dla których określano natężenie przepływu ze wzoru $Q = \varepsilon \times h_d \times b_{kr} \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}$ aż osiągnie ono wartość Q_m ,

Ostatecznie otrzymano:

- głębokość wody na wlocie $H_k=0,62$ m. Głębokość ta spełnia warunek $H \leq 1,2h_p=1,20 \times 1,00=1,20$ m wlot do przepustu jest więc nie zatopiony.
- powierzchnię przekroju strumienia wody przed wlotem do przepustu $F_o=0,89$ m²,
- prędkość dopływowa $v_o=Q_m/F_o=0,41/0,89=0,46$ m/s,
- wzniesienie linii energii $H_o=0,63$ m
- b_{kr} można określić wykorzystując wzory opisujące geometrię przekroju kołowego w ruchu krytycznym obliczając stosunek:

$$W_Q = \frac{Q_m}{D^2 \sqrt{g \times D}} = \frac{0,41}{1,00^2 \times \sqrt{9,81 \times 1,00}} = 0,131$$

$$b_{kr}/D=0,707 \quad \rightarrow \quad b_{kr}=0,71 \text{ m}$$

$$h_{kr}/D=0,360 \quad \rightarrow \quad h_{kr}=0,36 \text{ m}$$

$$F_{kr}/D^2=0,254 \quad \rightarrow \quad F_{kr}=0,25 \text{ m}^2$$

- obliczone wg wzoru $Q = \varepsilon \times h_d \times b_{kr} \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}$ [m³/s] natężenie przepływu jest równe przepływowi miarodajnemu, gdyż:

$$Q = 0,75 \times 0,52 \times 0,71 \times \sqrt{2 \times 9,81(0,63 - 0,52)} = 0,41 = Q_m \text{ m}^3/\text{s}$$

Prędkość przepływu i napełnienie przewodu przy przepływie miarodajnym:

Zaprojektowany przepust prowadzi wodę niepełnym przekrojem przewodu, przy zatopionym strumieniu na wylocie. Napełnienie wody w przepuście h_{przep} odpowiada zależności $h_d - z'$, gdzie:

$$z' = \frac{v_{kr} v_d - v_d^2}{g} = \frac{1,61 \times 1,23 - 1,23^2}{9,81} = 0,05$$

Ostatecznie otrzymano napełnienie wody w przepuście $h_{przep}=0,52-0,05=0,47$ m.

Prędkość przepływu w przewodzie przepustu określono dla pola przekroju strumienia o tej głębokości.

$$F_p = 0,36 \text{ m}^2$$

$$v_p = Q_m/F_p = 0,41/0,36 = 0,114 \text{ m/s}$$

Obliczona prędkość w przewodzie jest mniejsza od dopuszczalnej 3,5 m/s.

Głębokość wody w przewodzie gwarantuje wymagane wzniesienie stropu przewodu nad zwierciadłem wody przy przepływie miarodajnym, gdyż spełniony jest warunek $h_{przep}=0,47 \text{ m} < 0,75h_p=0,75 \times 1,00=0,75$ m a uzyskany zapas od swobodnego zwierciadła wody do stropu przewodu $1,00-0,47=0,53$ m jest większy od minimalnego 0,25 m.

Tabela nr 10. Obliczenie światła przepustów.

Lp.	Rów	H	F _o	v _o	H _o	ε	b _{kr}	D	L _p	L _p /D	Przepust	H _k	F _o
		[m]	[m ²]	[m/s]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]		[m]	[m ²]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	RBN1	0,57	0,77	0,53	0,59	0,75	0,93	1,0	16,0	16,0	krótki	0,62	0,89
2	R-4	1,05	2,18	0,41	1,06	0,75	1,32	1,4	17,0	12,1	krótki	1,01	2,04

Tabela nr 11. Obliczenie światła przepustów – Cd.

Lp.	Rów	v _o	H _o	W _Q	b _{kr} /D	b _{kr}	h _{kr} /D	h _{kr}	F _{kr} /D ²	F _{kr}	Q _o	h _{przep}	F _p	v _p
		[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]	[-]	[m ²]	[m ³ /s]	[m]	[m ²]	[m/s]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	RBN1	0,46	0,63	0,131	0,707	0,71	0,360	0,36	0,254	0,25	0,41	0,47	0,36	1,14
2	R-4	0,44	1,02	0,123	0,675	0,94	0,318	0,44	0,214	0,42	0,09	0,95	1,11	0,80

Tabela nr 12. Obliczenie światła przepustów – Cd.

Lp.	Rów	H	1,2xD	H≤1,2D	h _{przep}	0,75D	h _{przep} ≤0,75D	D-h _{przep}	D-h _{przep} ≥0,25
		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	RBN1	0,57	1,20	tak	0,47	0,75	tak	0,53	tak
2	R-4	1,05	1,68	tak	0,95	1,05	tak	0,45	tak

5 Wyznaczenie światła mostów

5.1 Małe mosty

Formułę obliczenia światła mostów przedstawiono na przykładzie mostu stałego na rowie R-A. Dla reszty zestawiono w tabelach tylko wyniki końcowe.

Przyjęto schemat obliczeniowy jak dla małego mostu z dnem umocnionym (most, w którym dno koryta pod i poniżej mostu jest zabezpieczone przed rozmyciem i którego światło najczęściej nie przekracza 10,0m).

Założenie do obliczeń światła mostu – działa on jak przelew zatopiony o szerokiej koronie, a więc spełniony jest warunek $h_d > NH$, gdzie:

- N – graniczny współczynnik zatopienia,
- h_d – głębokość w korycie przed mostem odpowiadająca przepływowi miarodajnemu,
- H – głębokość wody spiętrzonej przed mostem.

Minimalne światło mostu ustala się na podstawie wzoru:

$$L = \frac{Q_m}{\mu \times h_d \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}} \quad [m]$$

gdzie:

- H_o – wysokość energii strumienia przed mostem
- μ – współczynnik wydatku,

Sprawdzenie warunku $h_d > NH$

- N = 0,83 - współczynnik dla małych mostów ze skrzydłami równoległymi do osi drogi
- H = 1,03 m
- $h_d = 0,99 > 1,03 \times 0,83 = 0,85$ m – warunek spełniony

Minimalne światło mostu

- H_o – wysokość energii strumienia przed mostem
- $\mu = 0,86$ – współczynnik wydatku dla małych mostów ze skrzydłami równoległymi do osi drogi
- $v_o = 1,69$ m/s – średnia prędkość w przekroju niezabudowanym po spiętrzeniu

$$H_o = H + \frac{\alpha \times v_o^2}{2g} = 1,03 + \frac{1,1 \times 1,69^2}{2 \times 9,81} = 1,19 \text{ m}$$

$$L = \frac{Q_m}{\mu \times h_d \times \sqrt{2g(H_o - h_d)}} = \frac{3,74}{0,86 \times 0,99 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times (1,19 - 0,99)}} = 2,21 \text{ m}$$

Przyjęto światło mostu $L=2,30$ m. Jest to światło minimalne, nie uwzględnia ewentualnego przejścia dla zwierząt.

Rzeczywista wysokość energii strumienia przed mostem

$$H_{o(rzecz.)} = \left[\left(\frac{Q_m}{L \times \mu \times h_d} \right)^2 \times \frac{1}{2g} \right] + h_d = \left[\left(\frac{3,74}{2,30 \times 0,86 \times 0,99} \right)^2 \times \frac{1}{2 \times 9,81} \right] + 0,99 = 1,18 \text{ m}$$

Metodą kolejnych przybliżeń oblicza się rzeczywistą głębokość wody nad średnim poziomem dna na wlocie ze wzoru:

$$H_{rzecz.} = H_o - \frac{\alpha v_o^2}{2g} \text{ [m]}$$

w którym v_o odpowiada założonej głębokości wody spiętrzonej. Powyższe równanie jest spełnione, gdy $H=1,01$ m. Odpowiada to spiętrzeniu przed mostem $1,01-0,99=0,02$ m.

Prędkość przepływu wody w przekroju mostowym oblicza się ze wzoru:

$$v = \frac{Q_m}{kLH} \text{ [m/s]}$$

gdzie „k” odpowiada przyjętemu wg tabeli wlotowi.

$$v = \frac{3,74}{0,47 \times 2,30 \times 1,01} = 3,43 \text{ m/s}$$

Warunki hydrauliczne w dolnym stanowisku mostu określono porównując h_{wyl} z głębokością krytyczną na wylocie spod mostu:

$$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q_m^2}{g b_{wyl}^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \times 3,74^2}{9,81 \times 2,30^2}} = 0,67 \text{ m}$$

$h_{wyl}=h_d > h_{kr}$ ponieważ $0,99 > 0,67$, na wylocie panuje ruch spokojny. Niemniej koryto za mostem powinno zostać umocnione materiałem, dla którego prędkość dopuszczalna jest większa niż 3,43 m/s, np. brukiem.

Minimalna rzędna spodu konstrukcji mostowej w osi mostu.

$$Z_k = Z_s + H_{wt} + \Delta h \text{ [m n.p.m.]}$$

gdzie:

- Z_s - rzędna spiętrzonej wody przed mostem (rzędna dna plus wysokość wody spiętrzonej przed mostem),
- H_{wt} - wysokość fali wiatrowej (nie uwzględniono)
- Δh - wolna przestrzeń – 0,50 m

$$Z_k = 290,29 + 1,01 + 1,00 = 291,80 \text{ m n.p.m.}$$

Rzędna ta nie uwzględnia ewentualnego przejazdu pod mostem i warunków przejścia dla zwierząt.

Tabela nr 13. Obliczenie światła małych mostów.

Lp	Rów	Q	h _d	v	μ	k	m	N	H	NH	h _d ≥ NH	v _o	H _o
		[m³/s]	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]		[m/s]	[m]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1.	R-A Most stały	3,74	0,99	1,80	0,86	0,47	0,33	0,83	1,03	0,85	tak	1,69	1,19
2.	R-A Most tymczasowy	2,81	0,87	1,68	0,86	0,47	0,33	0,83	1,03	0,85	tak	1,27	1,12
3.	R-A1 Most stały	2,22	0,67	2,05	0,86	0,47	0,33	0,83	0,67	0,56	tak	2,06	0,91
4.	R-A1 Most tymczasowy	1,67	0,59	1,90	0,86	0,47	0,33	0,83	0,67	0,56	tak	1,69	1,19

Tabela nr 14. Obliczenie światła małych mostów cd.

Lp	Rów	L _{oblic}	L _{przyjęte}	H _o (rzecz)	v _o (rzecz)	H (rzecz)	v	h _{kr}	h _{wyl} =h _d	Rodzaj ruchu
		[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	R-A Most stały	2,21	2,30	1,18	1,75	1,01	3,43	0,67	nie	spokojny
2.	R-A Most tymczasowy	1,69	1,70	1,12	1,27	1,03	3,41	0,67	nie	spokojny
3.	R-A1 Most stały	1,78	1,80	0,90	2,06	0,67	3,92	0,55	nie	spokojny
4.	R-A1 Most tymczasowy	1,60	1,60	0,81	1,52	0,68	3,27	0,50	nie	spokojny

Tabela nr 15. Obliczenie światła małych mostów cd.

Lp	Rów	Rzędna dna	Napelnienie wodą spiętrzoną	Δh	Rzędna spodu konstr.
		[m n.p.m.]	[m]	[m]	[m n.p.m.]
1	2	5	6	7	8
1.	R-A Most stały	290,29	1,01	0,50	291,80
2.	R-A Most tymczasowy	290,15	1,03	0,50	291,68
3.	R-A1 Most stały	300,32	0,67	0,50	301,49
4.	R-A1 Most stały pod chodnikiem	300,09	0,67	0,50	301,26
5.	R-A1 Most tymczasowy	299,90	0,68	0,50	301,08

5.2 Mosty.

5.2.1 Rzeka Sarni Stok.

Minimalne światło mostów na rzece Sarni Stok konieczne dla przeprowadzenia przepływu przez projektowany nasyp drogowy było określane drogą kolejnych przybliżeń zakładając parametry obiektu w programie do modelowania przepływów HEC-RAS i obliczając przy tych założeniach położenie zwierciadła wody. Wyznaczenie minimalnego światła polegało na sprawdzaniu, czy kolejno założony obiekt nie powoduje zbytniego spiętrzenia wody w wyniku zawężenia szerokości przepływu. Obliczenia prowadzono do wyznaczenia światła obiektu, który przeprowadzał wodę przy minimalnym poziomie spiętrzenia. Warunek brzegowy modelu został zdefiniowany jako położenie zwierciadła wody dla spadku normalnego $i=0.0044$. Obliczenia dla mostu tymczasowego nie zostały wykonane, ponieważ obiekt zlokalizowany jest w otoczeniu zwartej zabudowy mieszkaniowej i nie ma możliwości jego zabudowania.

Wyniki modelowania mostu stałego przedstawiono w poniższych tabelach.

Tabela nr 16. Wyniki obliczeń modelowania mostu stałego.

Element obliczeniowy	wlot	wylot
Rzędna linii energii [m n.p.m.]	294,95	294,94
Rzędna zwierciadła wody [m n.p.m.]	294,90	294,89
Rzędna dla głębokości krytycznej [m]	294,23	294,12
Maksymalne napelnienie w korycie [m]	1,22	1,32
Średnia prędkość w przekroju [m/s]	1,04	0,95
Powierzchnia przepływu [m ²]	6,10	6,61
Liczba Frouda w korycie	0,30	0,26
Światło poziome mostu [m]	5,0	
Rzędna linii energii powyżej mostu [m n.p.m.]	294,96	
Rzędna zwierciadła wody powyżej mostu [m n.p.m.]	294,91	
Przepływ Q [m ³ /s]	6,31	
Zmiana energii na moście [m]	0,03	
Zmiana lustra wody na moście [m]	0,01	
Całe światło mostu [m ²]	8,60	
Średnia prędkość pod mostem [m/s]	1,04	

Minimalna rzędna spodu konstrukcji mostowej w osi mostu.

$$Z_k = Z_s + H_{wt} + \Delta h \text{ [m n.p.m.]}$$

gdzie:

- Z_s - rzędna spiętrzonej wody przed mostem (rzędna dna plus wysokość wody spiętrzonej przed mostem),
- H_{wt} - wysokość fali wiatrowej (nie uwzględniono)
- Δh - wolna przestrzeń – 0,50 m

$$Z_k = 294,91 + 0,50 = 295,41 \text{ m n.p.m.}$$

Rzędna ta nie uwzględnia ewentualnego przejazdu pod mostem i warunków przejścia dla zwierząt.

5.2.2 Rzeka Boży Stok km 29+115.

Minimalne światło mostów na rzece Boży Stok konieczne dla przeprowadzenia przepływu przez projektowany nasyp drogowy było określane drogą kolejnych przybliżeń zakładając parametry obiektu w programie do modelowania przepływów HEC-RAS i obliczając przy tych założeniach położenie zwierciadła wody. Wyznaczenie minimalnego światła polegało na sprawdzaniu, czy kolejno założony obiekt nie powoduje zbytniego spiętrzenia wody w wyniku zawężenia szerokości przepływu. Obliczenia prowadzono do wyznaczenia światła obiektu, który przeprowadzał wodę przy minimalnym poziomie spiętrzenia. Warunek brzegowy modelu został zdefiniowany jako położenie zwierciadła wody dla spadku normalnego $i=0.003$.

Wyniki modelowania mostów przedstawiono w poniższych tabelach.

Tabela nr 17. Wyniki obliczeń modelowania mostu stałego.

Element obliczeniowy	włot	wylot
Rzędna linii energii [m n.p.m.]	290,39	290,37
Rzędna zwierciadła wody [m n.p.m.]	290,30	290,29
Rzędna dla głębokości krytycznej [m]	289,76	289,67
Maksymalne napełnienie w korycie [m]	2,10	2,17
Średnia prędkość w przekroju [m/s]	1,12	1,06
Powierzchnia przepływu [m ²]	31,86	33,60
Liczba Frouda w korycie	0,25	0,23
Światło poziome mostu [m]	25,0	
Rzędna linii energii powyżej mostu [m n.p.m.]	290,42	
Rzędna zwierciadła wody powyżej mostu [m n.p.m.]	290,34	
Przepływ Q [m ³ /s]	35,57	
Zmiana energii na moście [m]	0,08	
Zmiana lustra wody na moście [m]	0,08	
Całe światło mostu [m ²]	49,41	
Średnia prędkość pod mostem [m/s]	1,12	

Minimalna rzędna spodu konstrukcji mostowej w osi mostu.

$$Z_k = Z_s + H_{wt} + \Delta h \text{ [m n.p.m.]}$$

gdzie:

- Z_s - rzędna spiętrzonej wody przed mostem (rzędna dna plus wysokość wody spiętrzonej przed mostem),
- H_{wt} - wysokość fali wiatrowej (nie uwzględniono)
- Δh - wolna przestrzeń – 0,50 m

$$Z_k = 290,34 + 0,50 = 290,84 \text{ m n.p.m.}$$

Rzędna ta nie uwzględnia ewentualnego przejazdu pod mostem i warunków przejścia dla zwierząt.

Tabela nr 18. Wyniki obliczeń modelowania mostu tymczasowego.

Element obliczeniowy	wlot	wylot
Rzędna linii energii [m n.p.m.]	290,27	290,25
Rzędna zwierciadła wody [m n.p.m.]	290,12	290,11
Rzędna dla głębokości krytycznej [m]	289,68	289,63
Maksymalne napętnienie w korycie [m]	1,92	1,99
Średnia prędkość w przekroju [m/s]	1,46	1,40
Powierzchnia przepływu [m ²]	18,35	19,14
Liczba Frouda w korycie	0,33	0,32
Światło poziome mostu [m]	15,0	
Rzędna linii energii powyżej mostu [m n.p.m.]	290,28	
Rzędna zwierciadła wody powyżej mostu [m n.p.m.]	290,15	
Przepływ Q [m ³ /s]	26,71	
Zmiana energii na moście [m]	0,12	
Zmiana lustra wody na moście [m]	0,11	
Całe światło mostu [m ²]	32,98	
Średnia prędkość pod mostem [m/s]	1,46	

Minimalna rzędna spodu konstrukcji mostowej w osi mostu.

$$Z_k = Z_s + H_{wt} + \Delta h \text{ [m n.p.m.]}$$

gdzie:

- Z_s - rzędna spiętrzonej wody przed mostem (rzędna dna plus wysokość wody spiętrzonej przed mostem),
- H_{wt} - wysokość fali wiatrowej (nie uwzględniono)
- Δh - wolna przestrzeń – 0,50 m

$$Z_k = 290,15 + 0,50 = 290,65 \text{ m n.p.m.}$$

Rzędna ta nie uwzględnia ewentualnego przejazdu pod mostem i warunków przejścia dla zwierząt.

6 Zestawienie końcowe.

Z uwagi na konieczność posadowienia przepustów z minimalnym spadkiem 0,5% część przepustów zagłębiono poniżej dna cieków lub rowów. Rozwiązanie takie zastosowano również na płytkich rowach lub ciekach w celu umożliwienia ich przyszłej konserwacji lub przebudowy. Tym samym wymiary obiektów zaproponowano odpowiednio zwiększyć, aby zachować minimalne obliczone światła. Kierowano się przy tym również zasadą, że przyjęte wymiary obiektów stałych nie powinny być mniejsze niż istniejące obiekty zabudowane w tym przekroju i były dostosowane do typowych wymiarów stosowanych powszechnie w budownictwie.

Część obiektów zostanie zintegrowana z przejściami dla małych zwierząt i płazów co prawdopodobnie będzie wymagało zwiększenia ich wymiarów.

Obliczenia przeprowadzono dla założonych parametrów przekroju poprzecznego i podłużnego koryta cieków i rowów (szerokość i spadek dna, nachylenie skarp oraz szorstkość). Jeśli w trakcie prowadzenia prac projektowych okaże się, że parametry te uległy zmianie obliczenia należy powtórzyć i odpowiednio skorygować.

Tabela nr 19. Zestawienie minimalnych wymiarów obiektów.

L.p.	Ciek lub rów	Droga	Km drogi	Rodzaj obiektu	Wymiary minimalne	
					obliczone	proponowane
1	2	3	4	5	6	7
1.	Rów bez nazwy RBN1	DW789	22+908	Przepust rurowy	D 1,0	D 1,0
2.	Rów melioracyjny R-4	DW789	23+070	Przepust rurowy	D 1,4	D 1,5 ²⁾
3.	Rzeka Boży Stok	DW789	23+627	Przepust rurowy	D 1,0	D 1,0
4.	Rzeka Sarni Stok	DW789	27+760	Most stały	L=5,0 rz.s. 295,41	L=5,0 rz.s. 295,41
5.	Rzeka Boży Stok	DW789	29+115	Most stały	L=25,0 rz.s. 290,84	L=26,0 ³⁾ rz.s. 291,20 ³⁾
6.		DW789	29+115	Most tymczasowy	L=15,0 rz.s. 290,65	L=15,0 rz.s. 290,65
7.	Rów bez nazwy RBN2	DW789	29+200	Przepust ramowy	-	b x h 0,8 x 1,0 ¹⁾
8.	Rów melioracyjny R-C	DW789	30+870	Przepust ramowy	b x h 2,3 x 1,0	b x h 2,5 x 2,2 ³⁾
9.	Rów melioracyjny R-B	DW789	31+125	Przepust ramowy	b x h 3,0 x 1,0	b x h 3,0 x 1,0
10.	Rów melioracyjny R-A	DW721	32+305	Most stały	L=2,3 rz.s. 291,80	L=2,3 rz.s. 291,80
11.				Most tymczasowy	L=1,7 rz.s. 291,68	L=1,7 rz.s. 291,68
12.	Rów melioracyjny R-A1	DW789	33+600	Most stały	L=1,8 rz.s. 301,49	L=4,5 ³⁾ rz.s. 302,65 ³⁾
13.				Most stały pod chodnikiem	L=1,8 rz.s. 301,25	L=4,5 ⁴⁾ rz.s. 301,25
14.				Most tymczasowy	L=1,6 rz.s. 301,08	L=1,6 rz.s. 301,28
15.	Rów bez nazwy RBN3	chodnik przy DW789	33+900	Przepust rurowy	-	D 0,8 ¹⁾
16.	Rów bez nazwy RBN4	DW789	34+050	Przepust ramowy	b x h 1,0 x 1,0	b x h 1,0 x 1,0

¹⁾ przyjęto minimalne wymagane światło przepustu z uwagi na fakt, iż przepływ był trudny do oszacowania;

²⁾ wymiar zwiększono w dostosowaniu do typowych wymiarów przepustów powszechnie stosowanych w budownictwie;

³⁾ wymiar zwiększono w dostosowaniu do wymiarów obiektu istniejącego;

⁴⁾ wymiar zwiększono w dostosowaniu do wymiarów obiektu istniejącego pod drogą główną.

b – szerokość, h – wysokość dla przepustu ramowego [m]

D – średnica dla przepustu rurowego [m]

L – światło poziome obiektu mostowego [m]

rz.s. – rzędna spodu konstrukcji mostowej w osi mostu [m]

ZAŁĄCZNIKI