

# Wytyczne projektowania urządzeń do odwodnienia dróg zamiejskich i ulic

## Część 1: Wymagania podstawowe

01.1-2023.11.28

Wzorce i standardy  
rekomendowane przez  
Ministra właściwego ds. transportu

# WR-D-71-1

**WR-D-71-1**

**Wytyczne projektowania urządzeń do odwodnienia dróg zamiejskich i ulic. Część 1:  
Wymagania podstawowe**

Wersja: **01.1**

Obowiązuje od: **2023.11.28**

Rekomendował: **Minister Infrastruktury w dniu 28 listopada 2023 r. (DDP-4.0600.1.2023)**

Wzorce i standardy rekomendowane przez Ministra właściwego ds. transportu:

- 1) nie stanowią przepisów techniczno-budowlanych, ale stanowią jeden ze zbiorów zasad wiedzy technicznej w rozumieniu ustawy – Prawo budowlane,
- 2) zgodnie z ustawą o drogach publicznych przeznaczone są do dobrowolnego stosowania,
- 3) nie zwalniają osób wykonujących samodzielne funkcje techniczne w budownictwie z odpowiedzialności zawodowej.

Opracował Zespół w składzie:

Janusz Bohatkiewicz, Stanisław Gaca, Paweł Licznar, Jacek Zalewski

Koordynator zamówienia: Stanisław Gaca

Jednostka odpowiedzialna:

Ministerstwo Infrastruktury, Departament Dróg Publicznych

ul. Chałubińskiego 4/6, 00-968 Warszawa

© Skarb Państwa – Minister Infrastruktury

Zdjęcie na okładce © Stanisław Gaca

Opracowanie sfinansowano ze środków Funduszu Spójności w ramach działania 2.1 Programu Operacyjnego Pomoc Techniczna 2014-2020



Rzeczpospolita  
Polska

Unia Europejska  
Fundusz Spójności



# Spis treści

## 1. Przedmiot i zakres stosowania

## 2. Wykaz opracowań powołanych

- 2.1. Akty prawne
- 2.2. Normy
- 2.3. Pozostałe opracowania

## 3. Definicje i objaśnienia skrótów

- 3.1. Definicje
- 3.2. Symbole

## 4. Ogólne zasady projektowania odwodnienia

- 4.1. Cele i funkcje systemu odwodnienia
- 4.2. Elementy systemu odwodnienia
- 4.3. Dane i ogólne wymagania w projektowaniu systemów odwodnienia
  - 4.3.1. Podstawowe dane do projektowania
  - 4.3.2. Ogólne wymagania w projektowaniu

## 5. Podstawy wymiarowania urządzeń do odwodnienia

- 5.1. Podstawowe charakterystyki opadów i zlewni
  - 5.1.1. Natężenia i prawdopodobieństwa opadów miarodajnych
  - 5.1.2. Współczynniki spływu
  - 5.1.3. Współczynniki filtracji gruntu
- 5.2. Obliczanie miarodajnego odpływu wód opadowych z pasa drogowego i z przyległych terenów do wymiarowania urządzeń do odwodnienia
  - 5.2.1. Założenia podstawowe do obliczeń miarodajnego odpływu wód opadowych do wymiarowania sieci odwadniających
  - 5.2.2. Algorytm obliczeniowy miarodajnego odpływu wód opadowych do wymiarowania sieci odwadniających
  - 5.2.3. Hydrauliczne kryteria doboru urządzeń do odwodnienia
- 5.3. Dobór wpustów deszczowych i obliczenia ścieków przykrawężnikowych
  - 5.3.1. Wymiarowanie rozstawu wpustów deszczowych
  - 5.3.2. Obliczanie przepustowości ścieków przykrawężnikowych
- 5.4. Obliczanie objętości zbiorników retencyjnych i infiltracyjnych
  - 5.4.1. Bilansowanie miarodajnych dopływów i odpływów wód opadowych
  - 5.4.2. Odpływ wód opadowych i roztopowych
- 5.5. Obliczanie urządzeń infiltracji rozproszonej
- 5.6. Odprowadzanie wód opadowych i roztopowych
  - 5.6.1. Wymagania dotyczące jakości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych do odbiorników z pasa drogowego
  - 5.6.2. Zasady ogólne odprowadzania wód opadowych i roztopowych
  - 5.6.3. Obliczenia czasu i ilości odprowadzanych wód opadowych lub roztopowych

## 6. Zalecany zakres zawartości projektu odwodnienia

### Załącznik. Przykładowe obliczenia objętości zbiorników wód opadowych i roztopowych

Zbiornik infiltracyjny

Zbiornik retencyjny



# 1. Przedmiot i zakres stosowania

- (1) Wytyczne projektowania urządzeń do odwodnienia dróg zamiejskich i ulic składają się z dwóch części, obejmujących swym zakresem:
- wymagania podstawowe (WR-D-71-1),
  - odwodnienie powierzchniowe i wgłębne (WR-D-71-2).
- (2) Przedmiotowe wytyczne zawierają podstawowe wymagania projektowania urządzeń do odwodnienia dróg zamiejskich i ulic w następującym zakresie:
- systematyka urządzeń do odwodnienia,
  - ogólne wymagania do projektowania urządzeń do odwodnienia,
  - dane i metoda obliczania miarodajnych odpływów wody ze zlewni,
  - wymiarowanie urządzeń do odwodnienia z uwagi na miarodajne przepływy wody,
  - odprowadzanie wód opadowych lub roztopowych,
  - zalecany zakres zawartości projektu odwodnienia.
- (3) Celem wytycznych jest:
- ujednoczenie zasad wyboru i wymiarowania urządzeń do odwodnienia dróg zamiejskich i ulic z wykorzystaniem współczesnej wiedzy na temat opadów deszczu i wód roztopowych,
  - wprowadzanie rozwiązań w zakresie zagospodarowania wód opadowych i roztopowych zgodnych z zasadami zrównoważonej gospodarki wodnej.
- (4) Wytyczne są przeznaczone do stosowania przez osoby i podmioty zajmujące się projektowaniem dróg publicznych, firmy wykonawcze, zarządców dróg publicznych oraz organy administracji architektoniczno-budowlanej i nadzoru budowlanego.
- (5) Zaleca się, aby wytyczne były stosowane przy wykonywaniu:
- prac studialnych związanych z rozbudową lub przebudową układu drogowego,
  - studiów wykonalności dotyczących infrastruktury transportowej,
  - koncepcji programowych dotyczących infrastruktury transportowej,
  - projektów budowlanych i wykonawczych dotyczących budowy i przebudowy dróg.



## 2. Wykaz opracowań powołanych

### 2.1. Akty prawne

- [1] Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej (Dz. Urz. UE L 327, 22.12.2000, s. 1, z późn. zm.).
- [2] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej z dnia 12 lipca 2019 r. w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego oraz warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu do wód lub do ziemi ścieków, a także przy odprowadzaniu wód opadowych lub roztopowych do wód lub do urządzeń wodnych (Dz. U. z 2019 r. poz. 1311).
- [3] Rozporządzenie Ministra Rozwoju z dnia 11 września 2020 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz. U. z 2022 r. poz. 1679).
- [4] Rozporządzenie Ministra Rozwoju i Technologii z dnia 20 grudnia 2021 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego (Dz. U. z 2021 r. poz. 2454).
- [5] Rozporządzenie Rady Ministrów dnia 10 września 2019 r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko (Dz. U. z 2019 r. poz. 1839, z późn. zm.).
- [6] Ustawa z dnia 20 lipca 2017 r. – Prawo wodne (Dz. U. z 2023 r. poz. 1478, z późn. zm.).

### 2.2. Normy

- [7] PN-EN ISO 14688-1:2018-05 Rozpoznanie i badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczenie i opis.
- [8] PN-EN ISO 14688-2:2018-05 Rozpoznanie i badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.

### 2.3. Pozostałe opracowania

- [9] Edel R., Odwodnienie dróg. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności. Warszawa, 2022.
- [10] Edel R., Suligowski Z., Wpływ parametrów wpustów deszczowych na sprawność odwodnienia powierzchniowego dróg i ulic. Politechnika Gdańska – monografia WBWiŚ. Gdańsk, 2004.
- [11] Richtlinien für Entwässerung von Straßen. REwS – Ausgabe 2021, FGSV 539, FGSV Verlag. Köln, 2022.





## 3. Definicje i objaśnienia skrótów

### 3.1. Definicje

**Chłonność odbiorników wody** – zdolność odbiorników do przejmowania i gromadzenia wody odpowiadająca ich przepustowości lub pojemności, z ograniczeniami wynikającymi z dopuszczalnych ładunków zanieczyszczeń z drogi, jakie mogą być odprowadzane bez naruszenia wymaganego stanu wód odbiornika.

**Deszcz miarodajny** – deszcz o natężeniu będącym podstawą projektowania urządzeń do odwodnienia, wyznaczony na podstawie lokalnego modelu opadowego dla zadanej częstości występowania i przyjętego czasu trwania.

**Drenaż** – system urządzeń do odwodnienia, którego celem jest ochrona konstrukcji drogi i podłoża przez grawitacyjne odprowadzenie wody infiltracyjnej przedostającej się w głąb nawierzchni drogowej i korpusu drogowego oraz przejmowanie i odprowadzanie wody gruntowej.

**Drenaż przyporowy** – pionowa warstwa filtracyjna, układana prostopadle do skarpy wykopu w celu zwiększenia stateczności tej skarpy dzięki odprowadzeniu napływającej wody gruntowej.

**Drenaż rozsączający** – układ drenów, ułożonych pod powierzchnią terenu, którymi wody wstępnie oczyszczone są równomiernie rozprowadzane w gruncie.

**Drenaż skarpowy** – warstwa filtracyjna lokalizowana na skarpie, odporna na warunki atmosferyczne, najczęściej z dodatkowymi rurami drenażowymi do zbierania i odprowadzania niezwiązanej wody gruntowej.

**Infiltracja** – wsiąkanie wody pochodzącej z opadów atmosferycznych, z cieków i zbiorników powierzchniowych oraz z kondensacji pary wodnej, z powierzchni terenu do strefy aeracji, a następnie do strefy saturacji (w podłoże gruntowe).

**Infiltracja rozproszona (niescentralizowana)** – odprowadzanie wód pochodzących z opadu atmosferycznego do gruntu w miejscu wystąpienia opadu atmosferycznego lub też w bezpośrednim jego sąsiedztwie. Infiltracja rozproszona może być realizowana przez wsiąkanie powierzchniowe lub z użyciem urządzeń, takich jak np.: muldy i rowy chłonne, studnie chłonne.

**Infiltracja zbiorcza (scentralizowana)** – zbiorcze odprowadzanie dużych objętości wód pochodzących z opadu atmosferycznego, odprowadzanych z większego obszaru zlewni z wykorzystaniem np. dużych zbiorników infiltracyjnych otwartych lub podziemnych, gdzie stosunek powierzchni zredukowanej spływu do powierzchni rozsączania przekracza 15.

**Kanalizacja deszczowa** – system kanałów podziemnych oraz studni wpustowych i rewizyjnych służących do odprowadzenia wód opadowych i roztopowych.

**Kolektor** – rura kanalizacyjna, która zbiera i przekazuje wodę dopływającą z rur o mniejszych średnicach i kieruje ją do odbiornika.

**Mulda** – płytki rów o łagodnych skarpach i zaokrąglonym dnie.

**Odbiornik wód opadowych lub roztopowych** – wody powierzchniowe, urządzenia wodne, systemy kanalizacyjne lub grunty, do których odprowadzane są wody pochodzące z opadów atmosferycznych.

**Odwodnienie powierzchniowe** – rozwiązania mające na celu odprowadzenie wód opadowych i roztopowych z powierzchni pasa drogowego oraz, w niektórych przypadkach, także wód napływających z przyległych do niego terenów.

**Odwodnienie wgłębne** – rozwiązania mające na celu odprowadzenie wód infiltrujących w głąb korpusu drogowego, a także przejmowanie i odprowadzanie wody gruntowej zagrażającej konstrukcji drogi.

**Przykanalik** – kanał łączący wpust deszczowy z siecią kanalizacji deszczowej, względnie ogólnospławnej.

**Retencja wody** – czasowe zatrzymanie lub ograniczenie prędkości (spowolnienie) obiegu wody. Zjawisko naturalne, względnie zamierzone działanie, polegające na sztucznym zatrzymaniu wody na powierzchni, w zbiornikach otwartych, zamkniętych lub w samym gruncie.

**Rów** – koryto prowadzące wodę w sposób ciągły lub okresowy przeznaczone do zbierania i odprowadzania spływów powierzchniowych.

**Rów chłonny (infiltracyjny)** – rów wykonany jako konstrukcja z przepuszczalnymi powierzchniami bocznymi lub przepuszczalnym dnem, umożliwiający częściowe lub całkowite odprowadzenie zebranej wody do wodoprzepuszczalnych warstw gruntu.

**Studnia chłonna** – studnia z przepuszczalnym dnem lub powierzchnią boczną, która pozwala na infiltrację zebranej wody do przepuszczalnych warstw gruntu.

**Studnia kanalizacyjna** – element kanalizacji deszczowej. Studnia kanalizacyjna może pełnić funkcje studni rewizyjnej (do kontroli stanu kanalizacji), studzienki połączeniowej lub wpustu deszczowego.

**Ściek drogowy lub uliczny (rynna)** – płytkie koryto otwarte lub zamknięte z umocnionym dnem i ścianami lub ścianą, zbierające i odprowadzające wodę. Może odprowadzać wodę do odbiornika, urządzenia infiltrującego lub retencyjnego, ale też na jego długości często instaluje się wpusty deszczowe.

**Urządzenie infiltracyjne** – budowla służąca do odprowadzania wody do wodoprzepuszczalnych warstw gruntu.

**Warstwa filtracyjna** – warstwa przepuszczalna, niewrażliwa na warunki atmosferyczne i stabilna filtracyjnie w odniesieniu do graniczącego gruntu, przeznaczona do zbierania i odprowadzania niezwiązanej wody gruntowej.

**Warstwa odsączająca** – warstwa filtracyjna zapobiegająca utracie pożądanych właściwości podłoża lub dopływowi wody kapilarnej lub gruntowej do konstrukcji nawierzchni.

**Warstwa wodonośna** – warstwowane lub niewarstwowane utwory skalne przepuszczalne i nasycone wodą, wykazujące wystarczającą porowatość i przepuszczalność umożliwiającą znaczący przepływ wód podziemnych lub pobór znaczących ilości wód podziemnych.

**Woda gruntowa** – woda podziemna, która spójnie wypełnia przestrzeń otwartych porów w gruncie, nie jest związana w sieciach krystalicznych i której ruch podlega wyłącznie prawu grawitacji.

**Wodoprzepuszczalność** – właściwość warstwy lub powierzchni polegająca na przepuszczaniu wody przez otwarte pory lub szczeliny.

**Wody opadowe lub roztopowe** – wody będące skutkiem opadów atmosferycznych.

**Wpust deszczowy** – urządzenie do odbioru wody opadowej lub roztopowej i jej wprowadzenia do kanalizacji deszczowej, względnie ogólnospławnej.

**Współczynnik filtracji** – parametr wyrażający przepuszczalność gruntu dla wód podziemnych. Fizycznie wyraża prędkość filtracji przy spadku hydraulicznym równym jedności, pod warunkiem, że filtracja podlega liniowemu prawu Darcy'ego.

**Współczynnik spływu** – współczynnik wyrażający stosunek strumienia objętości odpływu powierzchniowego do strumienia objętości opadu atmosferycznego, który go wyzwał.

**Zbiornik infiltracyjny** – powierzchniowy lub podziemny zbiornik, z którego wody opadowe lub roztopowe retencjonowane w trakcie opadów podlegają w całości lub też w zdecydowanej większości infiltracji do gruntu.

**Zbiornik retencyjny** – powierzchniowy lub podziemny zbiornik, najczęściej wyposażony w specjalne urządzenia dławiące odpływ na jego wylocie, którego zasadniczą funkcją jest przechwytywanie i przetrzymywanie nadmiaru wód opadowych lub roztopowych w celach użytkowych (zbiornik o funkcji retencyjnej) lub redukcji strumienia ich odpływu oraz wydłużenia czasu odpływu (zbiornik o funkcji detencyjnej).

**Zdolność przepustowa** – strumień objętości wód opadowych lub roztopowych, który w określonych warunkach hydraulicznych może bezpiecznie przepłynąć przez element systemu odwodnienia.

**Zlewnia** – obszar hydrologicznie zamknięty, ograniczony linią wododziału lub granicami zasilania z systemu kanalizacji podziemnej, w obrębie którego zbierająca się z opadów woda formuje się w strugi wodne i odpływa do określonych odbiorników wodnych.

## 3.2. Symbole

(1) W tab. 3.2.1 zestawiono wykaz symboli użytych w niniejszych wytycznych wraz z odpowiednią jednostką oraz opisem.

**Tab. 3.2.1. Wykaz zastosowanych symboli**

Symbol	Jednostka	Opis
A	[m <sup>2</sup> ]	pole powierzchni przekroju czynnego urządzenia do odwodnienia
A <sub>inf</sub>	[m <sup>2</sup> ]	powierzchnia infiltracji wód opadowych lub roztopowych
A <sub>inf,p</sub>	[m <sup>2</sup> ]	minimalna, niezbędna powierzchnia do zapewnienia wsiąkania powierzchniowego wód opadowych lub roztopowych
B	[m]	dopuszczalna szerokość strugi wody ścieku przykrawężnikowego przed wpustem
C	[lata]	częstość występowania deszczów miarodajnych
CN <sub>i</sub>	[-]	parametr CN (i-tej) powierzchni składowej zlewni
d	[m]	średnica wewnętrzna rurociągu
d <sub>s</sub>	[m]	średnica zewnętrzna studni
F	[ha]	powierzchnia zlewni
F <sub>i</sub>	[ha]	(i-ta) powierzchnia składowa zlewni F
f <sub>e</sub>	[-]	współczynnik bezpieczeństwa
g	[m/s <sup>2</sup> ]	przyspieszenie ziemskie
h	[m]	głębokość
I	[-]	straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia
I <sub>E</sub>	[-]	spadek linii energii
i <sub>n</sub>	[-]	spadek niwelety
i <sub>p</sub>	[-]	spadek poprzeczny ścieku przykrawężnikowego
J	[-]	spadek pomiędzy rozpatrywanym przekrojem (zamykającym zlewnię) a najdalszym punktem zlewni
k	[m]	współczynnik chropowatości zastępczej kanału
k <sub>f</sub>	[m/s]	współczynnik filtracji dla gruntu nasyconego wodą
k <sub>f,nn</sub>	[m/s]	współczynnik filtracji dla gruntu nienasyconego wodą
L	[m]	odległość od rozpatrywanego przekroju (zamykającego zlewnię) do najdalszego punktu zlewni
L <sub>u</sub>	[m]	obwód zwilżony
ld	[-]	liczba dni w roku
l <sub>i</sub>	[m]	długość (i-tego) odcinka obliczeniowego kanału
n	[m <sup>-1/3</sup> ·s]	współczynnik szorstkości
P <sub>b</sub>	[m <sup>2</sup> ]	powierzchnia ścian bocznych zbiornika
P <sub>d</sub>	[m <sup>2</sup> ]	powierzchnia dna zbiornika
P <sub>Ei</sub>	[mm]	dobowy opad efektywny dla i-tego dnia
P <sub>zw</sub>	[m]	powierzchnia zwierciadła wody w zbiorniku

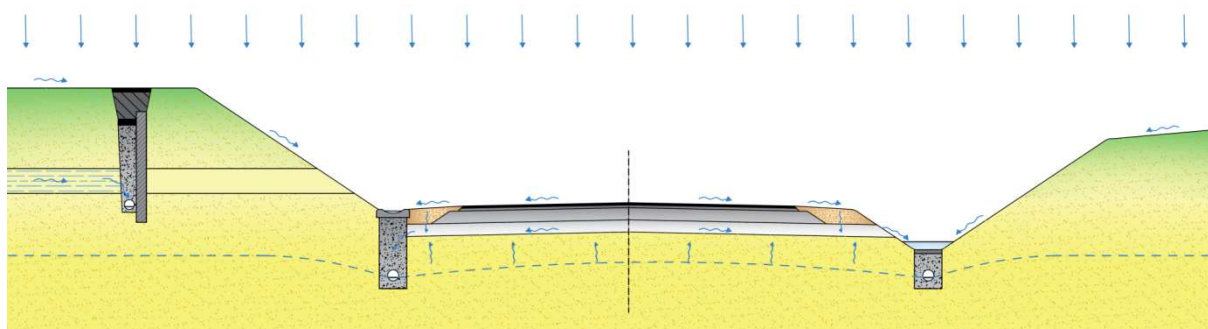
Symbol	Jednostka	Opis
p	[%]	prawdopodobieństwo występowania deszczów miarodajnych
$V_{obl}$	[m <sup>3</sup> ]	obliczeniowa objętość zbiorników retencyjnych lub infiltracyjnych
Q	[m <sup>3</sup> /s]	przepływ
$Q_c$	[dm <sup>3</sup> /s]	maksymalny możliwy przepływ wód opadowych lub roztopowych w ścieku przykrawężnikowym
$Q_i$	[dm <sup>3</sup> /s]	przepływ miarodajny (i-tego) odcinka obliczeniowego kanału
$Q_{inf}$	[dm <sup>3</sup> /s]	zdolność chłonna zbiornika infiltracyjnego wód opadowych lub roztopowych
$Q_{maxsp}$	[dm <sup>3</sup> /s]	przepływ ścieku przykrawężnikowego
$Q_o$	[dm <sup>3</sup> /s]	dławiony odpływ wód opadowych lub roztopowych ze zbiornika
$Q_r$	[dm <sup>3</sup> /s]	przepływ podstawowy ścieku (przepływ, który nie został przejęty przez analizowany wpust i zostanie odprowadzony do następnego, niżej położonego wpustu)
$Q_w$	[dm <sup>3</sup> /s]	maksymalny miarodajny dopływ wód deszczowych lub roztopowych ze zlewni wpustu
$q(t_d, C)$	[dm <sup>3</sup> /(s·ha)]	lokalne natężenie deszczu dla czasu trwania $t_d$ i dla częstości C
Re	[-]	liczba Reynoldsa
$R_h$	[m]	promień hydrauliczny
S	[mm]	potencjalna retencja zlewni
$t_d$	[min]	miarodajny czas trwania deszczu
$t_{dmin}$	[min]	minimalny czas trwania deszczu miarodajnego
$t_{kn}$	[min]	czas koncentracji terenowej spływu
$t_{pi}$	[min]	czas przepływu przez (i-ty) odcinek obliczeniowy kanału
V	[m <sup>3</sup> /rok]	roczna ilość (objętość) odprowadzanych wód opadowych lub roztopowych
$V_{min}$	[m <sup>3</sup> ]	niezbędna minimalna objętość zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego
$V_{obl}$	[m <sup>3</sup> ]	obliczeniowa objętość zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego
$V_{zb}$	[m <sup>3</sup> ]	objętość zbiornika
v	[m/s]	średnia prędkość przepływu
z	[m]	głębokość wody w studni, przy jej maksymalnym napelnieniu w trakcie cyklu infiltracji wód opadowych lub roztopowych
$\Psi_{ni}$	[-]	współczynnik spływu (i-tej) powierzchni składowej zlewni F w stanie naturalnym – przed inwestycją
$\Psi_{si}$	[-]	współczynnik spływu (i-tej) powierzchni składowej zlewni F w stanie docelowym – po inwestycji
$\lambda$	[-]	współczynnik liniowych oporów tarcia
$\nu$	[m <sup>2</sup> /s]	współczynnik lepkości kinematycznej

## 4. Ogólne zasady projektowania odwodnienia

### 4.1. Cele i funkcje systemu odwodnienia

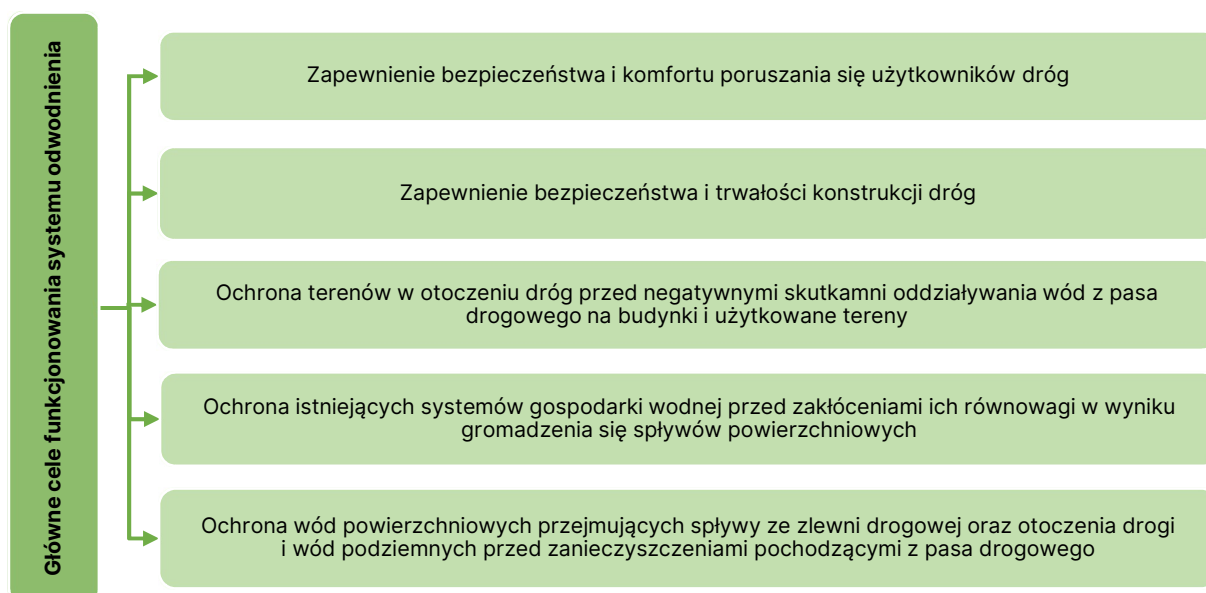
(1) Zadaniem systemu odwodnienia jest jak najszybsze i możliwie całkowite ujęcie wód spływających z: poboczy, skarp, pasa dzielącego, jezdni i innych części drogi w obrębie pasa drogowego oraz, w określonych przypadkach, po uzgodnieniu z zarządcą drogi także z przyległego terenu, jak również wód przenikających do korpusu drogi wskutek przesiąkania, podciągania kapilarnego z poziomu wody gruntowej lub przenikających do korpusu drogi w inny sposób. Ujęte wody są następnie zagospodarowywane przez ich infiltrację, retencję lub zbiorcze odprowadzenie do odbiornika.

(2) Na rys. 4.1.1 przedstawiono uproszczony schemat wód działających na konstrukcję nawierzchni oraz na części pasa drogowego, które powinny być przejmowane przez system odwodnienia.



Rys. 4.1.1. Schemat wód oddziałujących na konstrukcję nawierzchni i inne części drogi w pasie drogowym

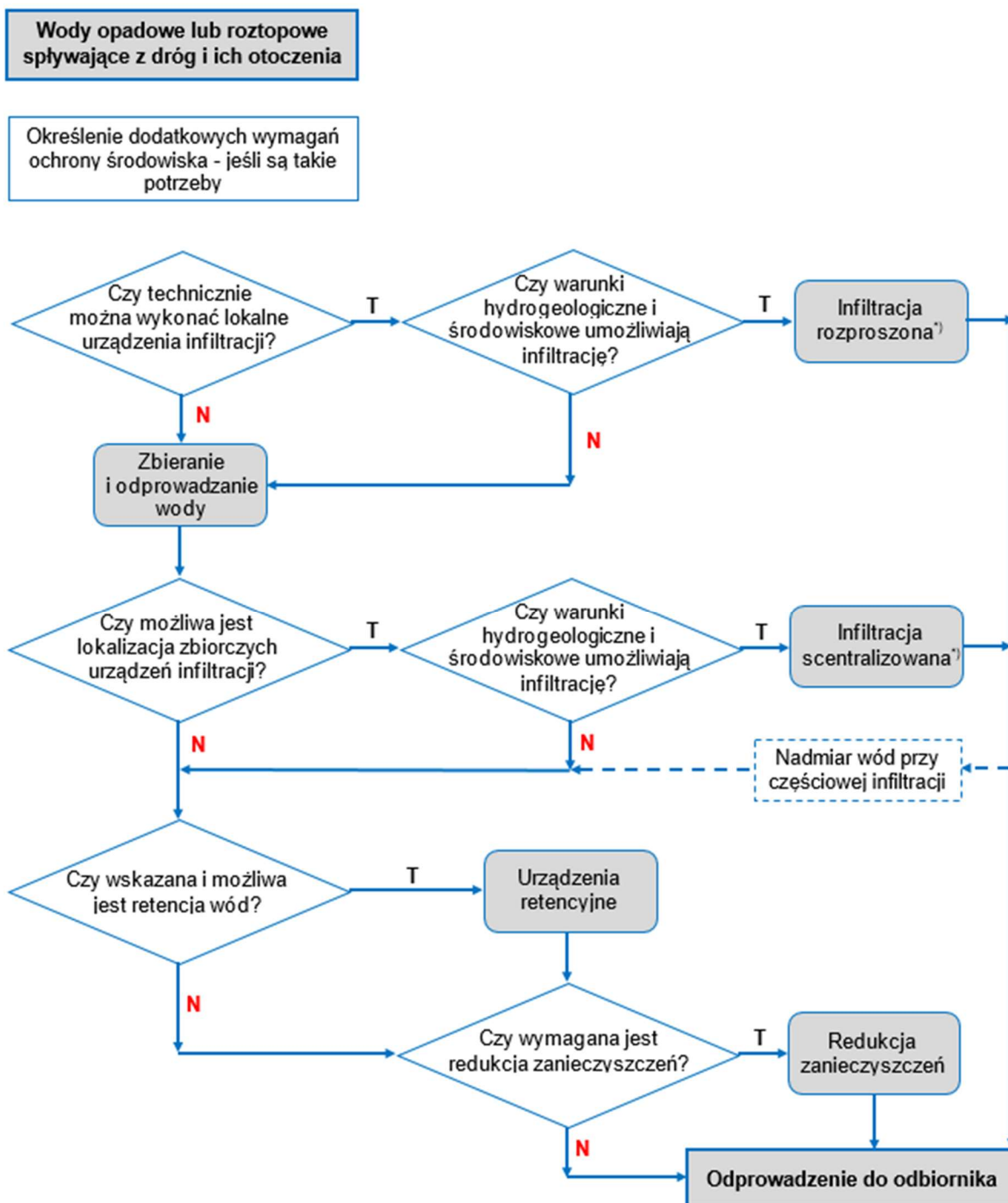
(3) Główne cele funkcjonowania systemu odwodnienia zestawiono na rys. 4.1.2.



Rys. 4.1.2. Główne cele funkcjonowania systemu odwodnienia

(4) Ochrona terenów w otoczeniu dróg jest realizowana przez takie projektowanie systemu odwodnienia, aby jego funkcjonowanie, szczególnie w przypadku wykorzystywania przelewów awaryjnych, nie powodowało negatywnych oddziaływań wody na budynki i użytkowane tereny, w tym ich zalewania.

(5) Ochrona istniejących systemów gospodarki wodnej przed zakłóceniami ich równowagi w wyniku nasilania się spływów powierzchniowych wymaga wykorzystania wszystkich istniejących możliwości infiltracji i retencji. Niezbędne urządzenia do odwodnienia określa się zgodnie ze schematem blokowym przedstawionym na rys. 4.1.3. Dobór tych urządzeń musi spełniać dodatkowe wymagania wynikające z ustawy [6] oraz rozporządzeń [2] i [5].



<sup>1)</sup> wybór rozwiązań z uwzględnieniem wymagań ochrony środowiska; możliwe są rozwiązania z częściową infiltracją i wówczas część wód jest kierowana do odbiorników naturalnych po ocenie potrzeby stosowania retencji.

**Rys. 4.1.3. Schemat blokowy wyboru sposobu odprowadzenia wód opadowych lub roztopowych (opracowanie własne na podstawie [11])**

(6) Ochrona wód powierzchniowych i podziemnych oraz gruntów przed zanieczyszczeniami pochodzącymi z pasa drogowego wymaga takiego kształtowania systemów odwodnienia, aby spełniały one wymagania dyrektywy [1], ustawy [6] oraz rozporządzeń [2] i [5]. Szczególną uwagę zwraca się na ochronę ujęć wody i obszarów ich zasilania.

(7) Unika się przecinania i łączenia wykopami lub przez budowle inżynierskie warstw wodonośnych, ponieważ może to spowodować trwałe osuszenie terenów przylegających do drogi i tym samym wywierać długoterminowe negatywne skutki w stosunku do środowiska oraz trwałości sąsiadującej zabudowy.

(8) Ze względu na uwarunkowania podane w akapitach od (3) do (6), zaleca się rozpoczęcie planowania systemu odwodnienia dróg na wczesnym etapie w procesie planowania i projektowania drogi, ponieważ wybór systemu odwodnienia zależy od wielu czynników, m.in. od dostępności gruntów, rodzaju gruntów podłoża, istniejących odbiorników wód powierzchniowych z uwzględnieniem ich stanu i chłonności, ukształtowania terenu, występowania obszarów ochrony wód itp. Wybór systemu odwadniania może mieć również wpływ na sytuacyjno-wysokościowe ukształtowanie drogi oraz wyznaczenie granic pasa drogowego.

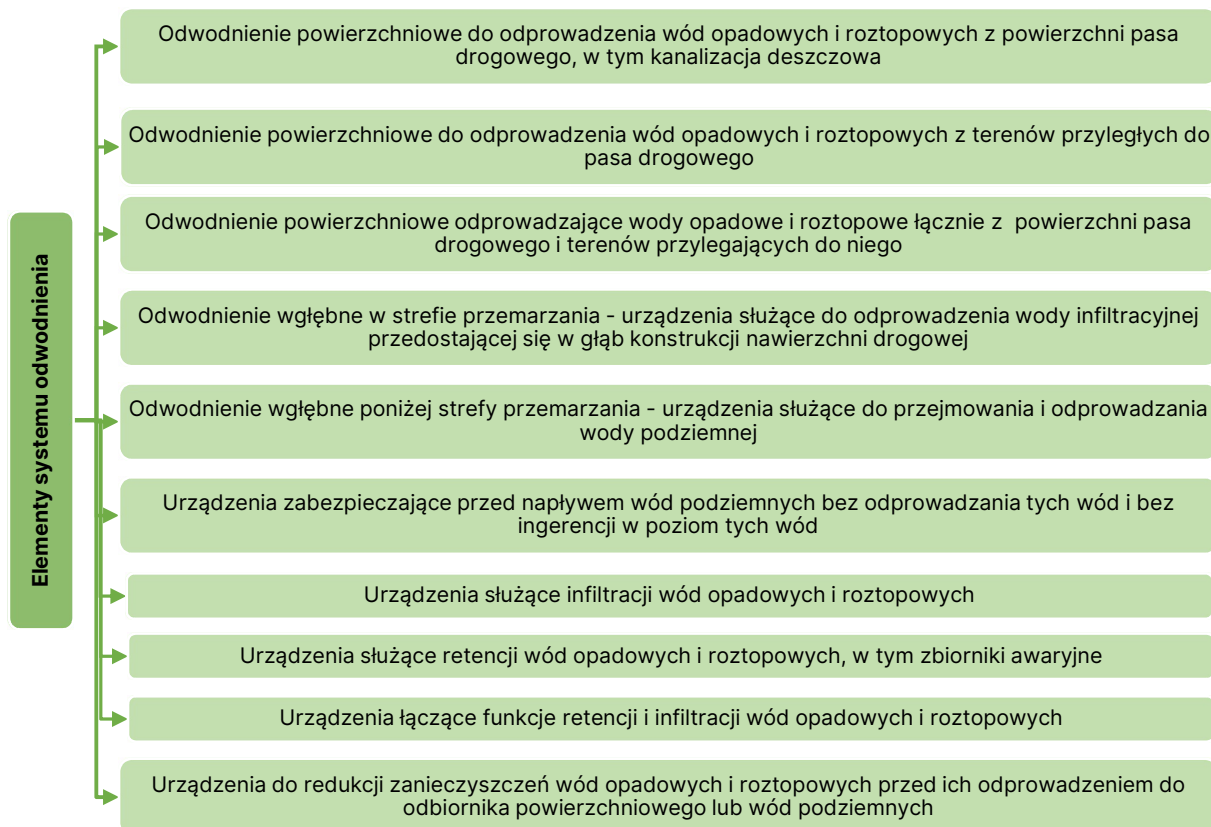
(9) Jeżeli nie jest możliwe wykorzystanie infiltracji do odprowadzenia wód opadowych lub roztopowych z pasa drogowego, to wówczas wody te są odprowadzane do wód powierzchniowych lub do kanalizacji deszczowej o przepustowości zapewniającej sprawne odprowadzenie wody i przy uwzględnieniu wymagań ochrony środowiska.

(10) Należy dążyć do redukcji natężenia odpływu wód opadowych lub roztopowych co najmniej do poziomu ich odpływu nie większego niż występującego przed zmniejszeniem wodoprzepuszczalności terenu w rezultacie zabudowy pasa drogowego.

(11) Projektując urządzenia infiltracyjne należy przewidzieć możliwość grawitacyjnego odprowadzania awaryjnego wód, które nie zdołają wsiąknąć. W tym celu można wykorzystać np. kanalizację deszczową, ścieki przejmujące spiętrzoną wodę, drenaż głęboki itp. W trudnych warunkach dopuszcza się stosowanie przepompowni.

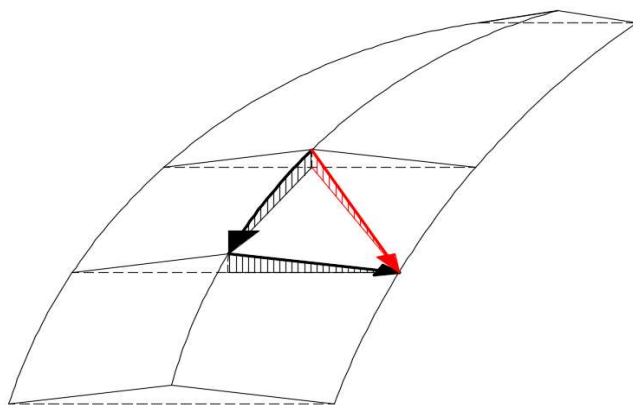
## 4.2. Elementy systemu odwodnienia

(1) Podstawowe składowe systemu odwodnienia dróg obejmują rozwiązania przedstawione na rys. 4.2.1.



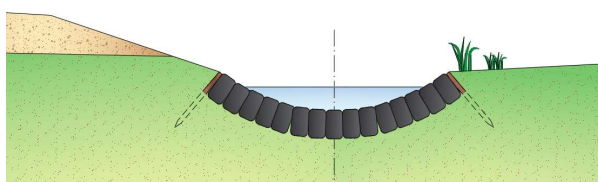
Rys. 4.2.1. Możliwe elementy systemu odwodnienia dróg

(2) Odwodnienie powierzchniowe służące do odprowadzenia wód opadowych i roztopowych z powierzchni pasa drogowego jest realizowane przez nadanie powierzchniom nawierzchni jezdni, poboczy, dróg dla pieszych, dróg dla rowerów, dróg dla pieszych i rowerów oraz powierzchniom innych części pasa drogowego pochyleń ułatwiających grawitacyjne odprowadzenie wody (rys. 4.2.2). Do odwodnienia powierzchniowego należą także muldy, rowy i ścieki wraz z wpustami deszczowymi (rys. 4.2.3). W celu zapewnienia funkcjonowania odwodnienia powierzchniowego wykorzystywane są także przepusty drogowe.

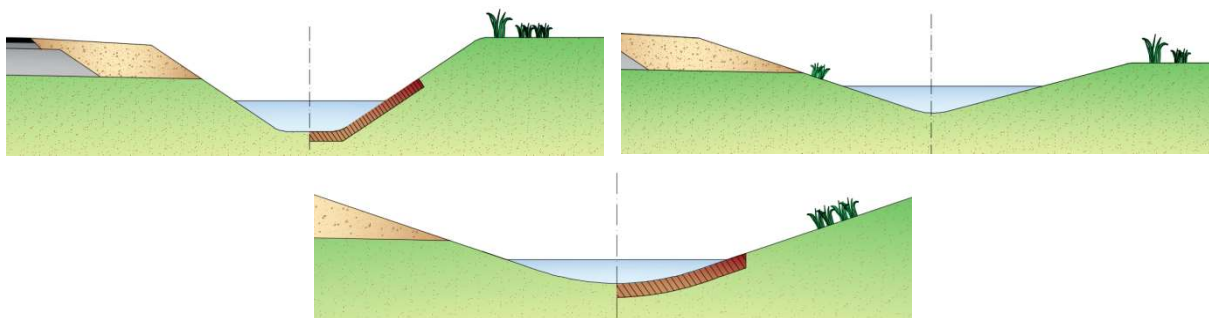


**Rys. 4.2.2. Nadawanie pochyleń podłużnych i poprzecznych powierzchniom w pasie drogowym w celu ułatwienia grawitacyjnego spływu wody**

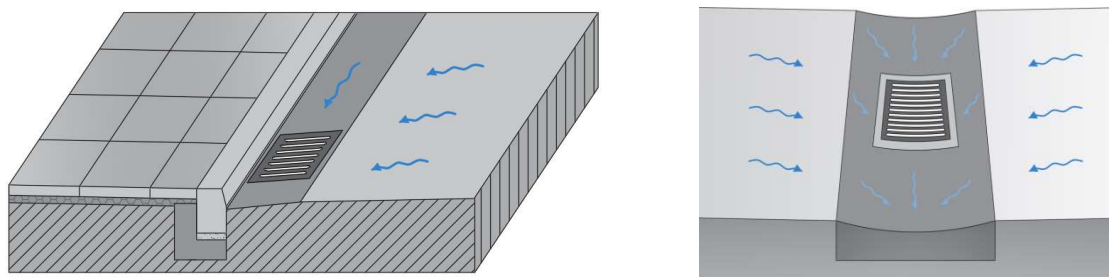
**a) mulda**



**b) rowy: trapezowy, trójkątny, opływowy**



**c) ścieki: przykrawężnikowy, muldowy**



**Rys. 4.2.3. Przykładowe schematy przekroju poprzecznego urządzeń do odwodnienia powierzchniowego**

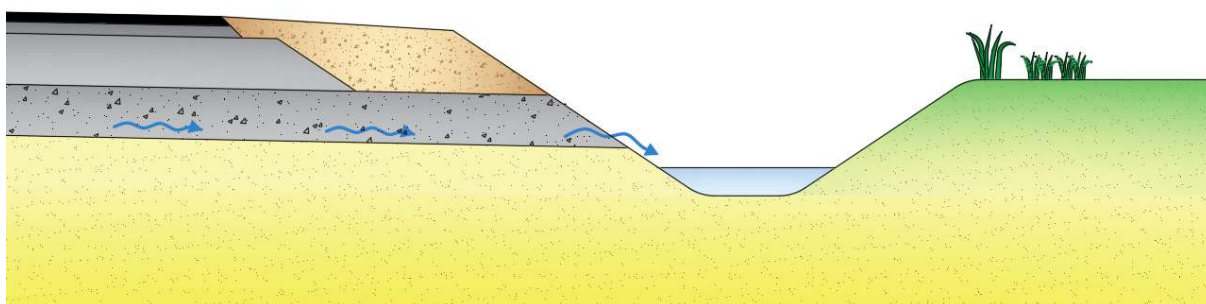


(3) Odwodnienie powierzchniowe służące do odprowadzenia wód opadowych i roztopowych z terenów przyległych do pasa drogowego może być realizowane przez urządzenia zatrzymujące wodę na granicy pasa drogowego i niestanowiące elementów odwodnienia tego pasa. Urządzeniami tymi mogą być rowy i ścieki projektowane niezależnie od odwodnienia pasa drogowego.

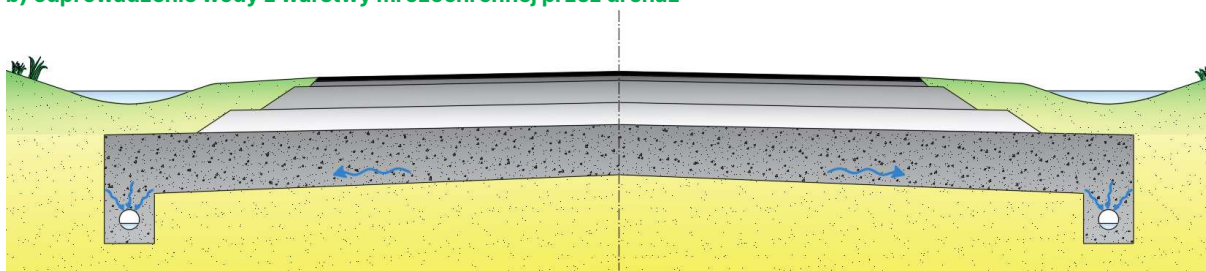
(4) Możliwe jest odwodnienie pasa drogowego wraz z jego otoczeniem za pomocą tych samych urządzeń zlokalizowanych w pasie drogowym za zgodą i na warunkach określonych przez zarządcę drogi.

(5) Odwodnienie wgłębne w strefie przemarzania realizowane jest przez różne formy odprowadzenia wody z warstw odsączających i mrozochronnych konstrukcji nawierzchni (rys. 4.2.4).

**a) odprowadzenie wody z warstwy odsączającej przez sączek poprzeczny**



**b) odprowadzenie wody z warstwy mrozochronnej przez drenaż**

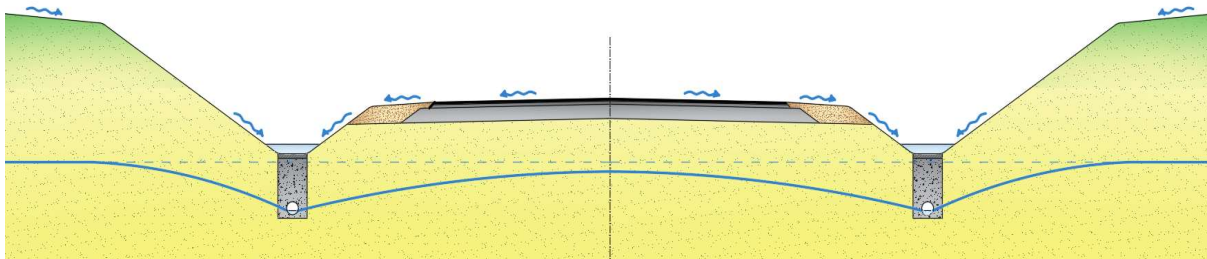


**Rys. 4.2.4. Przykładowe schematy odprowadzenia wody z warstw odsączających i mrozochronnych konstrukcji nawierzchni**

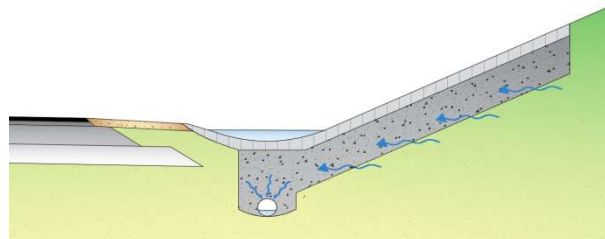
(6) Odwodnienie wgłębne poniżej strefy przemarzania realizowane jest przez różne formy drenażu przejmującego wody gruntowe. Podstawowe rozwiązania drenażu związane są z (rys. 4.2.5):

- a) obniżaniem poziomu wody podziemnej,
- b) przejmowaniem wody z warstw wodonośnych przecinających drogą budowlę ziemną,
- c) zabezpieczeniami w terenach osuwiskowych.

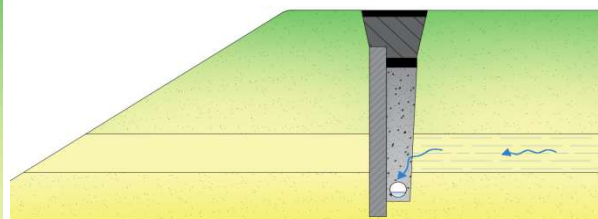
a) obniżenie zwierciadła wody gruntowej



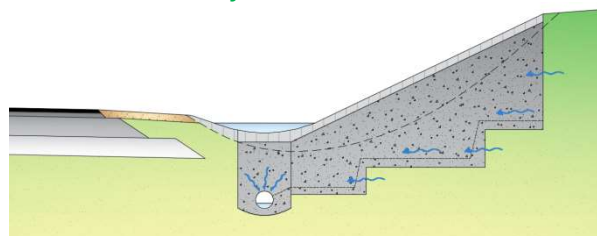
b) drenaż skarpowy



c) drenaż odcinający

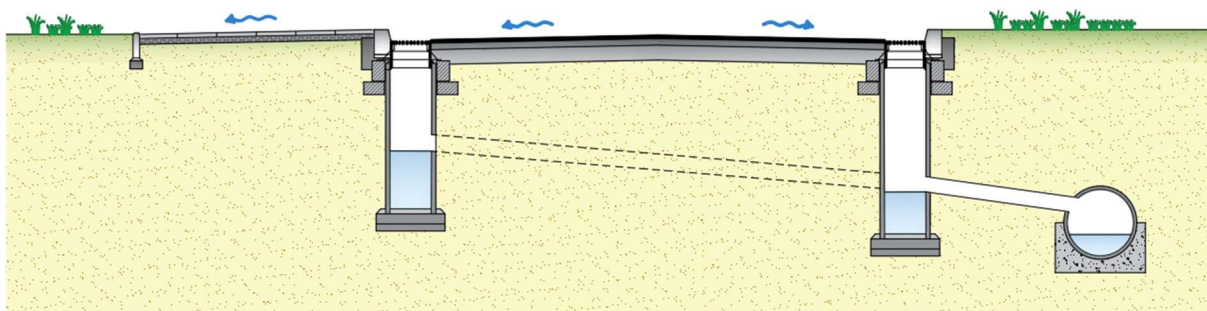


d) drenaż zabezpieczający w terenach osuwiskowych



Rys. 4.2.5. Przykładowe schematy drenażu przejmującego wody gruntowe

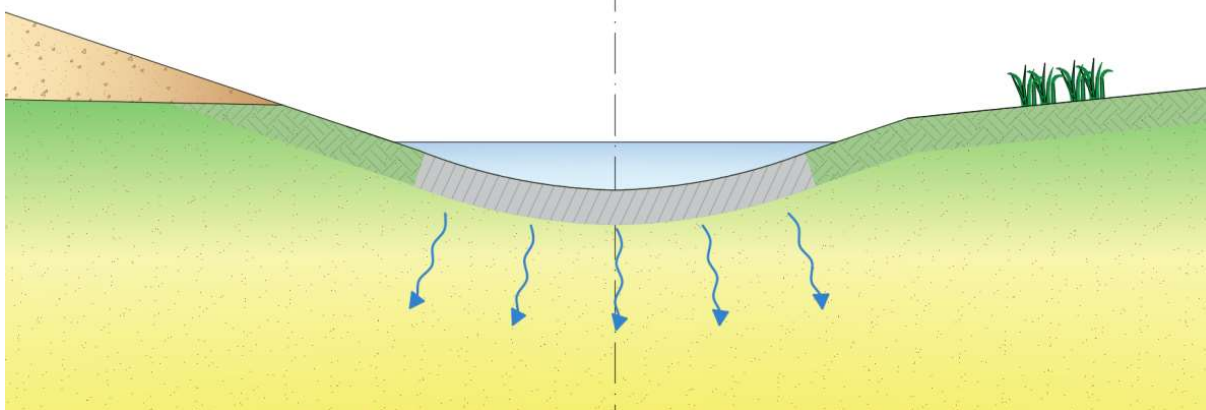
(7) Kanalizacja deszczowa służy do zbierania i odprowadzania wód powierzchniowych, a w szczególnych przypadkach także wód gruntowych. Wody opadowe są przejmowane za pomocą wpustów deszczowych i przykanalikami kierowane do kanałów deszczowych. Kanały te mogą przejmować także wody z rowów przydrożnych przez studnie kontrolno-wpadowe, usytuowane zwykle w najniższym punkcie dna rowu. Do kanałów mogą być kierowane także wody z odwodnienia wglębnego (rys. 4.2.6).



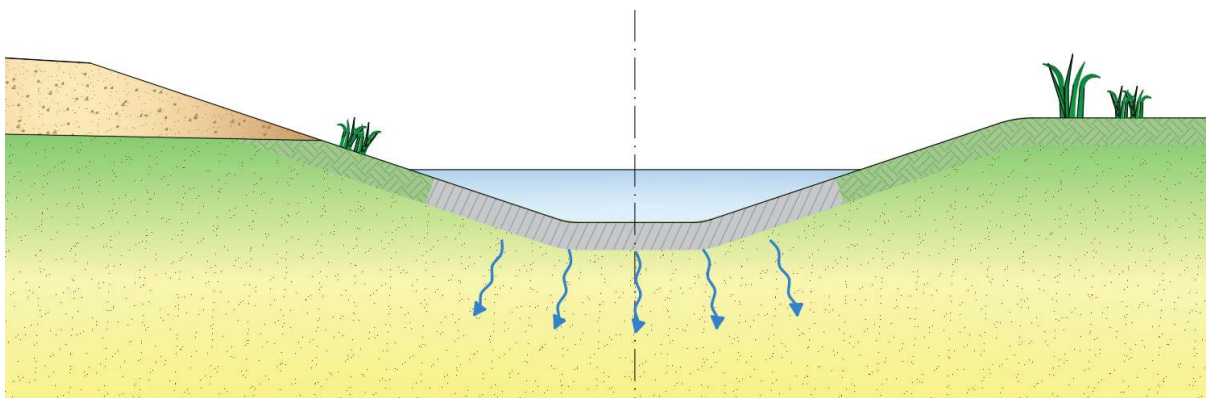
Rys. 4.2.6. Przykładowy schemat rozmieszczenia przewodów kanalizacyjnych i wpustów deszczowych w przekroju ulicy

- (8) Urządzenia służące infiltracji wód opadowych mogą funkcjonować jako urządzenia:
- a) rozproszone o ograniczonej zdolności infiltracji, w tym muldy i rowy infiltracyjne, studnie chłonne (rys. 4.2.7),
  - b) zbiorcze – zbiorniki infiltracyjne oraz zbiorniki retencyjno-infiltracyjne (rys. 4.2.8) wyposażone w przelewy awaryjne, o ile jest to potrzebne i możliwe.

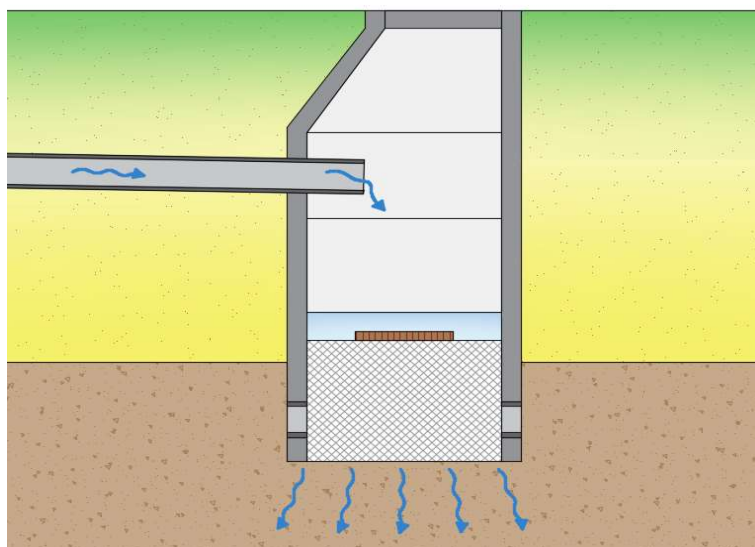
a) mulda chłonna



b) rów chłonny

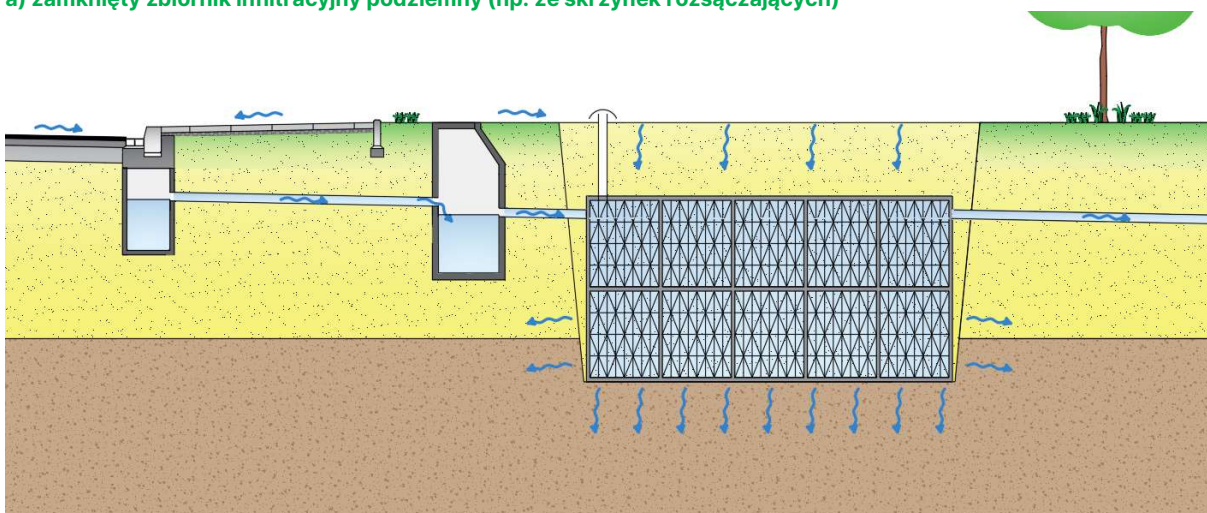


c) studnia chłonna

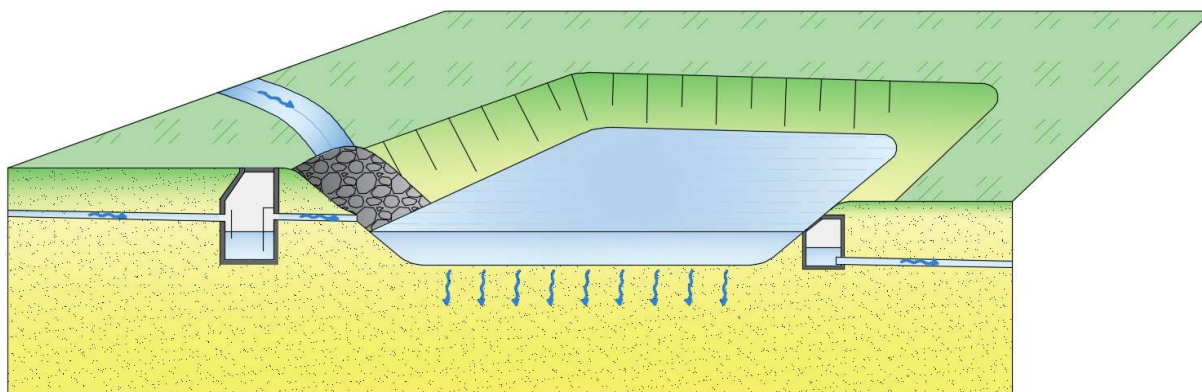


Rys. 4.2.7. Schematy przykładowych urządzeń do rozproszonej infiltracji

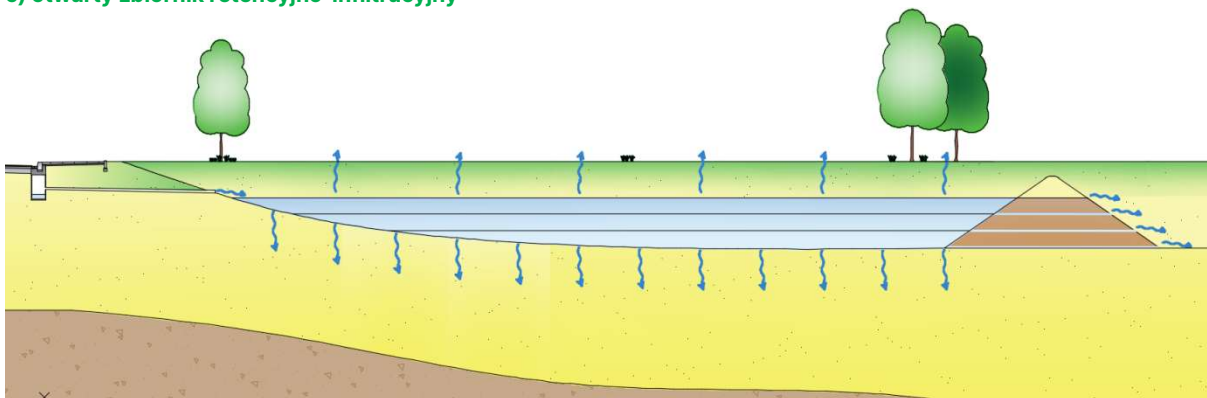
a) zamknięty zbiornik infiltracyjny podziemny (np. ze skrzynek rozsączających)



b) otwarty zbiornik infiltracyjny



c) otwarty zbiornik retencyjno-infiltracyjny

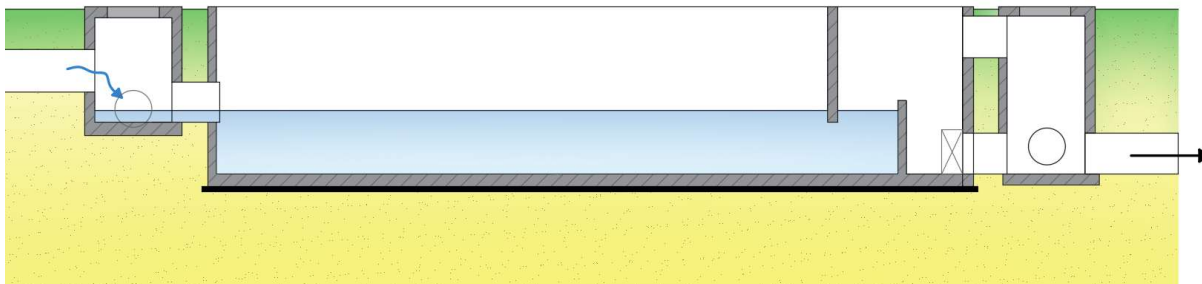


Rys. 4.2.8. Przykładowe schematy zbiorników infiltracyjnych oraz zbiorników retencyjno-infiltracyjnych

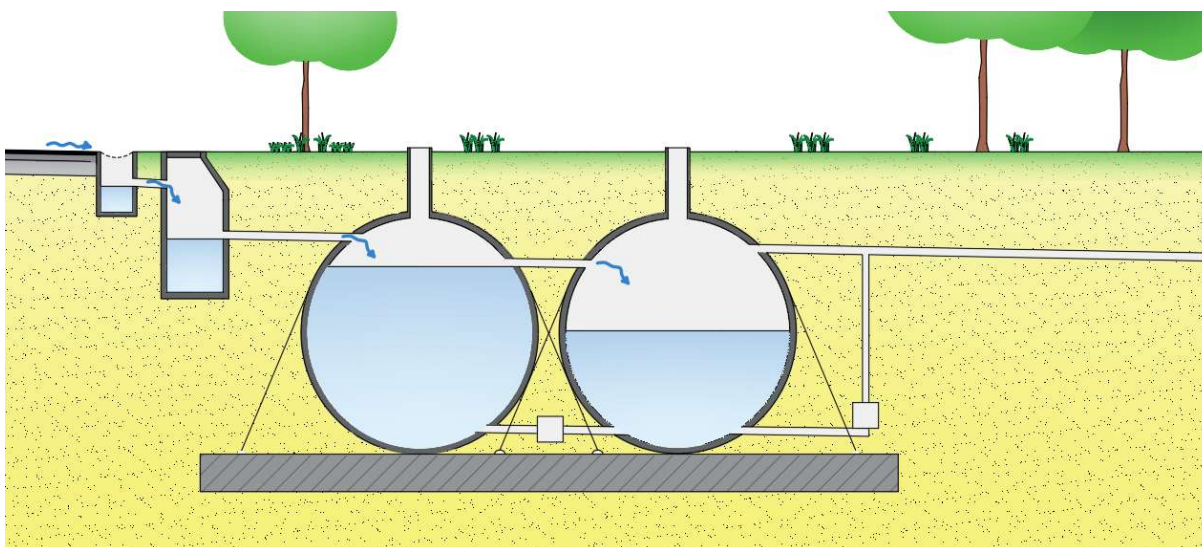
(9) Urządzenia służące retencji wód opadowych umożliwiają zatrzymanie części spływu w celu wydłużenia czasu i redukcji natężenia odpływu ze zlewni wód opadowych lub roztopowych do systemu odwodnienia o mniejszej przepustowości lub do odbiornika wód opadowych. Urządzenia do retencji wód opadowych dzielą się na:

- a) zbiorniki otwarte (rys. 4.2.9a),
- b) zbiorniki zamknięte (rys. 4.2.9b),
- c) muldy i rowy z dodatkową funkcją retencyjną,
- d) kanały deszczowe z dodatkową funkcją retencyjną.

**a) zbiornik retencyjny otwarty**



**b) zbiornik retencyjny zamknięty**



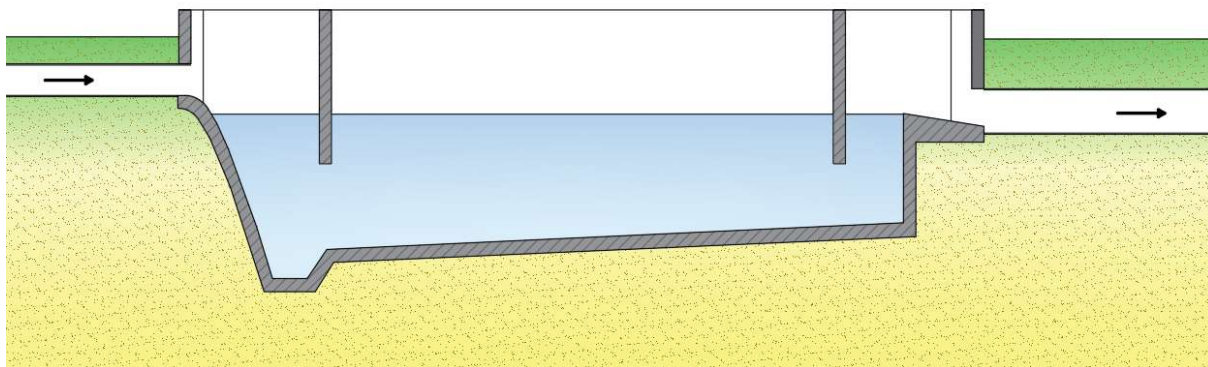
**Rys. 4.2.9. Przykładowe schematy zbiorników służących retencji wód opadowych i roztopowych**

(10) Połączenie funkcji urządzeń służących infiltracji z funkcją retencji wód opadowych zwykle jest stosowane w przypadkach, gdy wydajność urządzeń infiltracyjnych nie jest wystarczająca i konieczne jest skierowanie nadmiaru wód do innych odbiorników wód lub gdy planowane jest wykorzystanie nadmiaru odprowadzanych wód opadowych. Połączenie funkcji urządzeń służących infiltracji z funkcją retencji wód opadowych jest także sposobem na ograniczenie wielkości zbiorników.

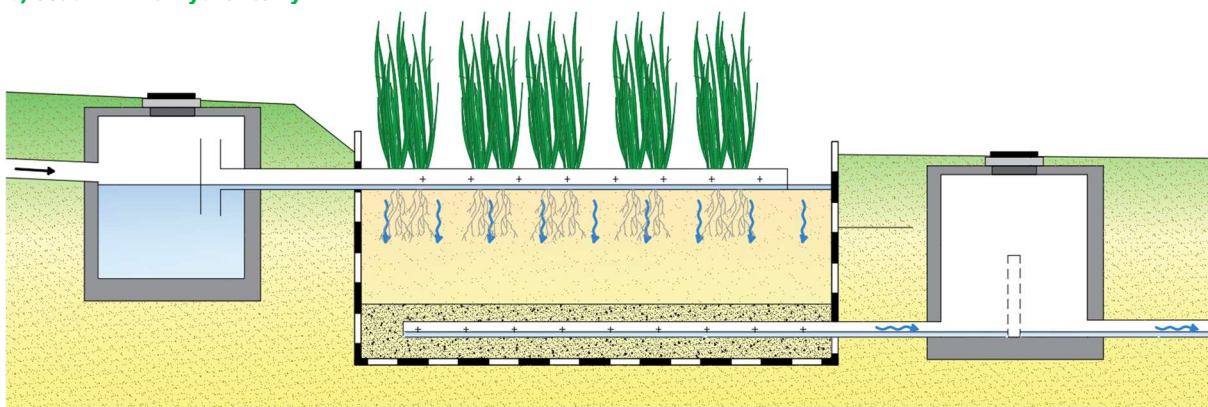
(11) Urządzenia do redukcji zanieczyszczeń wód opadowych umożliwiają obniżenie stężenia zawiesiny ogólnej oraz oddzielenie zanieczyszczeń ropopochodnych, tak aby ich stężenia nie przekraczały dopuszczalnych wartości określonych w rozporządzeniu [2]. Urządzeniami tymi mogą być:

- a) osadniki (rys. 4.2.10a),
- b) oczyszczalnie biologiczne (rowy z przegrodami, muldy i powierzchnie trawiaste, oczyszczalnie korzeniowe, stawy retencyjno-infiltracyjne, wszystkie obiekty seminaturalne) (rys. 4.2.10b),
- c) podczyszczalnie mechaniczne (osadniki, separatory substancji ropopochodnych, zbiorniki retencyjno-sedymentacyjne lub retencyjno-filtracyjne) (rys. 4.2.10c),
- d) urządzenia odcinające odpływ substancji niebezpiecznych do odbiornika.

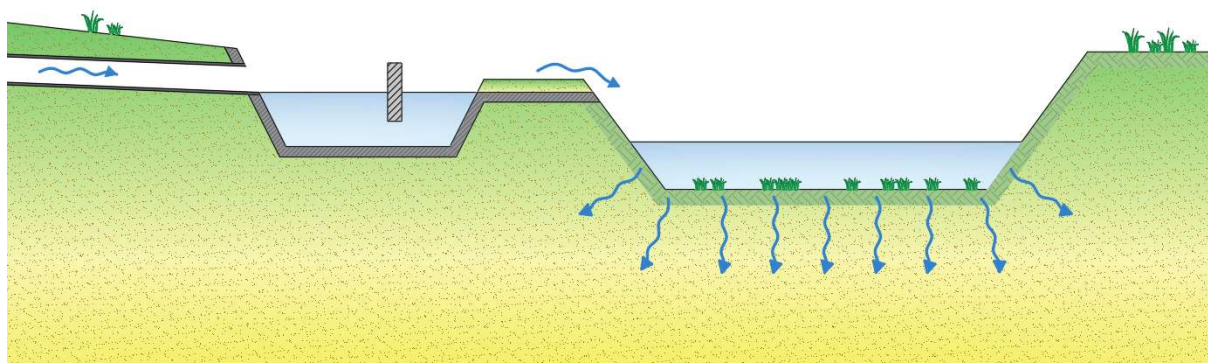
a) osadnik z separatorem lekkich cieczy



b) osadnik i filtr hydrofitowy



c) osadnik przed zbiornikiem infiltracyjnym



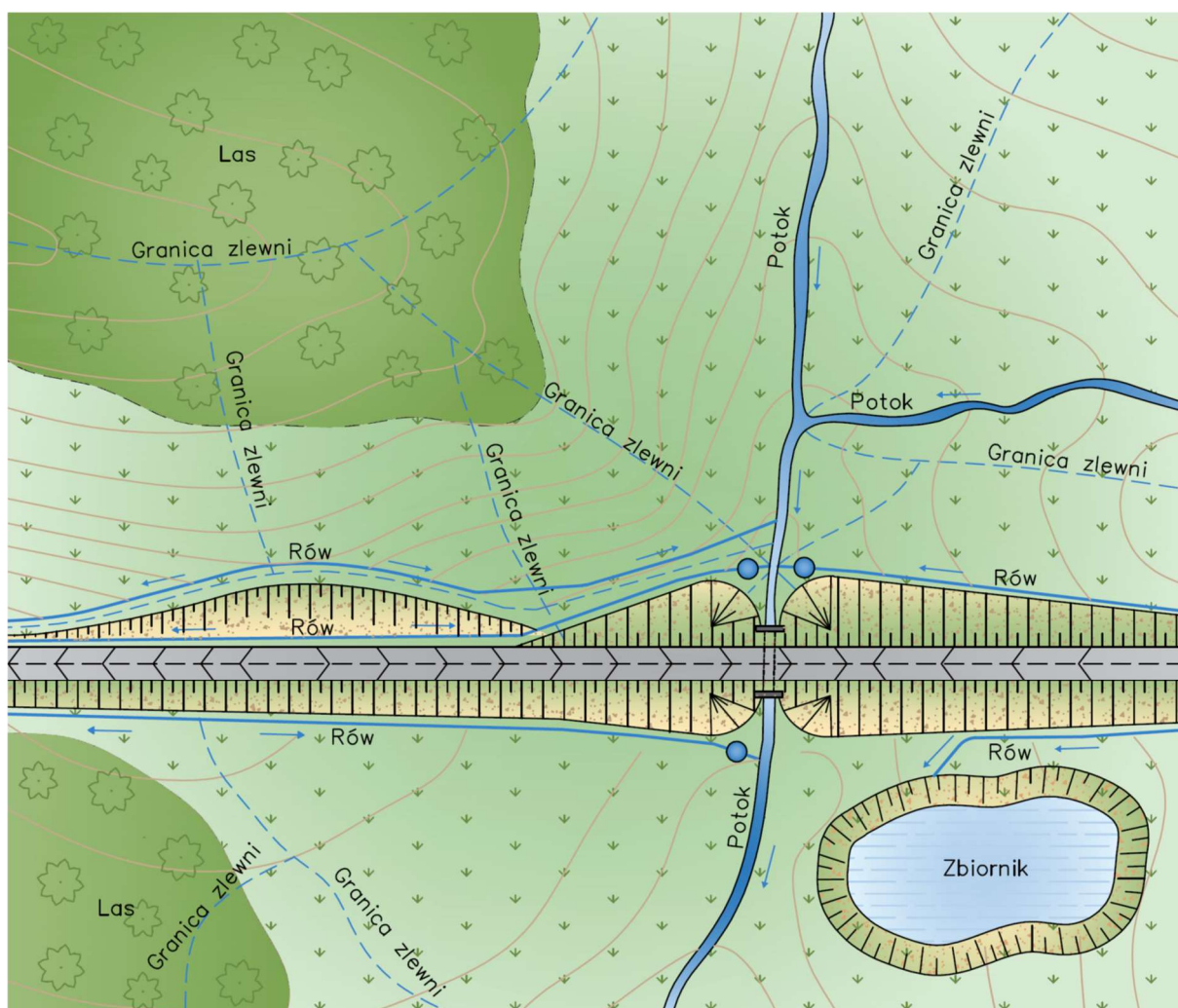
Rys. 4.2.10. Przykładowe schematy urządzeń do redukcji zanieczyszczeń wód opadowych i roztopowych

(12) Wymienione w akapicie (11) urządzenia często spełniają jednocześnie kilka funkcji. Najczęściej współpracują tworząc razem układ oczyszczania wód powierzchniowych przed ich odprowadzeniem do odbiornika.

## 4.3. Dane i ogólne wymagania w projektowaniu systemów odwodnienia

### 4.3.1. Podstawowe dane do projektowania

(1) Projektowanie systemów odwodnienia wymaga zebrania danych z obszaru, którego zakres wyznaczają granice zlewni wokół drogi oraz lokalizacja odbiorników, do których mogą być odprowadzane wody opadowe lub roztopowe z pasa drogowego i jego otoczenia, a także terenów, które mogą być wykorzystywane do budowy zbiorników infiltracyjnych, retencyjnych lub retencyjno-infiltracyjnych (rys. 4.3.1.1).

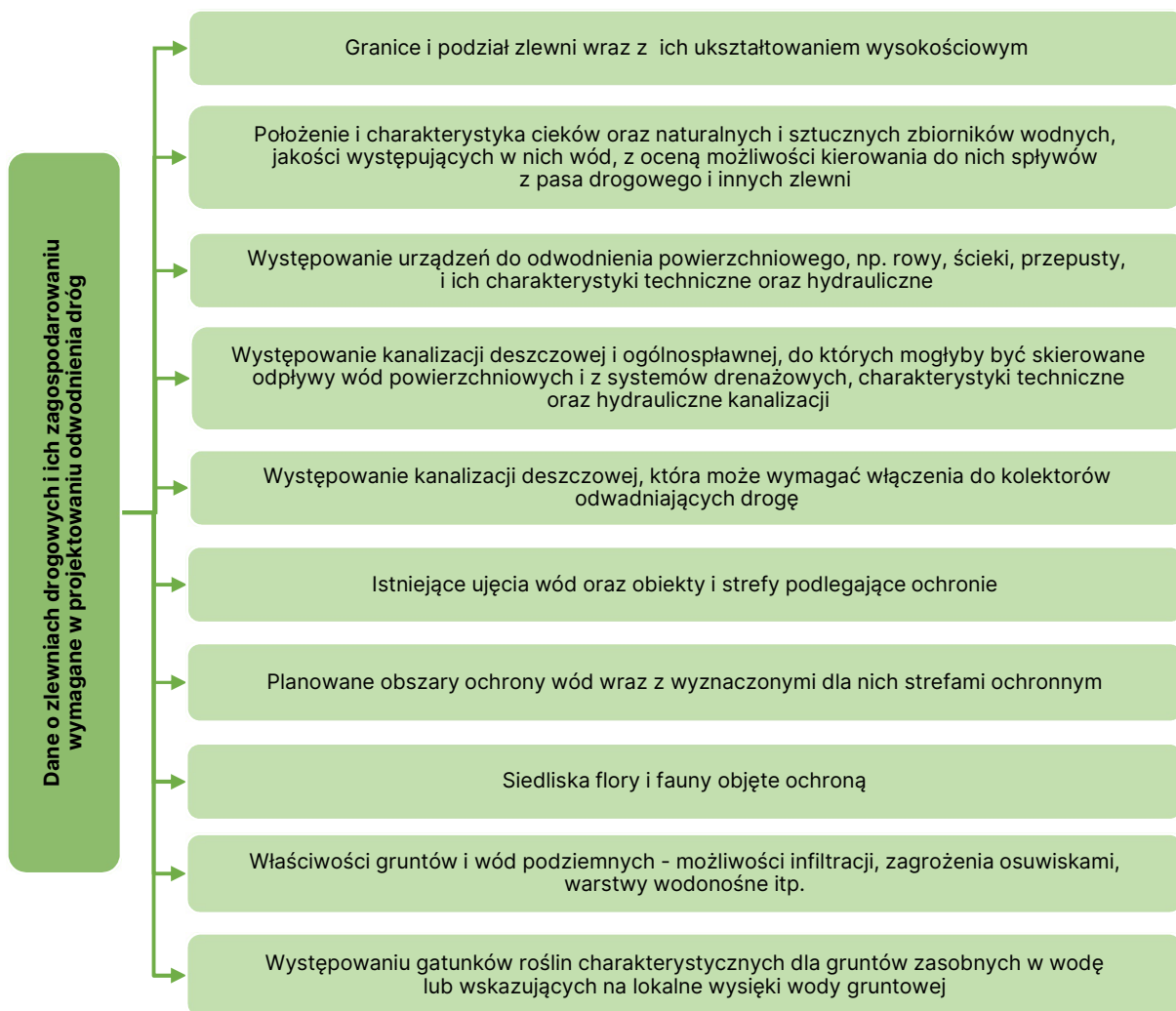


Rys. 4.3.1.1. Schemat obszaru analiz w projektowaniu systemów odwodnienia

(2) W odniesieniu do określonego w akapicie (1) obszaru zbiera się informacje podane schematycznie na rys. 4.3.1.2.

(3) Badanie podłoża i poziomu wód podziemnych przeprowadza się w początkowym etapie procesu planowania i projektowania, w celu sprawdzenia potencjalnych możliwości infiltracji przez systemy rozproszone lub scentralizowane, a także w celu sprawdzenia możliwości wyporu wód podziemnych, zagrażającego konstrukcji zbiorników.

(4) Raport z badań podłoża lub pozyskane w innej formie informacje powinny zawierać dane o poziomie wód podziemnych ze wskazaniem poziomu średniego najwyższego i, jeżeli jest to konieczne, także najniższego poziomu tych wód. W zależności od potrzeb uwzględnia się występowanie wahań sezonowych i długoterminowych poziomu wód podziemnych oraz możliwość występowania wód podziemnych o zwierciadle napiętym.



**Rys. 4.3.1.2. Zestawienie podstawowych danych wymaganych w projektowaniu odwodnienia dróg**

(5) Zakres danych niezbędnych do wymiarowania urządzeń do odwodnienia określa rozdział 5.

(6) Zakres danych niezbędnych do uzyskania pozwolenia wodnoprawnego na odprowadzenie wód z pasa drogowego do wód i urządzeń wodnych określa ustawa [6]. Wskazanie dotyczące obliczania czasu i ilości odprowadzanych wód opadowych i roztopowych zawarte są w podrozdziale 5.6.3.

(7) Zakres danych niezbędnych do uzyskania zgody na odprowadzenie wód do kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej określa zarządca tej kanalizacji.

### 4.3.2. Ogólne wymagania w projektowaniu

(1) Dąży się do przestrzennego oddzielenia drogi od obszarów o szczególnych potrzebach ochrony, a jeżeli nie jest to możliwe, stosuje się specjalne rozwiązania odwodnienia, zgodnie z wymaganiami podanymi w ustawie [6] oraz rozporządzeniach [2] i [5], a także zgodnie ze szczegółowymi wymaganiami określonymi w rozdziałach 8 i 9 w WR-D-71-2.

(2) System odwodnienia projektuje się w taki sposób, aby wykorzystywał on głównie grawitacyjne odprowadzanie wód do odbiornika. Pompownie stosuje się tylko w przypadkach, gdy nie ma innej możliwości odprowadzenia wody.

(3) Wysokościowe rozwiązania dróg powinny zapewniać odpływ wód powierzchniowych oraz z urządzeń do odwodnienia wgłębnego z naturalnym spadkiem i najkrótszą możliwą drogą, z wykorzystaniem, jeżeli pozwalają na to warunki miejscowe, możliwości infiltracji jako sposobu odprowadzenia wody.



- (4) Istniejące na obszarze, przez który prowadzona jest droga, naturalne warunki odwadniania zakłóca się w jak najmniejszym stopniu przez budowę lub przebudowę drogi, a istniejące naturalne odbiorniki wody zachowuje się.
- (5) Nie dopuszcza się zmiany kierunku i natężenia odpływu wód opadowych lub roztopowych, ani kierunku odpływu wód ze źródeł ze szkodą dla gruntów sąsiednich, a także odprowadzania wód na grunty sąsiednie bez zgody ich właściciela lub zarządcy .
- (6) Należy ograniczać w stopniu, w jakim jest to możliwe, ingerencję w warunki przepływu i zalegania wód podziemnych, przez unikanie np. odcinania ich przepływu lub obniżania ich poziomu.
- (7) Pochylenia podłużne i poprzeczne powierzchni nawierzchni powinny być takie, aby minimalizować zarówno długości przepływu strug wody, jak i grubość jej warstwy (filmu wodnego). W tym celu zaleca się stosować pochylenia większe od minimalnych określonych w rozdziale 4 w WR-D-71-2.
- (8) Wszystkie systemy i urządzenia do odwodnienia dobiera i projektuje się w taki sposób, aby można było je łatwo kontrolować i utrzymywać. Z tego powodu na drogach zamiejskich preferuje się systemy odwodnienia o otwartym przekroju poprzecznym (rowy, muldy, ścieki), chyba że istnieją przeciwwskazania konstrukcyjne lub inne.
- (9) Urządzenia do odwodnienia nie mogą negatywnie wpływać na trwałość konstrukcji nawierzchni, a ich rozwiązania powinny uwzględniać technologiczne uwarunkowania budowy i utrzymania nawierzchni.
- (10) Rozmieszczając urządzenia do odwodnienia w przekroju drogi, należy zadbać o to, aby były one łatwo dostępne, a prace konserwacyjno-naprawcze nie utrudniały znacząco ruchu i nie uszkadzały innych części i urządzeń drogi.
- (11) Systemy odwadniające, w tym systemy infiltracji, retencji i oczyszczania, zaleca się projektować w powiązaniu z naturalnymi walorami terenu, biorąc pod uwagę także uwarunkowania eksploatacyjne i lokalne oraz integrację z krajobrazem.
- (12) W przypadku przebiegu drogi przez obszary szczególnego zagrożenia powodzią uwzględnia się możliwy wpływ budowanej drogi na przyległy teren oraz przepływ wód powodziowych. W przypadku wzrostu zagrożenia powodziowego proponuje się rozwiązania techniczne niwelujące je oraz przewiduje się wymagane zabezpieczenia. Niweleta drogi powinna być wyniesiona ponad najwyższą rzędną wody zalewowej (wyznaczonej przy prawdopodobieństwie opadu 1%), na taką wysokość aby wody powodziowe nie zagrażały warstwom konstrukcyjnym nawierzchni.
- (13) Wszystkie elementy systemu odwodnienia dobiera się w taki sposób, aby ich przepustowość była wystarczająca do odprowadzenia miarodajnego strumienia objętościowego wód, zgodnie z zasadami podanymi w rozdziale 5.
- (14) Zakres i częstotliwość zabiegów utrzymaniowych powinny zapewniać zachowanie wymaganej przepustowości urządzeń do odwodnienia w okresie eksploatacji.
- (15) Odprowadzenie wód opadowych i roztopowych do wód i urządzeń wodnych wymaga pozwolenia wodnoprawnego zgodnie z ustawą [6].



## 5. Podstawy wymiarowania urządzeń do odwodnienia

### 5.1. Podstawowe charakterystyki opadów i zlewni

#### 5.1.1. Natężenia i prawdopodobieństwa opadów miarodajnych

(1) Wymiary urządzeń do odwodnienia ustala się na podstawie wyników obliczeń miarodajnych spływów powierzchniowych wód opadowych i roztopowych, względnie miarodajnych dopływów wód opadowych i roztopowych. Niezbędne w tym celu jest dysponowanie wiarygodnymi wartościami lokalnych natężeń opadów miarodajnych dla wymaganych do obliczeń kombinacji prawdopodobieństw  $p$  (częstości  $C$ ) występowania deszczów miarodajnych i ich czasów trwania  $t_d$ .

(2) Ze względu na obserwowane zmiany klimatyczne, celem spełnienia wymogu akapitu (1) co do wiarygodności przyjmowanych do projektowania natężeń opadów miarodajnych, wartości te należy określać na podstawie odczytu z aktualnego atlasu opadowego dla miejsca inwestycji lub z użyciem lokalnego modelu opadowego.

(3) Atlas opadowy lub model opadowy, będący źródłem danych wymaganych w akapicie (1), powinien bazować na statystycznym opracowaniu maksimów wysokości (natężeń) lokalnych opadów deszczu z ostatnich dziesięcioleci. Lokalne szeregi opadowe, wykorzystane w celu sporządzenia atlasu opadowego lub modelu opadowego, powinny obejmować reprezentatywny statystycznie okres minimum 20-30 lat obserwacji i powinny być nie starsze niż 50 lat.

(4) Do obliczeń urządzeń do odwodnienia dróg zamiejskich, obejmujących odcinki o długości nieprzekraczającej 50 km, za wystarczająco precyzyjne uznaje się przyjęcie pojedynczego lokalnego zestawu natężeń opadów miarodajnych, pod warunkiem, że wartości te odczytano z atlasu opadowego lub modelu opadowego dla lokalizacji odpowiadającej w przybliżeniu środkowi rozpatrywanego odcinka. W przypadku projektowania odwodnienia dłuższych odcinków dróg zamiejskich (ponad 50 km), wprowadza się ich podział na sekcje o długości do 50 km i dla każdej z sekcji przyjmuje się osobny lokalny zestaw natężeń opadów miarodajnych.

(5) Do obliczeń urządzeń do odwodnienia dróg chroniących ich najbardziej wrażliwe na zalania i podtopienia sekcje (np. wjazdy do tuneli) rekomenduje się stosowanie lokalnych zestawów natężeń opadów miarodajnych, odpowiadających lokalizacji tych wrażliwych sekcji.

(6) Do obliczeń urządzeń do odwodnienia dróg i innych obiektów związanych z funkcjonowaniem drogi (w tym m.in. miejsc obsługi podróżnych, obwodów utrzymania drogi) prawdopodobieństwa  $p$  (częstości  $C$ ) występowania deszczów miarodajnych przyjmuje się zgodnie z tab. 5.1.1.1.

**Tab. 5.1.1.1. Przyjmowane w obliczeniach urządzeń do odwodnienia prawdopodobieństwa  $p$  (częstości  $C$ ) występowania deszczów miarodajnych**

Odwadniane drogi lub ich części		Prawdopodobieństwo $p$ [%]	Częstość $C$ [lata]
Drogi zamiejskie	klasy A lub S	10	10
	klasy GP	20	5
	klasy G lub Z	50	2
	klasy L lub D	100	1
	miejsca obsługi podróżnych przy drogach klasy A lub S	10	10
	parkingi przy drogach klasy GP	20	5
Ulice	tereny mieszkaniowe	$\leq 50$	$\geq 2$
	centra miast, tereny usługowe i przemysłowe	$\leq 20$	$\geq 5$
	infrastruktura zaliczana do krytycznej z uwagi na funkcjonowanie sieci ulic	10	10
	najbardziej wrażliwe na zalania i podtopienia sekcje infrastruktury (np. wjazdy do tuneli, przejścia i przejazdy podziemne)	5	20

(7) Do obliczeń urządzeń do odwodnienia dróg obsługujących określoną zlewnię przyjmuje się spójną, pojedynczą wartość prawdopodobieństwa  $p$  (częstości  $C$ ) występowania deszczów miarodajnych dla każdej z jej części składowych. Przyjmowane przy tym prawdopodobieństwo  $p$  powinno być najniższe (przyjmowana częstość  $C$  powinna być najwyższa) spośród rekomendowanych dla różnych części składowych zlewni, aby zapewnić jednolity, wymagany poziom niezawodności działania całego systemu odwodnienia.

### 5.1.2. Współczynniki spływu

(1) Wartości współczynników spływu  $\psi$  do obliczeń systemów odwodnienia (wyrażające stosunek ilości wody deszczowej, która spłynie z danej powierzchni, do ilości, która spadła na tę powierzchnię), przyjmuje się zgodnie z tab. 5.1.2.1.

**Tab. 5.1.2.1. Zalecane wartości współczynnika  $\psi$  spływu do obliczeń systemów odwodnienia dróg zamiejskich i ulic**

Rodzaj nawierzchni / odwadniana zlewnia cząstkowa	Współczynnik spływu $\psi$ [-]
Silnie uszczelnione powierzchnie:	
• nawierzchnie asfaltowe i betonowe	0,85-0,90 <sup>1)</sup>
• bruki kamienne i klinkierowe	0,75-0,85 <sup>1)</sup>
• nawierzchnie z kostki betonowej	0,75-0,85 <sup>1)</sup>
Słabiej uszczelnione powierzchnie:	
• bruki bez zalanych spoin	0,50-0,70 <sup>1)</sup>
• nawierzchnie tłuczniowe	0,25-0,60 <sup>1)</sup>
• nawierzchnie żwirowe	0,15-0,30 <sup>1)</sup>
Nieumocnione powierzchnie:	
• grunty rolne	0,05-0,25 <sup>1)</sup>
• lasy	0,01-0,15 <sup>1)</sup>
• parki i ogrody	0,10-0,30 <sup>1)</sup>
• aleje spacerowe	0,20-0,40 <sup>1)</sup>
Pozostałe tereny i powierzchnie przylegające do dróg <sup>1)</sup> :	
• dachy budynków i wiat, zadaszenia <sup>2)</sup>	0,95
• skarpy drogowe umocnione:	
– roślinnością	0,20-0,50 <sup>3)</sup>
– elementami ażurowymi (geokraty, płyty ażurowe itp.)	0,50
– narzutem kamiennym, materacami gabionowymi itp.	0,70
– elementami szczelnymi (płyty betonowe itp.)	0,90

<sup>1)</sup> wartości współczynnika spływu przyjmuje się w zależności od spadku powierzchni: dolne granice wartości współczynnika spływu dotyczą powierzchni o spadku 0,5%, natomiast górne granice wartości współczynnika spływu odnoszą się do powierzchni o spadku 10,0%,  
<sup>2)</sup> niższe wartości współczynnika spływu stosuje się w przypadku powierzchni dachów pokrytych żwirem ( $\psi = 0,80$ ) i dla dachów zielonych. Współczynnik spływu dachów zielonych przyjmuje się w zakresie od  $\psi = 0,70$  przy grubości warstw z materiałów sypkich min. 2 cm do  $\psi = 0,10$  przy grubości warstw przekraczającej 50 cm,  
<sup>3)</sup> niższe wartości współczynnika spływu stosuje się w przypadku skarpy wykopów o łagodnych pochyleniach (1:5 i łagodniejsze) w gruntach przepuszczalnych.

(2) W przypadku powierzchni niewymienionych w tab. 5.1.2.1, wartości współczynników spływu przyjmuje się zgodnie z inną wiedzą techniczną. W przypadku powierzchni wymienionych w tab. 5.1.2.1, lecz projektowanych z wykorzystaniem nowych rozwiązań technologicznych, redukujących spływ powierzchniowy (np. nawierzchnie porowate), dopuszcza się stosowania niższych wartości współczynników spływu, podawanych w specyfikacjach technicznych stosowanych technologii, względnie potwierdzonych badaniami przeprowadzonymi przez jednostkę naukowo-badawczą posiadającą niezbędne w tym zakresie kompetencje.

### 5.1.3. Współczynniki filtracji gruntu

(1) Wartości współczynników filtracji gruntu do obliczeń urządzeń do infiltracji wód opadowych lub roztopowych systemów rozporoszonych i zbiorczych zaleca się przyjmować na podstawie dokumentacji hydrogeologicznych, sporządzonych przez osoby posiadające odpowiednie kwalifikacje.

(2) W przypadku występowania gruntów uwarstwionych, w postaci niehomogenicznej lub też mieszanin gruntów naturalnych z gruntami antropogenicznymi, czynniki powyższe uwzględnia się przy określaniu średniego współczynnika filtracji dla całej warstwy.

(3) Orientacyjne wartości współczynnika filtracji gruntu w stanie nasyconym do wstępnych obliczeń urządzeń do infiltracji wód opadowych lub roztopowych można przyjmować z zakresów wskazanych w tab. 5.1.3.1.

Tab. 5.1.3.1. Orientacyjne zakresy wartości współczynników filtracji  $k_f$  gruntów w stanie nasyconym

Rodzaj gruntu	Przybliżona klasyfikacja według ISO [7], [8]	Współczynnik filtracji $k_f$ [m/s]
<b>Grunty o zbyt wysokich współczynnikach filtracji</b>		
Drobny żwir	Żwir drobny, fGr	$10^{-2}$ - $10^{-3}$
<b>Grunty o współczynnikach filtracji w rekomendowanym zakresie</b>		
Piasek grubo- i średnioziarnisty	Piasek gruby, cSa i piasek średni mSA	$10^{-3}$ - $10^{-4}$
Piasek drobnoziarnisty	Piasek drobny, fSa	$10^{-4}$ - $10^{-5}$
Piasek pylasty	Piasek pylasty, siSa	$10^{-5}$ - $10^{-6}$
Less o strukturze nienaruszonej	Grunty lessowe, L	$10^{-5}$ - $10^{-6}$
<b>Grunty o zbyt niskich współczynnikach filtracji</b>		
Less o strukturze przerobionej	Pył ilasty, cISi	$10^{-7}$ - $10^{-9}$
Pyły	Pył, Si	$10^{-6}$ - $10^{-8}$
Gliny	Ił gruby, CCI	$10^{-8}$ - $10^{-10}$
Gliny zwięzłe	Ił średni, MCI	$10^{-9}$ - $10^{-11}$
Iły	Ił drobny, FCI	$10^{-10}$ - $10^{-12}$

## 5.2. Obliczanie miarodajnego odpływu wód opadowych z pasa drogowego i z przyległych terenów do wymiarowania urządzeń do odwodnienia

### 5.2.1. Założenia podstawowe do obliczeń miarodajnego odpływu wód opadowych do wymiarowania sieci odwadniających

(1) Celem zapewnienia bezpieczeństwa wyników obliczeń hydraulicznych, miarodajny odpływ wód opadowych lub roztopowych  $Q$  (strumień objętościowy wód opadowych lub roztopowych) do wymiarowania urządzeń do odwodnienia o funkcji tranzytowej, takich jak kanały grawitacyjne, rowy, ścieki, oblicza się na podstawie metody maksymalnych natężeń, nie uwzględniając wydłużenia czasu trwania deszczu miarodajnego o czas spływu powierzchniowego oraz retencji kanałowej.

(2) W rekomendowanej do obliczeń metodzie maksymalnych natężeń, miarodajne natężenie deszczu jest ustalane na podstawie przyjętej częstości  $C$  (prawdopodobieństwa  $p$ ) występowania (patrz podrozdział 5.1.1) oraz miarodajnego czasu trwania  $t_d$ , przyjmowanego za równy czasowi przepływu  $t_p$  wód opadowych lub roztopowych przez projektowane kanały deszczowe. Przy tym, miarodajny czas trwania deszczu  $t_d$  nie może być krótszy od minimalnego czasu trwania deszczu miarodajnego  $t_{dmin}$ , zależnego od stopnia uszczelnienia i spadków terenów zlewni. Wartości minimalnych czasów trwania deszczu miarodajnych  $t_{dmin}$  określa tab. 5.2.1.1.

**Tab. 5.2.1.1. Najkrótsze miarodajne czasy trwania deszczu  $t_{dmin}$ , w zależności od spadku terenu i uszczelnienia powierzchni zlewni**

Średni spadek terenu [%]	Stopień uszczelnienia [%]	Minimalny czas trwania deszczu [min]
<1	≤50	15
	>50	10
1-4	≥0	10
>4	≤50	10
	>50	5

(3) Przystępując do obliczeń przeprowadza się wstępne trasowanie przebiegu projektowanych kanałów deszczowych i na tej podstawie wyznacza się granice i powierzchnie zlewni cząstkowych spływu wód opadowych lub roztopowych, ciężące do poszczególnych odcinków kanałów.

(4) Poszczególnym zlewniom cząstkowym przypisuje się odpowiednie wartości współczynników spływu według tab. 5.1.2.1. Należy przy tym kierować się nie tylko stanem aktualnym w momencie projektowania odwodnienia, ale także uwzględnić możliwe zwiększenie wartości współczynników ze względu na planowane zmiany zagospodarowania terenu w okresie przyszłej eksploatacji kanałów deszczowych. W przypadku pojawiających się przy tym wątpliwości, ze względów bezpieczeństwa uwzględnia się większy stopień uszczelnienia zlewni, a zatem wyższe wartości współczynników spływu.

(5) W przypadku zróżnicowanego pokrycia terenu, dla niehomogenicznych zlewni cząstkowych o różnych wartościach współczynnika spływu dla podzlewni, oblicza się zastępczy współczynnik spływu, korzystając z wzoru (5.2.1.1):

$$\psi = \frac{\psi_1 \cdot F_1 + \psi_2 \cdot F_2 + \dots + \psi_n \cdot F_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n} = \frac{\sum_{i=1}^n (\psi_{ni} \cdot F_i)}{\sum_{i=1}^n F_i} \quad (5.2.1.1)$$

gdzie:

$\psi_{ni}$  – współczynnik spływu ( $i$ -tej) powierzchni składowej zlewni  $F$  (wartość współczynnika dobiera się na podstawie tab. 5.1.2.1) [-],

$F_i$  – ( $i$ -ta) powierzchnia składowa zlewni  $F$  [ha].

## 5.2.2. Algorytm obliczeniowy miarodajnego odpływu wód opadowych do wymiarowania sieci odwadniających

(1) Obliczenia sieci odwadniających prowadzi się przy założeniu, że warunki odpływu w ich kanałach do niżej położonych odbiorników pozwalają na zachowanie napełnienia w miejscu wypływu równego napełnieniu w ruchu równomiernym. Bezwzględnie eliminuje się sytuacje, w których z uwagi na zmiany poziomów wody odbiornika może dochodzić do spiętrzeń na wylotach kanałów lub nawet przepływów zwrotnych.

(2) Obliczenia przepływów miarodajnych prowadzi się od najwyższej położonego odcinka, przez kolejne odcinki kanałów, aż do ich wylotów, uwzględniając przy tym zwiększające się powierzchnie zredukowane odwadnianych zlewni, wydłużające się czasy przepływu w sieci i zredukowane względem tych czasów natężenia deszczu miarodajnego. W przypadku wystąpienia połączeń kanałów, przepływ miarodajny dla kolejnego niżej położonego odcinka sieci oblicza się dla zwiększonej łącznej powierzchni zredukowanej zlewni oraz dla czasu stanowiącego sumę czasu przepływu przez rozpatrywany odcinek i najdłuższego czasu przepływu spośród czasów ustalonych uprzednio dla łączących się kanałów. Przy tym obliczony w ten sposób przepływ miarodajny nie może być mniejszy od najwyższego spośród przepływów miarodajnych ustalonych uprzednio dla łączących się kanałów. Obliczenia przepływów miarodajnych wykonuje się, zachowując kolejne kroki postępowania podane w tab. 5.2.2.1.

**Tab. 5.2.2.1. Algorytm obliczeniowy miarodajnego odpływu wód opadowych**

Krok	Element obliczeń	
1	Ustalenie danych wejściowych: $p$ ( $C$ ) zgodnie z tab. 5.1.1.1, $F_{z1}, F_{z2}, \dots, F_{zn}, \psi_{z1}, \psi_{z2}, \dots, \psi_{zn}$	
2	Pierwszy z odcinków obliczeniowych o długości $l_1$ . Obliczenie czasu przepływu przez pierwszy odcinek ze wzoru (5.2.2.1): $t_{p1} = \frac{l_1}{60 \cdot v_1} \quad (5.2.2.1)$ gdzie: $t_{p1}$ – czas przepływu przez pierwszy odcinek obliczeniowy [min], $l_1$ – długość pierwszego odcinka obliczeniowego [m], $v_1$ – założona, przybliżona prędkość przepływu [m/s] (może to być domyślnie $v_1 = 1$ m/s).	
3	Czy obliczony czas przepływu $t_{p1}$ jest dłuższy od minimalnego czasu trwania deszczu miarodajnego $t_{dmin}$ (tab. 5.2.1.1)?	
	<b>TAK</b> przyjęcie: $t_{o1} = t_{p1}$	<b>NIE</b> przyjęcie: $t_{o1} = t_{dmin}$
4	Odczytanie z atlasu lub modelu opadowego dla określonego miarodajnego czasu trwania deszczu $t_{d1}$ i przyjętej częstości deszczu $C$ natężenia deszczu miarodajnego $q_{max}(t_{d1}, C)$	
5	Obliczenie miarodajnego przepływu na końcu pierwszego odcinka obliczeniowego (na podstawie odczytanej wartości natężenia deszczu miarodajnego) ze wzoru (5.2.2.2): $Q_1 = q_{max}(t_{d1}, C) \cdot \psi_{z1} \cdot F_{z1} \quad (5.2.2.2)$ gdzie: $Q_1$ – miarodajny przepływ na końcu pierwszego odcinka obliczeniowego [dm <sup>3</sup> /s], $q_{max}(t_{d1}, C)$ – natężenie deszczu miarodajnego [dm <sup>3</sup> /(s · ha)], $\psi_{z1}$ – zastępczy współczynnik spływu zlewni cząstkowej odwadnianej przez pierwszy odcinek obliczeniowy [-], $F_{z1}$ – powierzchnia zlewni cząstkowej odwadnianej przez pierwszy odcinek obliczeniowy [ha].	
6	Dobranie dla przepływu miarodajnego $Q_1$ i przyjętego spadku dna kanału wymiarów kanału (zgodnie z podrozdziałem 5.2.3) oraz obliczenie rzeczywistej średniej prędkości przepływu przez kanał $v_{rz1}$ . Czy prędkość $v_1$ różni się od prędkości $v_{rz1}$ więcej niż $\pm 0,1$ m/s?	
	<b>TAK</b> powtórzenie obliczeń od <b>kroku 3</b> , podstawiając w drugim przybliżeniu za $v_1 = v_{rz1}$	<b>NIE</b> przejście do <b>kroku 7</b> – wymiarowanie kolejnego odcinka kanału
7	Drugi z odcinków obliczeniowych o długości $l_2$ . Obliczenie czasu przepływu przez drugi odcinek ze wzoru (5.2.2.3): $t_{p2} = \frac{l_2}{60 \cdot v_1} \quad (5.2.2.3)$ gdzie: $t_{p2}$ – czas przepływu przez drugi odcinek obliczeniowy [min], $l_2$ – długość drugiego odcinka obliczeniowego [m], $v_1$ – założona, przybliżona prędkość przepływu [m/s] (może to być domyślnie $v_1 = 1$ m/s).	
8	Obliczenie sumarycznego czasu przepływu przez odcinki $t_{cp}$ ( $t_{cp} = t_{p1} + t_{p2}$ )	
9	Czy obliczony sumaryczny czas przepływu $t_{cp}$ jest dłuższy od minimalnego czasu trwania deszczu miarodajnego $t_{dmin}$ (tab. 5.2.1.1)?	
	<b>TAK</b> przyjęcie: $t_{o2} = t_{cp}$	<b>NIE</b> przyjęcie $t_{o2} = t_{dmin}$
10	Obliczenie miarodajnego przepływu na końcu drugiego odcinka obliczeniowego (na podstawie odczytanej wartości natężenia deszczu miarodajnego) ze wzoru (5.2.2.4): $Q_2 = q_{max}(t_{d2}, C) \cdot (\psi_{z1} \cdot F_{z1} + \psi_{z2} \cdot F_{z2}) \quad (5.2.2.4)$ gdzie: $Q_2$ – miarodajny przepływ na końcu drugiego odcinka obliczeniowego [dm <sup>3</sup> /s], $q_{max}(t_{d2}, C)$ – natężenie deszczu miarodajnego [dm <sup>3</sup> /(s · ha)], $\psi_{z1}, \psi_{z2}$ – zastępcze współczynniki spływu zlewni cząstkowych odwadnianych przez odpowiednio pierwszy i drugi odcinek obliczeniowy [-], $F_{z1}, F_{z2}$ – powierzchnie zlewni cząstkowych odwadnianych przez odpowiednio pierwszy i drugi odcinek obliczeniowy [ha].	

Krok	Element obliczeń	
11	Dobranie dla przepływu miarodajnego $Q_2$ i przyjętego spadku dna kanału wymiarów kanału (zgodnie z podrozdziałem 5.2.3) oraz obliczenie rzeczywistej średniej prędkości przepływu przez kanał $v_{rz1}$	
12	Czy prędkość $v_1$ różni się od prędkości $v_{rz1}$ więcej niż $\pm 0,1$ m/s?	
	<b>TAK</b> powtórzenie obliczeń od <b>kroku 7</b> , podstawiając w drugim przybliżeniu za $v_1 = v_{rz1}$	<b>NIE</b> przejdźcie do <b>kroku 13</b> – sprawdzenie warunku współzależności zlewni
13	Czy $Q_2 < Q_1$ ?	
	<b>TAK</b> za miarodajny do zwymiarowania odcinka obliczeniowego $l_2$ przyjmuje się większy przepływ $Q_1$ – przejście do kolejnego odcinka obliczeniowego	<b>NIE</b> przejdźcie do kolejnego odcinka obliczeniowego
14	Kolejny odcinek obliczeniowy – powtarzanie <b>kroków od 7 do 13</b> do ostatniego odcinka $n$	
<b>ZAKOŃCZENIE PROCEDURY PO WYKONANIU OBLICZEŃ DLA OSTATNIEGO ODCINKA <math>n</math>. WYNIK: <math>Q_n</math></b>		

### 5.2.3. Hydrauliczne kryteria doboru urządzeń do odwodnienia

(1) Przepustowość koryt otwartych zaleca się obliczać na podstawie formuły Chezy'ego i Manninga. W tym celu określa się: powierzchnię czynnego przekroju, obwód zwilżony, promień hydrauliczny oraz współczynnik szorstkości koryta, korzystając ze wzorów (5.2.3.1), (5.2.3.2) i (5.2.3.3):

$$Q = A \cdot v \quad (5.2.3.1)$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (5.2.3.2)$$

$$R_h = \frac{A}{L_u} \quad (5.2.3.3)$$

gdzie:

$Q$  – przepływ [ $m^3/s$ ],

$A$  – pole powierzchni czynnego przekroju [ $m^2$ ],

$v$  – średnia prędkość przepływu [ $m/s$ ],

$n$  – współczynnik szorstkości zależny od sposobu umocnienia dna i ścian koryta [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]; wartość współczynnika  $n$  przyjmuje się na podstawie tab. 5.2.3.1 lub ustala się indywidualnie,

$R_h$  – promień hydrauliczny [ $m$ ],

$I_E$  – spadek linii energii [-]; za wartość spadku linii energii do wzoru (5.2.3.2), przy spełnieniu wymogów podrozdziału 5.2.2 akapit (1), można przyjmować wartość spadku podłużnego dna koryta; wody roztopowe lub opadowe odprowadzane korytem otwartym nie powinny mieć poziomu wyższego od jego najniższej górnej krawędzi,

$L_u$  – obwód zwilżony [ $m$ ].



**Tab. 5.2.3.1. Zakresy wartości współczynnika szorstkości  $n$  w zależności od stosowanych umocnień koryt otwartych**

Rodzaj koryta	$n$ [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]
Kanały ziemne proste o stałym przekroju, czyste, bezpośrednio po wykonaniu	0,016-0,020
Kanały ziemne proste o stałym przekroju, czyste, zwietrzałe	0,018-0,025
Kanały ziemne proste o stałym przekroju, czyste, z łóżyskiem żwirowym	0,022-0,030
Kanały ziemne proste o stałym przekroju, z niewielką roślinnością	0,022-0,035
Koryta ubezpieczone betonem z powierzchnią wygładzoną	0,013-0,016
Koryta ubezpieczone betonem z powierzchnią niewygładzoną	0,014-0,020
Koryta z okładziną asfaltu	0,013-0,016
Koryta ubezpieczone kamieniem (mur z ciosanego kamienia)	0,013-0,017
Koryta ubezpieczone kamieniem (mur z kamienia łamanego na zaprawie cementowej)	0,017-0,030
Koryta ubezpieczone kamieniem (mur z kamienia łamanego bez zaprawy)	0,023-0,035
Muldy trawiaste	0,033-0,050
Muldy z porowatym umocnione tłuczniem lub żwirem	0,033-0,040
Muldy z gładkim umocnione kształtkami betonowymi	0,020-0,033
Muldy brukowane kamieniem łamanym	0,020-0,025

(2) Przepustowość ścieków (rynien), liniowych odwodnień skrzynkowych lub szczelinowych wykonywanych z płaskim dnem, tzn. bez spadku podłużnego, przyjmuje się na podstawie wyników badań hydraulicznych przeprowadzanych przez producentów, uwzględniających geometrię, szorstkość i długość rynien.

(3) Przepustowość zamkniętych kanałów oblicza się według metody opartej na wzorach Darcy'ego i Colebrooka-White'a (5.2.3.4), (5.2.3.5), (5.2.3.6) i (5.2.3.7):

$$Q = A \cdot v \quad (5.2.3.4)$$

$$v = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \sqrt{2g \cdot I \cdot d} \quad (5.2.3.5)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,71d} \right) \quad (5.2.3.6)$$

$$Re = \frac{vd}{\nu} \quad (5.2.3.7)$$

gdzie:

$Q$  – przepływ [ $m^3/s$ ],

$A$  – pole powierzchni czynnego przekroju [ $m^2$ ],

$v$  – średnia prędkość przepływu [ $m/s$ ],

$\lambda$  – współczynnik liniowych oporów tarcia [-],

$g$  – przyspieszenie ziemskie [ $m/s^2$ ],

$I$  – straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia, przy spełnieniu wymogów podrozdziału 5.2.2

akapit (1), równe spadkowi dna kanału [-],

$d$  – średnica wewnętrzna rurociągu [ $m$ ],

$Re$  – liczba Reynoldsa [-],

$k$  – współczynnik chropowatości zastępczej kanału [ $m$ ],

$\nu$  – współczynnik lepkości kinematycznej [ $m^2/s$ ].

(4) Przy doborze przekrojów kanałów, kieruje się zasadą doboru następnego większego przekroju, jeżeli wyznaczony przepływ miarodajny przekracza 90% przepustowości całkowitej. W przypadku najczęściej stosowanych kanałów o przekroju kołowym jest to równoważone zasadzie ich wymiarowania na względne wypełnienie, opisywane stosunkiem wysokości napełnienia wodą  $h$  do średnicy wewnętrznej rurociągu  $d$  ( $h/d$ ) nieprzekraczające 75%.

## 5.3. Dobór wpustów deszczowych i obliczenia ścieków przykrawężnikowych

### 5.3.1. Wymiarowanie rozstawu wpustów deszczowych

(1) Wpust deszczowy służy do przejmowania wód opadowych i roztopowych z powierzchni i ich odprowadzenia przez przykanalik do kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej albo do innego odbiornika. Wpusty deszczowe są z reguły wbudowywane w ścieku przykrawężnikowym (zwanym też rynną uliczną lub drogową) lub w innej formie, np. w muldzie. Ich odstęp na długości ścieku przykrawężnikowego uzależniony jest od dopływu wód opadowych i roztopowych, zdolności wpustowych żeliwnych nasad, warunków miejscowych (spadków podłużnych i poprzecznych powierzchni) oraz dopuszczalnej szerokości rynny ściekowej lub dopuszczalnej szerokości strugi wody przed wpustem.

(2) Maksymalna powierzchnia odwadniana przez jeden wpust powinna nie przekraczać 400 m<sup>2</sup>. Orientacyjne wartości maksymalnego rozstawu wpustów deszczowych wzdłuż ścieku przykrawężnikowego mogą być przyjmowane zgodnie z tab. 5.3.1.1, w zależności od klasy drogi, spadku niwelety  $i_n$  oraz spadku poprzecznego ścieku przykrawężnikowego  $i_p$ .

(3) Lokalizację wpustów dostosowuje się do przebiegu niwelety drogi. Niezależnie od przyjętego rozstawu, dla zapewnienia prawidłowego odwodnienia, wpusty lokalizuje się w najniższych punktach. Wskazane jest wykonywanie dodatkowych wpustów w odległości od 5 do 10 m przed najniższym punktem niwelety. Wymaga się instalacji wpustów przed przejściami dla pieszych i przejazdami dla rowerów (w przypadku dróg dla rowerów przebiegających poza jezdnią).

(4) Dla przyjętego rozstawu wpustów maksymalny dopływ wód deszczowych lub roztopowych ze zlewni wpustu nie powinien przewyższać przepustowości dobieranego typu wpustu oraz przepustowości samego przykanalika łączącego wpust z kanalizacją deszczową lub ogólnospławną, bądź przepustowości innego odbiornika.

Tab. 5.3.1.1. Orientacyjne maksymalne rozstawy wpustów deszczowych [m] (na podstawie [9])

Spadki $i_n$ [%]	Drogi klasy GP, G, Z, L lub D (szerokość jezdni, z której spływa woda do wpustu ≤ 10 m)		Drogi klasy A lub S	
	$i_p = 2,0\%$	$i_p = 2,5\%$	$i_p = 2,0\%$	$i_p = 2,5\%$
<0,5	≤8 <sup>1)</sup>	≤8 <sup>1)</sup>	≤8 <sup>1)</sup>	≤8 <sup>1)</sup>
0,5-0,8	8-10	8-12	8-9	8-10
0,8-1,5	10-12	12-14	9-10	10-12
1,5-3,0	12-15	14-17	10-12	12-14
3,0-6,0	15-18	17-20	12-15	14-17
>6,0	≤22 <sup>2)</sup>	≤25 <sup>2)</sup>	≤20 <sup>2)</sup>	≤22 <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> ściek pilasty (rywna wahadłowa),  
<sup>2)</sup> wpust górski – wpust złożony z dwóch lub więcej wpustów, o wydłużonej długości.

(5) Maksymalny dopływ wód opadowych lub roztopowych ze zlewni wpustu zaleca się obliczać na podstawie wzoru (5.3.1.1):

$$Q_w = q_{max}(t_w, C) \cdot \psi_{zw} \cdot \frac{F_{zw}}{10000} \quad (5.3.1.1)$$

gdzie:

$Q_w$  – maksymalny miarodajny dopływ wód deszczowych lub roztopowych ze zlewni wpustu [dm<sup>3</sup>/s],

$q_{max}(t_w, C)$  – natężenie deszczu miarodajnego dla czasu trwania  $t_w$ , równego 5 min, 10 min lub 15 min, zgodnie z tab. 5.2.1.1 i dla przyjętej częstości  $C$  według podrozdziału 5.1.1 [dm<sup>3</sup>/s],

$\psi_{zw}$  – zastępczy współczynnik spływu zlewni wpustu, obliczany zgodnie ze wzorem (5.2.1.1) [-],

$F_{zw}$  – powierzchnia odwadniana przez wpust [m<sup>2</sup>].

(6) Przepustowość przykanalika o zalecanej najmniejszej średnicy DN 200 mm, ułożonego ze spadkiem 1%, o chropowatości  $k = 2,5$  mm można przyjmować za wynoszącą  $30 \text{ dm}^3/\text{s}$ . W przypadku innych konstrukcji przykanalików, ich przepustowość może być szacowana na podstawie formuł przytoczonych w podrozdziale 5.2.3 akapit (4).

### 5.3.2. Obliczanie przepustowości ścieków przykrawężnikowych

(1) Maksymalny możliwy przepływ wód opadowych lub roztopowych w ścieku przykrawężnikowym określa się na podstawie schematu przedstawionego na rys. 5.3.2.1, używając wzoru (5.3.2.1):

$$Q_c = Q_w + Q_r \quad (5.3.2.1)$$

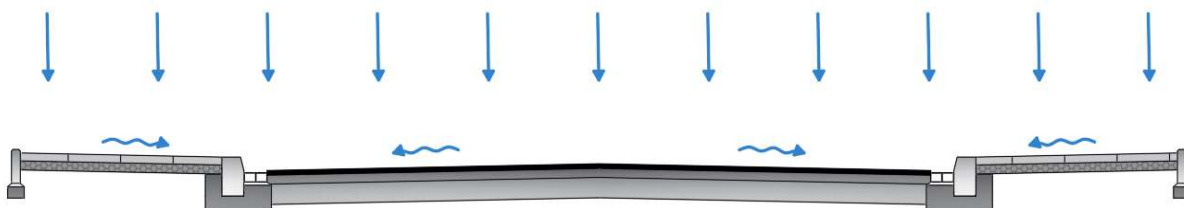
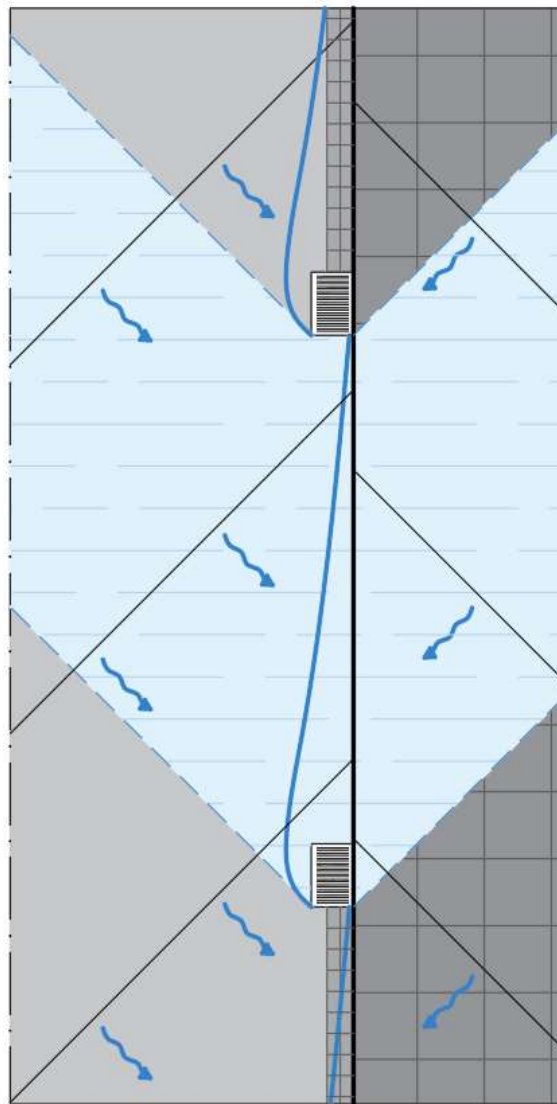
gdzie:

$Q_c$  – maksymalny możliwy przepływ wód opadowych lub roztopowych w ścieku przykrawężnikowym [ $\text{dm}^3/\text{s}$ ],

$Q_w$  – maksymalny miarodajny dopływ wód deszczowych lub roztopowych ze zlewni wpustu [ $\text{dm}^3/\text{s}$ ],

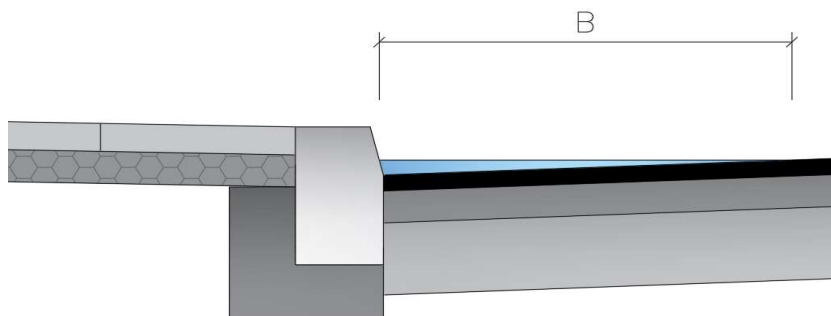
$Q_r$  – przepływ podstawowy ścieku – przepływ, który nie został przejęty przez analizowany wpust i zostanie odprowadzony do następnego, niżej położonego wpustu [ $\text{dm}^3/\text{s}$ ].

(2) Maksymalny możliwy przepływ wód opadowych lub roztopowych w ścieku przykrawężnikowym nie może przekraczać przepustowości ścieku dla dopuszczalnej szerokości strugi wody przed wpustem, zgodnie ze schematem przedstawionym na rys. 5.3.2.2. Dopuszczalną szerokość strugi wody przed wpustem przyjmuje się na podstawie klasy drogi, według tab. 5.3.2.1.

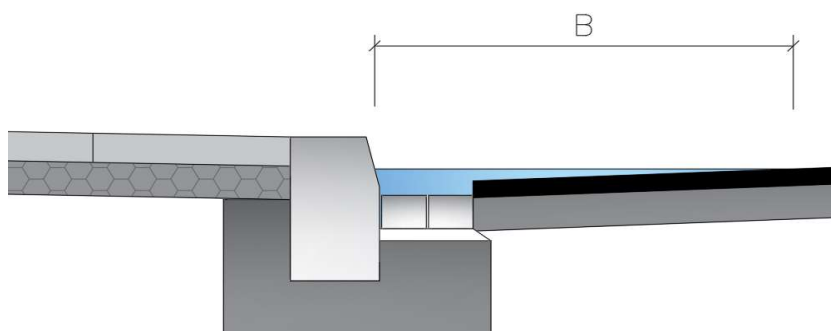


Rys. 5.3.2.1. Składowe przepływu wód opadowych lub roztopowych w ścieku przykrawężnikowym

a) zwykły ściek przykrawężnikowy



b) wydzielony ściek przykrawężnikowy



Rys. 5.3.2.2. Przekroje ścieków przykrawężnikowych z zaznaczeniem dopuszczalnej szerokości strugi wody

Tab. 5.3.2.1. Dopuszczalne szerokości strugi wody ścieków przykrawężnikowych przed wpustem (na podstawie [10])

Klasa drogi		Szerokość strugi wody w ścieku B [m]
Drogi zamiejskie	A, S	0,65 (lewostronnie) i 1,00 (prawostronnie)
	GP	0,60
	G, Z	0,50
	L, D	0,45
Ulice	GP, G, Z, L, D	≤0,50

(3) Przepustowość hydrauliczną ścieku przykrawężnikowego o dowolnym typie przekroju poprzecznego dla przyjętej szerokości strugi wody i wynikającej z niej powierzchni przekroju poprzecznego przepływu wody oblicza się przy wykorzystaniu wzorów (5.2.3.1), (5.2.3.2) i (5.2.3.3).

(4) Przepustowość hydrauliczną ścieku przykrawężnikowego trójkątnego dla przyjętej szerokości strugi wody i wynikającej z niej głębokości, według schematu przedstawionego na rys. 5.3.2.2a (ściek zwykły), oblicza się ze wzoru (5.3.2.2):

$$Q_{maxsp} = \frac{1000}{n} h^{8/3} \cdot \sqrt{i_n} \frac{0,315}{i_p} \quad (5.3.2.2)$$

gdzie:

$Q_{maxsp}$  – przepływ ścieku przykrawężnikowego [dm<sup>3</sup>/s],

$n$  – współczynnik szorstkości ścieku, zależny od umocnienia jego dna i ścian [m<sup>-1/3</sup>·s],

$h$  – głębokość ścieku przykrawężnikowego dla przyjętej szerokości strugi B (rys. 5.3.3.2a) [m],

$i_n$  – spadek podłużny ścieku równy spadkowi niwelety [-],

$i_p$  – spadek poprzeczny ścieku przykrawężnikowego [-].

(5) W przypadku niespełnienia warunku określonego w podrozdziale 5.3.2 akapit (2), dokonuje się niezbędnych korekt polegających na:

- a) zmniejszeniu rozstawu wpustów,
- b) zastosowaniu wpustów o większej przepustowości i efektywności przechwytywania wód opadowych lub roztopowych,
- c) zmianach przekroju ścieku przykrawężnikowego lub jego umocnienia.

## 5.4. Obliczanie objętości zbiorników retencyjnych i infiltracyjnych

### 5.4.1. Bilansowanie miarodajnych dopływów i odpływów wód opadowych

(1) Obliczeniową objętość zbiorników retencyjnych lub infiltracyjnych  $V_{obl}$  określa się jako wartość maksymalną wynikającą z przeprowadzonej analizy bilansów objętości dopływu i odpływu wód opadowych lub roztopowych dla kolejnych dyskretnych wartości czasów trwania deszczu miarodajnego (patrz rys. 5.4.1.1), zgodnie ze wzorem (5.4.1.1):

$$V_{obl} = \left\{ 0,06 \cdot \left( q(t_d, C_z) \cdot \sum_{i=1}^n (\psi_{si} \cdot F_i) - Q_o \right) \cdot t_d \right\} \quad (5.4.1.1)$$

gdzie:

$V_{obl}$  – obliczeniowa objętość zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego [ $m^3$ ],  
 $q(t_d, C_z)$  – lokalne natężenie deszczu dla czasu trwania  $t_d$  i dla częstości  $C_z$  przyjętej do obliczania zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego [ $dm^3/(s \cdot ha)$ ],  
 $\psi_{si}$  – współczynnik spływu ( $i$ -tej) powierzchni składowej zlewni  $F$  w stanie docelowym – po inwestycji (wartość dobierana na podstawie tab. 5.1.2.1) [-],  
 $F_i$  – ( $i$ -ta) powierzchnia składowa zlewni  $F$  [ha],  
 $Q_o$  – odpływ wód opadowych lub roztopowych ze zbiornika [ $dm^3/s$ ] obliczany zgodnie z zasadami podanymi w podrozdziale 5.4.2.

(2) W przypadku projektowania otwartego zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego wód opadowych lub roztopowych, wśród składowych powierzchni zlewni  $F_i$  we wzorze (5.4.1.1) dodatkowo uwzględnia się powierzchnię czaszy samego zbiornika, przemnożoną przez współczynnik spływu  $\psi = 1,0$  (bezpośrednie zasilanie przez opad).

(3) Obliczenia według wzoru (5.4.1.1) zaleca się przeprowadzać dla kolejnych dyskretnych wartości czasów trwania deszczu przyjmowanych, z rozdzielczością nie gorszą niż 5 min, zaczynając od czasu równego 5 min, a kończąc na czasie 4 320 min (3 dni). Wraz z wydłużaniem czasu trwania deszczu, a co za tym idzie spadkiem jego natężenia miarodajnego, dopływ wód opadowych lub roztopowych powinien przyjmować wartości coraz niższe, zbliżone lub nawet mniejsze od ustalonego odpływu ze zbiornika  $Q_o$ . Czas trwania deszczu, przy którym wyliczona pojemność użytkowa zbiornika jest maksymalna, wyznacza deszcz miarodajny do wymiarowania zbiornika.

(4) Przyjmowana do obliczeń zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego częstość  $C_z$  deszczu miarodajnego nie może być mniejsza od częstości  $C$  przyjętej do obliczeń zasilającej go sieci odwodnienia, wynikającej z zapisów podrozdziału 5.1.1 akapity (6) i (7). Jednocześnie zaleca się, aby częstość  $C_z$  deszczu miarodajnego była przyjmowana większa lub równa 10 lat.

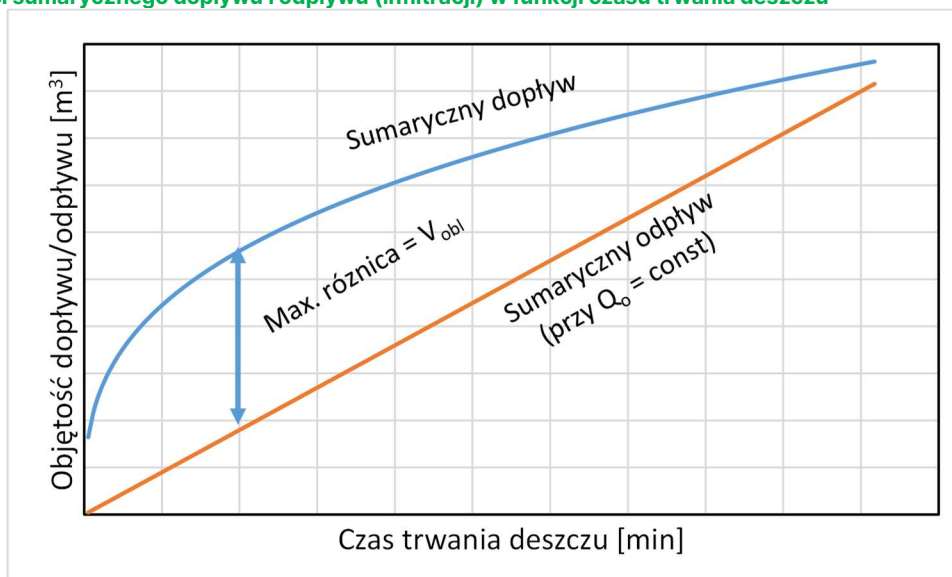
(5) Niezbędną minimalną objętość zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego  $V_{min}$  ustala się przemnażając objętość obliczeniową  $V_{obl}$  przez współczynnik bezpieczeństwa  $f_b$ , zgodnie ze wzorem (5.4.1.2):

$$V_{min} = V_{obl} \cdot f_b \quad (5.4.1.2)$$

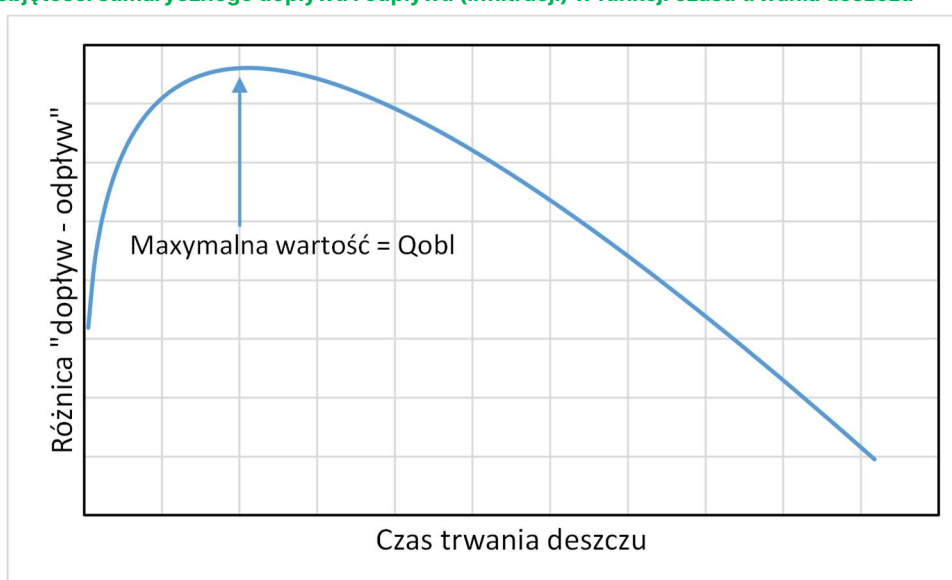
gdzie:

$V_{min}$  – niezbędna minimalna objętość zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego [ $m^3$ ],  
 $V_{obl}$  – obliczeniowa objętość zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego [ $m^3$ ],  
 $f_b$  – współczynnik bezpieczeństwa równy 1,2 [-]; wartość współczynnika równą 1,1, dopuszcza się stosować w przypadku zbiorników wyposażonych w przelewy awaryjne lub w przypadku zbiorników, których przepełnienie nie będzie skutkowało stratami i nie będzie stanowić istotnego zagrożenia dla terenów przyległych.

a) objętości sumarycznego dopływu i odpływu (infiltracji) w funkcji czasu trwania deszczu



b) różnice objętości sumarycznego dopływu i odpływu (infiltracji) w funkcji czasu trwania deszczu



Rys. 5.4.1.1. Schematyczne przedstawienie bilansowania objętości sumarycznego dopływu i odpływu wód opadowych dla zbiorników retencyjnych i infiltracyjnych

(6) Czas opróżniania zbiornika retencyjnego lub infiltracyjnego o objętości  $V_{min}$  powinien nie przekraczać 24 godzin. Czas ten oblicza się dzieląc minimalną objętość zbiornika wynikającą ze wzoru (5.4.1.2) przez dławiony odpływ  $Q_o$ , przyjęty do obliczeń we wzorze (5.4.1.1).

(7) Obliczona zgodnie z akapitem (4) minimalna objętość zbiornika retencyjnego  $V_{min}$ , o odpływie spełniającym wymogi akapitu (5), powinna być nie mniejsza niż  $40 \text{ m}^3$ , tak aby zbiornik ten w warunkach pogody suchej mógł posłużyć do awaryjnego przechwycenia sphywów powstałych z rozszczelnienia pojedynczej cysterny samochodowej. Wymóg zdolności do awaryjnego przechwycenia sphywów zanieczyszczonych wód dotyczy sphywu wód z odcinków dróg o zwiększonym ryzyku wypadków.

(8) Nie zaleca się stosowania metody obliczeniowej objętości zbiorników retencyjnych lub infiltracyjnych opisanej w akapitach od (1) do (5) w przypadku dużych zlewni przekraczających  $200 \text{ ha}$ , a także gdy są one instalowane w bardziej skomplikowanych systemach odwodnienia (np. gdy odpływy z innych zbiorników wpływają na hydraulikę projektowanego obiektu). W wymienionych sytuacjach, a także w przypadku dużych zbiorników wpływających bezpośrednio na infrastrukturę krytyczną, dobór ich ostatecznej objętości powinien opierać się na wykazaniu sprawności rozwiązań projektowych za pomocą symulacji dopływu wód

opadowych i roztopowych oraz ich odpływu (infiltracji) z użyciem modelowania hydrodynamicznego, zasilanego szeregami lokalnych deszczy nawalnych, względnie lokalnymi hietogramami (wykresami intensywności opadów) wzorcowymi.

### 5.4.2. Odpływ wód opadowych i roztopowych

(1) Do obliczeń wymaganej objętości zbiornika retencyjnego, w przypadku odprowadzania wód opadowych i roztopowych z projektowanej sieci odwodnienia do innego systemu odwodnienia, np. miejskiej sieci kanalizacyjnej, przyjmuje się odpływ  $Q_o$  zgodny z uzyskanym od eksploatatora zapewnieniem odbioru wód opadowych lub roztopowych.

(2) W przypadku odprowadzania wód opadowych i roztopowych do wód powierzchniowych, wielkość odpływu  $Q_o$  ze zbiornika retencyjnego szacuje się jako równoważną odpływowi ze zlewni w stanie naturalnym, zgodnie ze wzorem (5.4.2.1):

$$Q_o = q(t_{kn}, 1) \cdot \sum_{i=1}^n (\psi_{ni} \cdot F_i) \quad (5.4.2.1)$$

gdzie:

$Q_o$  – dławiony odpływ, odpowiadający odpływowi ze zlewni  $F$  w stanie naturalnym przed inwestycją [ $\text{dm}^3/\text{s}$ ],

$q(t_{kn}, 1)$  – lokalne natężenie deszczu dla czasu trwania równego czasowi koncentracji spływu  $t_{kn}$  dla zlewni w stanie naturalnym przed inwestycją i dla częstości  $C = 1$  rok [ $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$ ]; czas koncentracji spływu określa się zgodnie z akapitem (4),

$\psi_{ni}$  – współczynnik spływu ( $i$ -tej) powierzchni składowej zlewni  $F$  w stanie naturalnym przed inwestycją (wartość dobierana na podstawie tabeli 5.1.2.1) [-],

$F_i$  – ( $i$ -ta) powierzchnia składowa zlewni  $F$  [ha].

(3) Wielkość odpływu  $Q_o$ , zgodnie z akapitem (2), przyjmuje się za wartość maksymalnego dławionego odpływu ze zlewni, po wykonaniu zbiornika retencyjnego o objętości  $V_{min}$  obliczonej według wzoru (5.4.1.2). Dla tej wielkości odpływu dławionego  $Q_o$  występuje się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na odprowadzanie wód opadowych lub roztopowych do wód.

(4) Czas koncentracji terenowej spływu  $t_{kn}$  dla zlewni w stanie naturalnym przed inwestycją szacuje się z użyciem wzoru Kirpicha (5.4.2.2):

$$t_{kn} = 0,01947 \cdot L^{0,77} \cdot J^{-0,385} \quad (5.4.2.2)$$

gdzie:

$t_{kn}$  – czas koncentracji terenowej spływu [min],

$L$  – odległość od rozpatrywanego przekroju (zamykającego zlewnię) do najdalszego punktu zlewni [m],

$J$  – spadek między tymi punktami [-].

(5) Do obliczeń wymaganej objętości zbiornika infiltracyjnego za wartość odpływu  $Q_o$  przyjmuje się zdolność chłonną zbiornika  $Q_{inf}$ , obliczaną zgodnie z akapitem (6) ( $Q_o = Q_{inf}$ ).

(6) Zdolność chłonną zbiornika infiltracyjnego wód opadowych lub roztopowych oblicza się na podstawie prawa Darcy'ego (przy założonym dla zachowania bezpieczeństwa spadku hydraulicznym równym 1,0), według wzoru (5.4.2.3):

$$Q_{inf} = 1000 \cdot A_{inf} \cdot k_{fnn} \quad (5.4.2.3)$$

gdzie:

$Q_{inf}$  – zdolność chłonna zbiornika infiltracyjnego wód opadowych lub roztopowych [ $\text{dm}^3/\text{s}$ ],

$A_{inf}$  – powierzchnia infiltracji wód opadowych lub roztopowych [ $\text{m}^2$ ]; powierzchnia ta stanowi sumę powierzchni dna zbiornika oraz połowy powierzchni ścian bocznych zbiornika do maksymalnego projektowanego poziomu jego napełnienia,

$k_{fnn}$  – współczynnik filtracji dla gruntu nienasyconego wodą [m/s] (patrz akapit (7)).

(7) Obliczoną według wzoru (5.4.2.3) zdolność chłonną zbiornika infiltracyjnego wód opadowych lub roztopowych przyjmuje się za stałą i niezależną od wahań poziomu jego napełnienia w trakcie opadu.



(8) Współczynnik filtracji dla gruntu nienasyconego wodą  $k_{fnn}$  oblicza się jako równy połowie współczynnika filtracji  $k_f$  gruntu nasyconego wodą ( $k_{fnn} = 0,5k_f$ ). Wartości współczynników filtracji gruntu nasyconego wodą przyjmuje się zgodnie z zaleceniami określonymi w podrozdziale 5.1.3.

(9) W przypadku zbiorników infiltracyjno-retencyjnych, z których odpływ wód opadowych projektuje się zarówno do gruntu, jak i przez dławiony wylot do wód powierzchniowych, łączny odpływ  $Q_o$  stanowi sumę zdolności chłonnej  $Q_{inf}$  (akapit (6)) oraz dławionego odpływu do wód powierzchniowych, który nie powinien przekraczać wartości wynikającej z zapisów akapitów (2) i (3).

(10) Przykłady obliczeń objętości zbiorników infiltracyjnego i retencyjnego wód opadowych i roztopowych przedstawia załącznik.

## 5.5. Obliczanie urządzeń infiltracji rozproszonej

(1) Infiltracja rozproszona (niescentralizowana) zakłada, że wody opadowe lub roztopowe odprowadzane są do gruntu w miejscu wystąpienia opadu atmosferycznego lub też w bezpośrednim jego sąsiedztwie. Infiltracja rozproszona może być realizowana przez wsiąkanie powierzchniowe, względnie z użyciem urządzeń, takich jak np. muldy i rowy chłonne oraz studnie chłonne.

(2) Przyjmowana do obliczeń infiltracji rozproszonej częstość  $C_{in}$  deszczu miarodajnego powinna być nie mniejsza od częstości  $C$  przyjętej do obliczeń zasilającej go sieci odwodnienia, wynikającej z zapisów podrozdziału 5.1.1 akapity (6) i (7). Jednocześnie zaleca się, aby częstość  $C_{in}$  deszczu miarodajnego była większa lub równa 5 lat.

(3) W przypadku projektowania infiltracji rozproszonej opartej o wsiąkanie powierzchniowe wód opadowych lub roztopowych minimalną do tego celu powierzchnię wyznacza się na podstawie wzoru (5.5.1):

$$A_{inf p} = \frac{\sum_{i=1}^n (\psi_{si} \cdot F_i)}{\frac{k_{fnn} \cdot 10^7}{q(t_d, C_{in})} - 1} \quad (5.5.1)$$

gdzie:

$A_{inf p}$  – minimalna niezbędna powierzchnia do zapewnienia wsiąkania powierzchniowego wód opadowych lub roztopowych [ $m^2$ ],

$\psi_{si}$  – współczynnik spływu ( $i$ -tej) powierzchni składowej zlewni  $F$  w stanie docelowym – po inwestycji (wartość dobierana na podstawie tabeli 5.1.2.1) [-],

$F_i$  – ( $i$ -ta) powierzchnia składowa zlewni  $F$  [ha],

$q(t_d, C_{in})$  – lokalne natężenie deszczu dla czasu trwania  $t_d$  i dla częstości  $C_{in}$  [ $dm^3/(s \cdot ha)$ ],

$k_{fnn}$  – współczynnik filtracji dla gruntu nienasyconego wodą [m/s] (patrz podrozdział 5.4.2 akapit (7)).

(4) Do obliczeń we wzorze (5.5.1) czas trwania deszczu  $t_d$  przyjmuje się równy czasowi koncentracji spływu wód opadowych lub roztopowych. Dla małych zlewni może on być szacowany z użyciem tab. 5.2.1.1. Wzór (5.5.1) może być przy tym stosowany tylko przy spełnionym warunku (5.5.2):

$$k_{fnn} \geq q(t_d, C_{in}) \cdot 10^7 \quad (5.5.2)$$

gdzie:

$k_{fnn}$  – współczynnik filtracji dla gruntu nienasyconego wodą [m/s] (patrz podrozdział 5.4.2 akapit (7)),

$q(t_d, C_{in})$  – lokalne natężenie deszczu dla czasu trwania  $t_d$  i dla częstości  $C_{in}$  [ $dm^3/(s \cdot ha)$ ].

(5) W przypadku projektowania muld i rowów chłonnych, niezbędną objętość tych urządzeń oblicza się analogicznie, jak w przypadku otwartych zbiorników infiltracyjnych wód opadowych lub roztopowych, stosując się do rekomendacji zapisanych w podrozdziale 5.4.1 akapity (1), (2), (4) i (5) oraz w podrozdziale 5.4.2 akapity od (5) do (7). Przy tym we wzorze (5.4.1.1) częstość deszczu  $C_z$  należy zastąpić częstością  $C_{in}$  (patrz akapit (2)). Ponadto we wzorze (5.4.2.3) za powierzchnię infiltracji  $A_{inf}$  podstawia się średnią powierzchnię rowu lub muldy w trakcie cyklu infiltracji wód opadowych lub roztopowych. W przypadku rowu chłonnego wartość ta odpowiada

sumie powierzchni dna rowu oraz połowie powierzchni ścian bocznych. W przypadku muldy chłonnej, wartość ta odpowiada w przybliżeniu połowie maksymalnej powierzchni infiltracji w pełni napełnionej wodą muldy.

(6) W przypadku projektowania studni chłonnych, niezbędną objętość tych urządzeń oblicza się analogicznie, jak w przypadku podziemnych zbiorników infiltracyjnych wód opadowych lub roztopowych, stosując się do rekomendacji zapisanych w podrozdziale 5.4.1 akapity (1), (2), (4) i (5) oraz w podrozdziale 5.4.2 akapity od (5) do (7). Przy tym we wzorze (5.4.1.1) częstość deszczu  $C_z$  należy zastąpić częstością  $C_{in}$  (patrz akapit (2)). Ponadto we wzorze (5.4.2.3) za powierzchnię infiltracji  $A_{inf}$ , przyjmuje się wartość wyliczoną ze wzoru (5.5.3):

$$A_{inf} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} + \pi \cdot d_s \cdot \frac{z}{2} \quad (5.5.3)$$

gdzie:

$A_{inf}$  – powierzchnia infiltracji wody przez pobocznice z otworami i dno studni chłonnej [m<sup>2</sup>],

$d_s$  – średnica zewnętrzna studni [m],

$z$  – głębokość wody w studni, przy jej maksymalnym napełnieniu w trakcie cyklu infiltracji wód opadowych lub roztopowych [m].

## 5.6. Odprowadzanie wód opadowych i roztopowych

### 5.6.1. Wymagania dotyczące jakości wód opadowych i roztopowych odprowadzanych do odbiorników z pasa drogowego

(1) Wody opadowe lub roztopowe odprowadzane do odbiorników z pasa drogowego i przyległego do niego terenu muszą spełniać obowiązujące przepisy dotyczące jakości wód i stanu środowiska, określone w dyrektywie [1] oraz rozporządzeniach [2] i [5].

(2) Zgodnie z ustawą [6], zakazane jest wprowadzanie wód opadowych i roztopowych bezpośrednio do wód podziemnych oraz urządzeń wodnych, jeżeli wody te zawierają substancje szkodliwe dla środowiska o stężeniu przekraczającym dopuszczalne wartości podane w rozporządzeniu [2].

(3) Wody opadowe lub roztopowe pochodzące z pasa drogowego i jego otoczenia mogą być wprowadzane do wód lub urządzeń wodnych bez podczyszczania, z wyjątkiem sytuacji wskazanych w akapicie (2).

(4) W przypadku sytuacji wskazanych w akapicie (2) zaleca się stosowanie systemów do podczyszczania i oczyszczania zanieczyszczeń spływających z pasa drogowego, tak aby można było wody opadowe i roztopowe odprowadzać do odbiorników naturalnych.

(5) Systemy do podczyszczania i oczyszczania zanieczyszczeń dostosowuje się do możliwości terenowych i technicznych związanych z pasem drogowym oraz obszarem przylegającym do niego.

### 5.6.2. Zasady ogólne odprowadzania wód opadowych i roztopowych

(1) Zalecanym sposobem odprowadzania wód opadowych lub roztopowych jest ich infiltracja do gruntu, o ile tylko pozwalają na to lokalne warunki gruntowo-wodne i terenowe.

(2) Infiltracja do gruntu wód opadowych lub roztopowych nie może być stosowana zarówno w przypadku gruntów o bardzo niskich, jak i bardzo wysokich zdolnościach filtracyjnych. Urządzenia do infiltracji wód opadowych lub roztopowych mogą być projektowane w przypadku gruntów o współczynniku filtracji  $k_f$  (przyjmowanym zgodnie z zaleceniami zawartymi w podrozdziale 5.1.3) mieszczącym się w zakresie od  $5 \cdot 10^{-6}$  do  $10^{-3}$  m/s.

(3) Minimalna różnica pomiędzy rzędną dna projektowanego zbiornika infiltracyjnego, muldy chłonnej lub rowu chłonnego, a rzędną średniej z najwyższych rocznych wysokości położenia zwierciadła wody podziemnej dla okresu wielolecia w przypadku danej lokalizacji nie może być mniejsza niż 1,0 m.

(4) Minimalna różnica pomiędzy rzędną dna projektowanej studni chłonnej, a rzędną średniej z najwyższych rocznych wysokości położenia zwierciadła wody podziemnej dla okresu wielolecia w przypadku danej lokalizacji nie może być mniejsza niż 1,5 m.

(5) Infiltracja wód opadowych lub roztopowych nie może zagrażać pobliskim obiektom budowlanym, ani powodować szkodliwych zmian na sąsiadujących obszarach. Nie dopuszcza się lokalizowania urządzeń do scentralizowanej i rozporoszonej infiltracji w odległości mniejszej niż  $1,5h_f + 0,5$  m od pobliskich obiektów budowlanych, gdzie  $h_f$  oznacza głębokość ich fundamentów [m]. Nawet przy spełnieniu wcześniejszego warunku każdorazowo analizuje się, czy w konkretnych warunkach gruntowo-wodnych oraz izolacji pobliskiego obiektu budowlanego wody opadowe lub roztopowe infiltrujące z projektowanych urządzeń nie będą niekorzystnie wpływać na stateczność i zawilgocenie obiektu budowlanego.

(6) Zabrania się projektowania urządzeń do infiltracji wód opadowych lub roztopowych, zarówno rozproszonej jak i zbiorczej, na obszarach ochrony bezpośredniej i pośredniej ujęć wody.

(7) W przypadku braku możliwości infiltracji wód opadowych lub roztopowych odprowadza się je do innego systemu odwodnienia (np. miejskiej sieci kanalizacyjnej) lub do wód powierzchniowych z zastosowaniem rozwiązań projektowych w postaci np. zbiorników retencyjnych i regulatorów przepływu, pozwalających na redukcję maksymalnego strumienia odpływu do wartości odpływu  $Q_o$  zdefiniowanego w podrozdziale 5.4.2 akapity (1) i (2).

(8) Powodem do odstąpienia od zalecenia zawartego w akapicie (7), dotyczącego odprowadzania wód opadowych lub roztopowych do wód powierzchniowych, może być jedynie brak możliwości terenowej do zabudowy zbiornika retencyjnego (otwartego lub podziemnego). Wówczas dopuszcza się zwiększenie odpływu ponad poziom  $Q_o$ , co pozwala na redukcję objętości zbiornika lub nawet całkowitą rezygnację z jego budowy. Działanie to pociąga za sobą konieczność wcześniejszego wykazania, że zwiększony w ten sposób maksymalny strumień odpływu wód opadowych nie przekracza zdolności chłonnych odbiornika wód opadowych lub roztopowych (np. przepustowości koryta pobliskiego cieku, dozwolonego poziomu wahań zwierciadła wody zbiornika wodnego). Proponowane odstępstwo uzgadnia się z jednostką właściwą dla wydanych warunków. Konieczne jest także uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego na odprowadzanie wód opadowych lub roztopowych do wód dla zwiększonego maksymalnego strumienia odpływu.

(9) Prace inżynierskie na etapie sporządzania projektu budowlanego urządzeń do odwodnienia dróg oraz do odprowadzania wód opadowych i roztopowych powinny obejmować obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne niezbędne do sporządzenia operatu wodnoprawnego, o zakresie zgodnym z ustawą [6].

### 5.6.3. Obliczenia czasu i ilości odprowadzanych wód opadowych lub roztopowych

(1) Obliczenia parametrów niezbędnych do sporządzenia operatu wodnoprawnego, takich jak: czas wyrażony w dniach, kiedy następuje odprowadzanie wód opadowych lub roztopowych, średnia ilość wód opadowych lub roztopowych oraz ilość wód opadowych lub roztopowych odprowadzanych do systemów kanalizacji zbiorczej z terenów uszczelnionych, przeprowadza się na podstawie aktualnych szeregów dobowych rejestracji opadów z okresu od min. 10 do max. 30 lat z najbliższego deszczomierza. Dane te odczytuje się z opublikowanych danych meteorologicznych lub pozyskuje się bezpośrednio od ich dysponentów, np. Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej lub z innych źródeł.

(2) Obliczenia parametrów wymienionych w akapicie (1) przeprowadza się z użyciem metody SCS-CN (Soil Conservation Service Curve Number), stosując referencyjne wartości parametru CN w zależności od grupy glebowej (przypowierzchniowej warstwy gruntu o miąższości do ok. 1,5 m, wliczając warstwę humusu), warunków hydrologicznych i użytkowania zlewni dla przeciętnych warunków uwilgotnienia podłoża. Referencyjne wartości parametru CN są zestawione w tab. 5.6.3.1, a grupy glebowe ustala się na podstawie tab. 5.6.3.2.

**Tab. 5.6.3.1. Referencyjne wartości parametru CN w zależności od grupy glebowej, warunków hydrologicznych i użytkowania zlewni dla przeciętnych warunków uwilgotnienia podłoża**

Rodzaj pokrycia terenu (użytkowania zlewni)	Warunki hydrologiczne	Wartości CN dla grup glebowych			
		A	B	C	D
Ulice i drogi zamiejskie	nieprzepuszczalne z pobocznymi i rowami otwartymi	83	89	92	93
	z kruszywa stabilizowanego mechanicznie	76	85	89	91
	gruntowe	72	82	87	89
Tereny nieprzepuszczalne: parkingi o nawierzchni twardej, dachy, jezdnie	-	98	98	98	98
Torowiska, obszary portowe	-	98	98	98	98
Tereny handlowe i przemysłowe	ok. 85% powierzchni nieprzepuszczalnej	89	98	94	95
	ok. 72% powierzchni nieprzepuszczalnej	81	88	91	93
Tereny zamieszkałe przy przeciętnej powierzchni działki	<500 m <sup>2</sup> lub 65% powierzchni nieprzepuszczalnej	77	85	90	92
	1000 m <sup>2</sup> lub 38% powierzchni nieprzepuszczalnej	61	75	83	87
	1700 m <sup>2</sup> lub 30% powierzchni nieprzepuszczalnej	57	72	81	86
	2000 m <sup>2</sup> lub 25% powierzchni nieprzepuszczalnej	54	70	80	85
	4000 m <sup>2</sup> lub 20% powierzchni nieprzepuszczalnej	51	68	79	84
	zagrody	59	74	82	86
Tereny otwarte, trawniki, parki, cmentarze itp.	złe warunki hydrologiczne (trawa pokrywa do 50% powierzchni)	68	79	86	89
	średnie warunki hydrologiczne (trawa pokrywa 50-75% powierzchni)	49	69	79	84
	dobre warunki hydrologiczne (trawa pokrywa ponad 75% powierzchni)	39	61	74	80
Ugory	-	77	86	91	94
Rośliny okopowe	warunki przeciętne	67	77	83	87
Rośliny zbożowe	warunki przeciętne	62	73	81	85
Rośliny motylkowe	warunki przeciętne	60	72	80	83
Pastwiska	warunki przeciętne	49	69	78	84
Łąki	warunki przeciętne	30	58	71	78
Lasy	gęste	25	55	70	77
	średnio gęste	36	60	73	79
	rzadkie	45	66	77	83

**Tab. 5.6.3.2. Hydrologiczne klasy gleby**

Grupa	Charakterystyka	Współczynnik filtracji $k$ [mm/h]
<b>A</b>	Gleby o małej możliwości powstania odpływu powierzchniowego. O dobrej przepuszczalności, wysokich wartościach współczynników filtracji. Do grupy tej zalicza się: głębokie piaski, piaski z niewielką domieszką gliny, żwiry, głębokie lessy	$k > 7,6$
<b>B</b>	Gleby o przepuszczalności powyżej średniej, średni współczynnik filtracji. Do grupy tej należą: gleby piaszczyste średnio głębokie, płytkie lessy oraz łąy piaszczyste	$3,8 < k \leq 7,6$
<b>C</b>	Gleby o przepuszczalności poniżej średniej. Do grupy tej należą: gleby uwarstwione, posiadające wkładki słabo przepuszczalne oraz łąy gliniaste, płytkie łąy piaszczyste, gleby o niskiej zawartości części organicznych, gliny o dużej zawartości części ilastych	$1,3 < k \leq 3,8$
<b>D</b>	Gleby o dużej możliwości powstawania odpływu powierzchniowego. Przepuszczalność gleby bardzo mała i bardzo niska wartość współczynnika filtracji. Do grupy tej należą: gleby gliniaste, gliny pylaste, gliny zasolone, gleby uwarstwione z warstewkami nieprzepuszczalnymi	$k \leq 1,3$

(3) W przypadku niehomogenicznych zlewni o powierzchniach o różnym pokryciu (różnych wartościach parametru  $CN$ ) oblicza się zastępczy – średni ważony parametr  $CN$  ze wzoru (5.6.3.1):

$$CN = \frac{CN_1 \cdot F_1 + CN_2 \cdot F_2 + \dots + CN_n \cdot F_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n} = \frac{\sum_{i=1}^n (CN_i \cdot F_i)}{\sum_{i=1}^n F_i} \quad (5.6.3.1)$$

gdzie:

$CN_i$  – parametr  $CN$  ( $i$ -tej) powierzchni składowej zlewni  $F$  (według tab. 5.6.3.1) [-],

$F_i$  – ( $i$ -ta) powierzchnia składowa zlewni  $F$  [ha].

(4) Na podstawie znajomości wartości parametru  $CN$  oblicza się potencjalną retencję zlewni  $S$  według wzoru (5.6.3.2):

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (5.6.3.2)$$

gdzie:

$S$  – potencjalna retencja zlewni [mm].

(5) Na podstawie obliczonej wartości potencjalnej retencji zlewni, dla każdego dnia rejestracji opadów wyznacza się opad efektywny, a więc część opadu dobowego pozostającą po odjęciu strat na: zwilżenie powierzchni roślin i terenu, wypełnienie niewielkich zagłębień bezodpływowych, infiltrację oraz parowanie w czasie trwania opadów i spływu. Do obliczenia opadu efektywnego  $P_{Ei}$  stosuje się wzór (5.6.3.3):

$$P_{Ei} = \begin{cases} 0 & \text{jeśli } P_i - 0,2 \cdot S \leq 0 \\ \frac{(P_i - 0,2 \cdot S)^2}{P_i + 0,8 \cdot S} & \text{jeśli } P_i - 0,2 \cdot S > 0 \end{cases} \quad (5.6.3.3)$$

gdzie:

$P_{Ei}$  – dobowy opad efektywny dla  $i$ -tego dnia [mm],

$P_i$  – suma dobowa opadu dla  $i$ -tego dnia [mm].

(6) Zgodnie z założeniami metody SCS-CN do spływów dochodzi tylko w dni o niezerowym opadzie efektywnym, który uruchamia funkcjonowanie systemów odwodnienia, a w efekcie końcowym powoduje odprowadzanie wód opadowych i roztopowych. Stąd też czas wyrażony w dniach, kiedy następuje odprowadzanie wód opadowych lub roztopowych oblicza się na podstawie wyników uzyskanych w akapicie (5), zaliczając do niego tylko dni, w których opad efektywny jest większy od zera.

(7) Ilości (objętości) odprowadzanych wód opadowych lub roztopowych w poszczególnych latach oblicza się sumując opady efektywne z poszczególnych dni roku i mnożąc uzyskane sumy przez powierzchnię zlewni, według wzoru (5.6.3.4):

$$V = 10 \cdot \sum_{i=1}^{ld} (P_{Ei}) \cdot F \quad (5.6.3.4)$$

gdzie:

$V$  – roczna ilość (objętość) odprowadzanych wód opadowych lub roztopowych [ $\text{m}^3/\text{rok}$ ],

$ld$  – liczba dni w roku,

$P_{Ei}$  – dobowy opad efektywny dla  $i$ -tego dnia [ $\text{mm}$ ],

$F$  – powierzchnia zlewni [ $\text{ha}$ ].

(8) Średnie ilości (objętości) odprowadzanych wód opadowych lub roztopowych wyrażone w  $\text{m}^3/\text{rok}$  oblicza się jako średnie arytmetyczne ze zbioru rocznych ilości (objętości) odprowadzanych wód, obliczanych uprzednio według zasad podanych w akapicie (7).

## 6. Zalecany zakres zawartości projektu odwodnienia

- (1) Projekt odwodnienia poprzedza się rozpoznaniem i analizą danych zgodnie z wymaganiami podanymi w podrozdziale 4.3.1.
- (2) Ze względu na zakres zawartości, projekty odwodnienia dzieli się na dokumentację:
  - a) przedprojektową (np. studium korytarzowe, studium techniczno-ekonomiczno-środowiskowe),
  - b) projektową (np. koncepcja programowo-przestrzenna, projekt budowlany, projekt wykonawczy).
- (3) Celem opracowania dokumentacji przedprojektowej powinien być wybór najkorzystniejszego rozwiązania z uwagi na kryteria techniczne i ekonomiczne oraz przygotowanie podstaw do wykonania dokumentacji projektowej.
- (4) Projekt odwodnienia powinien składać się z części opisowej i graficznej.
- (5) Zaleca się, aby część opisowa dokumentacji przedprojektowej zawierała dane i informacje przedstawione na rys. 6.1.

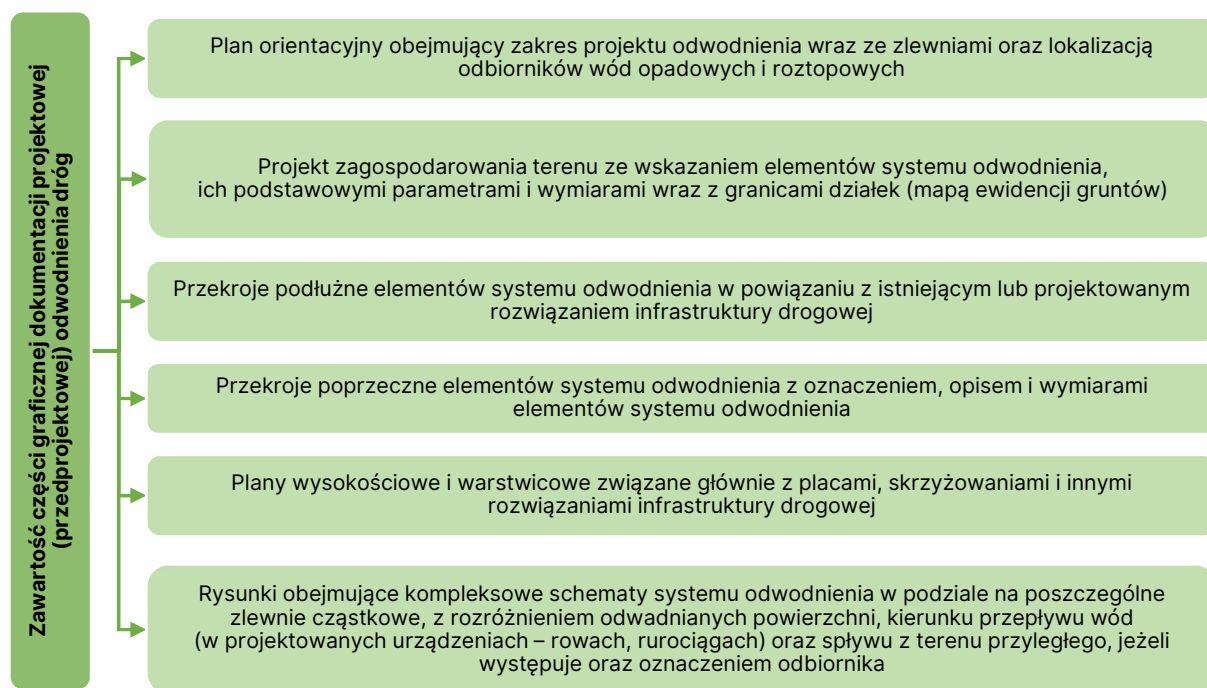


Rys. 6.1. Zalecana zawartość części opisowej dokumentacji przedprojektowej odwodnienia dróg

(6) Część opisowa dokumentacji projektowej powinna stanowić rozwinięcie dokumentacji przedprojektowej, w tym obejmując:

- a) określenie rozwiązań technicznych związanych z zabezpieczeniem elementów systemu odwodnienia przed działaniem wody (np. zapobiegających erozji przy dużych spadkach podłużnych rowów),
- b) obliczenia hydrauliczne elementów systemu odwodnienia,
- c) szczegółowe obliczenia zbiorników retencyjnych (retencyjno-infiltracyjnych),
- d) analizę możliwości technicznych odbiorników, zakres ich konserwacji lub przebudowy, jeżeli stan techniczny odbiornika nie jest zadowalający oraz uzgodnienie warunków odbioru wód z właścicielem lub zarządcą odbiornika,
- e) określenie sposobu prowadzenia robót oraz stosowanych technologii i materiałów.

(7) Część graficzna projektu odwodnienia powinna zawierać elementy przedstawione na rys. 6.2. w zakresie odpowiadającym stadium opracowania.



Rys. 6.2. Zawartość części graficznej dokumentacji projektowej odwodnienia dróg i ulic

(8) Skala rysunków w części graficznej projektu odwodnienia powinna zapewniać pełną czytelność prezentowanych informacji oraz powinna być zgodna z wymaganiami szczegółowymi określonymi przez zarządcę obiektu oraz jednostki uzgadniające projekt.

(9) Elementy systemu odwodnienia drogowych obiektów inżynierskich w powiązaniu z infrastrukturą drogową określa WR-M-11.

(10) Operaty wodnoprprawne sporządza się zgodnie z ustawą [6].

(11) Dokumentacja projektowa poza podanymi wymaganiami powinna również spełniać wymagania określone w rozporządzeniach [3] i [4].



# Załącznik. Przykładowe obliczenia objętości zbiorników wód opadowych i roztopowych

## Zbiornik infiltracyjny

Obliczenia mają na celu określenie minimalnej niezbędnej objętości zbiornika infiltracyjnego wód opadowych lub roztopowych odprowadzanych z powierzchni zestawionych w tab. Z.1. W tabeli tej zestawiono powierzchnie całkowite i zredukowane odwadnianej zlewni, wyznaczone z użyciem wartości współczynników spływu, zgodnych z tab. 5.1.2.1.

Tab. Z.1. Zestawienie powierzchni całkowitych i zredukowanych odwadnianej zlewni

Pokrycie terenu	Powierzchnia [ha]	Współczynnik spływu $\psi$ [-]	Powierzchnia zredukowana [ha]
Powierzchnia jezdni	0,5500	0,90	0,4950
Powierzchnia skarp (umocnienie elementami ażurowymi)	0,3500	0,50	0,1750
Powierzchnia poboczy (nawierzchnie żwirowe)	0,2500	0,30	0,0750
Suma:	1,1500	-	0,7450

Z uwagi na korzystne warunki gruntowo-wodne w obszarze projektowanej drogi, zdecydowano się na rozwiązanie polegające na infiltracji całości spływających wód opadowych lub roztopowych z wykorzystaniem otwartego zbiornika wykonanego w naturalnym gruncie. Zgodnie z wynikami lokalnych badań geotechnicznych, poziom wód gruntowych w obszarze projektowanego zbiornika znajduje się na 5 m pod poziomem terenu. Gruntem, w którym zostanie zrealizowany zbiornik jest piasek średnioziarnisty o współczynniku filtracji  $k_f$  równym  $2 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Do obliczeń przyjęto wstępnie zbiornik o kształcie prostokątnym (o wymiarach boków  $a = 11,0$  m i  $b = 19,0$  m), głębokości  $h = 1,20$  m i o nachyleniu skarp 1 : 1,5 (1 :  $m$ , gdzie  $m = 1,5$ ). Dla zbiornika obliczono jego podstawowe charakterystyki geometryczne, takie jak: powierzchnia zwierciadła wody  $P_{zw}$ , powierzchnia dna  $P_d$ , powierzchnia ścian bocznych  $P_b$ , objętość  $V_{zb}$ :

$$P_{zw} = a \cdot b = 11,0 \cdot 19,0 = 209,00 \text{ m}^2,$$

$$P_d = (a - 2 \cdot m \cdot h) \cdot (b - 2 \cdot m \cdot h) = (11,0 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,20) \cdot (19,0 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,20) = 113,96 \text{ m}^2,$$

$$P_b = 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \cdot (a + b - 2 \cdot m \cdot h) = 2 \cdot 1,20 \cdot \sqrt{1 + 1,5^2} \cdot (11,0 + 19,0 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,20) = 114,22 \text{ m}^2,$$

$$V_{zb} = \frac{P_d + P_{zw}}{2} \cdot h = \frac{113,96 + 209,00}{2} \cdot 1,2 = 193,78 \text{ m}^3.$$

Powierzchnię infiltracji wód opadowych lub roztopowych  $A_{inf}$ , zgodnie z rekomendacjami podrozdziału 5.4.2 akapit (6), obliczono jako sumę powierzchni dna zbiornika oraz połowy powierzchni ścian bocznych zbiornika:

$$A_{inf} = P_d + \frac{1}{2} \cdot P_b = 113,96 + \frac{1}{2} \cdot 114,22 = 171,07 \text{ m}^2.$$

Na podstawie powyższej wartości określono zdolność chłonną zbiornika infiltracyjnego wód opadowych lub roztopowych. Uwzględniono przy tym wartość współczynnika filtracji dla gruntu nienasyconego wodą  $k_{fnn}$ , który zgodnie z zaleceniami podrozdziału 5.4.2 akapit (7), przyjęto za równą połowie wartości współczynnika filtracji  $k_f$  gruntu nasyconego wodą:

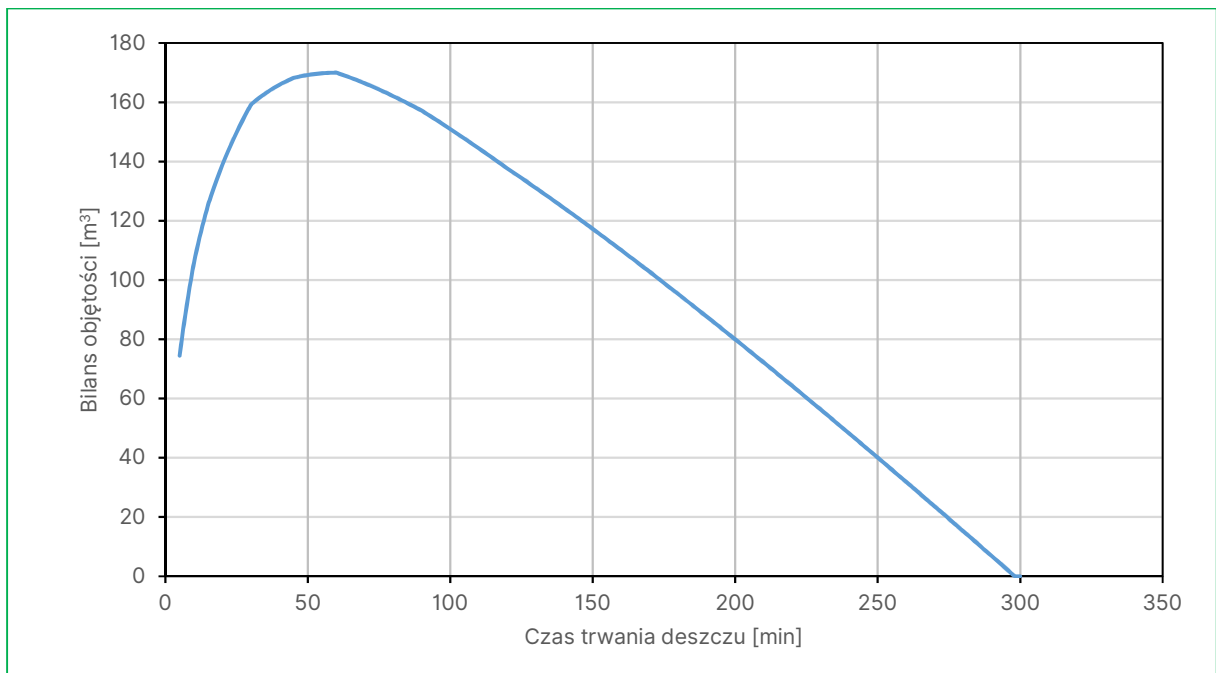
$$Q_{inf} = 1000 \cdot A_{inf} \cdot k_{fnn} = 1000 \cdot 171,07 \cdot \frac{0,0002}{2} = 17,11 \text{ dm}^3/\text{s}.$$

Określenie zdolności chłonnej zbiornika pozwoliło na przeprowadzenie, zgodnie z zależnością (5.4.1.1), analizy bilansów objętości dopływu wód opadowych lub roztopowych i ich infiltracji do gruntu dla kolejnych dyskretnych czasów trwania deszczy miarodajnych i identyfikację maksymalnej objętości nadmiaru wód opadowych. Częstość  $C$  deszczu miarodajnego, zgodnie

z zaleceniami podrozdziału 5.4.1 akapit (3), przyjęto za równą 10 lat ( $p = 10\%$ ). Odczytane z atlasu opadowego dla lokalizacji projektowanego zbiornika wartości natężeń deszczu miarodajnego dla tej częstości dla kolejnych czasów trwania oraz wyniki obliczeń bilansowych zamieszczono w tab. Z.2. Wyniki obliczeń bilansowych są ponadto prezentowane na rys. Z.1.

**Tab. Z2. Wartości natężeń deszczów miarodajnych  $q$  dla  $C = 10$  lat oraz obliczone na ich podstawie wymagane objętości zbiornika infiltracyjnego  $V_{ob}$  dla kolejnych czasów trwania  $t_{d1}$**

Czas $t_d$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s-ha)]	$V_{ob,inf}$ [m <sup>3</sup> ]	Czas $t_{d1}$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s-ha)]	$V_{ob,inf}$ [m <sup>3</sup> ]	Czas $t_{d1}$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s-ha)]	$V_{ob,inf}$ [m <sup>3</sup> ]	Czas $t_{d1}$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s-ha)]	$V_{ob,inf}$ [m <sup>3</sup> ]
5	346,47	74,48	79	67,102	162,52	153	38,707	115,10	227	27,960	58,67
6	318,85	81,76	80	66,416	162,05	154	38,499	114,38	228	27,858	57,86
7	297,22	88,42	81	65,746	161,58	155	38,294	113,67	229	27,758	57,06
8	279,67	94,60	82	65,091	161,11	156	38,092	112,95	230	27,659	56,26
9	265,06	100,39	83	64,451	160,63	157	37,891	112,23	231	27,560	55,45
10	252,63	105,83	84	63,824	160,15	158	37,693	111,50	232	27,462	54,65
11	240,34	110,20	85	63,210	159,66	159	37,498	110,78	233	27,365	53,85
12	229,64	114,32	86	62,610	159,16	160	37,304	110,05	234	27,268	53,03
13	220,21	118,21	87	62,022	158,66	161	37,113	109,33	235	27,173	52,23
14	211,83	121,91	88	61,446	158,16	162	36,924	108,60	236	27,078	51,43
15	204,32	125,44	89	60,882	157,65	163	36,737	107,87	237	26,984	50,62
16	196,96	128,39	90	60,330	157,14	164	36,552	107,14	238	26,890	49,81
17	190,28	131,20	91	59,788	156,63	165	36,369	106,40	239	26,797	48,99
18	184,20	133,89	92	59,258	156,12	166	36,188	105,67	240	26,705	48,18
19	178,62	136,46	93	58,739	155,62	167	36,010	104,94	241	26,614	47,38
20	173,49	138,92	94	58,230	155,12	168	35,833	104,20	242	26,523	46,56
21	168,74	141,28	95	57,732	154,63	169	35,658	103,46	243	26,433	45,75
22	164,34	143,56	96	57,244	154,14	170	35,485	102,72	244	26,344	44,94
23	160,24	145,76	97	56,765	153,65	171	35,313	101,97	245	26,255	44,12
24	156,41	147,87	98	56,295	153,16	172	35,144	101,24	246	26,167	43,31
25	152,82	149,91	99	55,834	152,68	173	34,976	100,49	247	26,080	42,50
26	149,45	151,88	100	55,382	152,20	174	34,810	99,74	248	25,993	41,68
27	146,28	153,78	101	54,938	151,73	175	34,646	99,00	249	25,907	40,86
28	143,28	155,62	102	54,502	151,26	176	34,484	98,25	250	25,822	40,05
29	140,45	157,41	103	53,822	149,03	177	34,323	97,50	251	25,737	39,23
30	137,77	159,14	104	53,383	148,38	178	34,164	96,75	252	25,653	38,41
31	134,64	159,99	105	52,953	147,73	179	34,006	95,99	253	25,569	37,59
32	131,68	160,79	106	52,530	147,08	180	33,850	95,24	254	25,486	36,77
33	128,87	161,56	107	52,114	146,42	181	33,696	94,49	255	25,404	35,95
34	126,20	162,28	108	51,706	145,76	182	33,543	93,73	256	25,322	35,13
35	123,66	162,97	109	51,304	145,10	183	33,392	92,98	257	25,241	34,31
36	121,24	163,62	110	50,909	144,43	184	33,243	92,22	258	25,160	33,48
37	118,93	164,24	111	50,521	143,77	185	33,095	91,47	259	25,080	32,66
38	116,73	164,84	112	50,139	143,10	186	32,948	90,70	260	25,001	31,84
39	114,62	165,39	113	49,763	142,42	187	32,803	89,95	261	24,922	31,02
40	112,60	165,92	114	49,394	141,75	188	32,659	89,18	262	24,843	30,18
41	110,67	166,43	115	49,030	141,07	189	32,516	88,42	263	24,765	29,36
42	108,82	166,92	116	48,672	140,39	190	32,375	87,65	264	24,688	28,53
43	107,04	167,38	117	48,320	139,71	191	32,235	86,89	265	24,611	27,70
44	105,33	167,81	118	47,973	139,02	192	32,097	86,12	266	24,535	26,88
45	103,68	168,21	119	47,632	138,33	193	31,960	85,36	267	24,459	26,05
46	102,02	168,44	120	47,296	137,64	194	31,824	84,59	268	24,384	25,22
47	100,43	168,67	121	46,973	136,99	195	31,689	83,81	269	24,309	24,39
48	98,898	168,88	122	46,655	136,34	196	31,556	83,04	270	24,235	23,56
49	97,416	169,06	123	46,342	135,69	197	31,424	82,27	271	24,161	22,73
50	95,986	169,23	124	46,034	135,04	198	31,293	81,50	272	24,088	21,90
51	94,604	169,37	125	45,730	134,38	199	31,164	80,73	273	24,015	21,06
52	93,268	169,50	126	45,430	133,72	200	31,035	79,95	274	23,943	20,23
53	91,977	169,61	127	45,135	133,06	201	30,908	79,18	275	23,871	19,40
54	90,726	169,71	128	44,844	132,39	202	30,782	78,40	276	23,800	18,57
55	89,516	169,80	129	44,557	131,73	203	30,657	77,62	277	23,729	17,73
56	88,342	169,86	130	44,274	131,06	204	30,533	76,84	278	23,659	16,90
57	87,205	169,92	131	43,995	130,39	205	30,410	76,06	279	23,589	16,06
58	86,102	169,96	132	43,720	129,71	206	30,288	75,28	280	23,519	15,22
59	85,031	169,98	133	43,448	129,03	207	30,168	74,50	281	23,450	14,38
<b>60</b>	<b>83,991</b>	<b>170,00</b>	134	43,181	128,36	208	30,048	73,71	282	23,382	13,55
61	82,865	169,67	135	42,917	127,68	209	29,929	72,93	283	23,314	12,72
62	81,773	169,34	136	42,656	126,99	210	29,812	72,15	284	23,246	11,88
63	80,712	169,00	137	42,399	126,31	211	29,695	71,35	285	23,179	11,04
64	79,682	168,66	138	42,146	125,63	212	29,580	70,57	286	23,112	10,20
65	78,680	168,30	139	41,895	124,93	213	29,466	69,79	287	23,046	9,36
66	77,706	167,94	140	41,648	124,24	214	29,352	69,00	288	22,980	8,52
67	76,758	167,56	141	41,405	123,56	215	29,239	68,20	289	22,914	7,68
68	75,835	167,18	142	41,164	122,86	216	29,128	67,42	290	22,849	6,84
69	74,937	166,79	143	40,926	122,16	217	29,017	66,62	291	22,784	5,99
70	74,063	166,39	144	40,692	121,47	218	28,907	65,83	292	22,720	5,15
71	73,210	165,99	145	40,460	120,77	219	28,799	65,04	293	22,656	4,31
72	72,379	165,58	146	40,231	120,06	220	28,691	64,25	294	22,593	3,47
73	71,569	165,16	147	40,005	119,36	221	28,584	63,45	295	22,529	2,62
74	70,779	164,73	148	39,782	118,65	222	28,478	62,66	296	22,467	1,78
75	70,008	164,30	149	39,562	117,95	223	28,372	61,85	297	22,404	0,93
76	69,255	163,86	150	39,344	117,24	224	28,268	61,06	298	22,342	0,08
77	68,521	163,42	151	39,129	116,53	225	28,164	60,26	299	22,281	-0,76
78	67,803	162,97	152	38,917	115,82	226	28,061	59,46	300	22,219	-1,61



**Rys. Z.1. Wyniki bilansowania objętości sumarycznego dopływu wód opadowych lub roztopowych i ich infiltracji do gruntu ze zbiornika**

Zgodnie z wykresem na rys. Z.1 i tak, jak to zaznaczono w tab. Z.2, czasem miarodajnym do określenia niezbędnej objętości zbiornika infiltracyjnego jest 60 min. Dla tego czasu trwania deszczu miarodajnego występuje największa różnica pomiędzy dopływem i infiltracją wód opadowych lub roztopowych ze zbiornika:

$$V_{obl} = 0,06 \cdot (83,991 \cdot (0,7450 + 0,0209) - 17,11) \cdot 60 = 170,00 \text{ m}^3.$$

Warto zauważyć, że we wzorze powyższym, jak i w obliczeniach według tab. Z.1, uwzględnia się zasilanie zbiornika nie tylko spływem ze zlewni, ale także bezpośrednią depozycję deszczu w czaszy zbiornika. Przez to powierzchnię zredukowaną zwiększa się o powierzchnię zwierciadła wody ( $P_{zw} = 0,0209 \text{ ha}$ ).

Postępując zgodnie z rekomendacją podrozdziału 5.4.1 akapit (4), przyjęto niską wartość współczynnika bezpieczeństwa, równą 1,1, gdyż zbiornik infiltracyjny będzie wyposażony w przelew awaryjny. Z tej racji, niezbędna minimalna objętość zbiornika infiltracyjnego  $V_{min}$  to:

$$V_{min} = V_{obl} \cdot f_b = 170,00 \cdot 1,1 = 187,00 \text{ m}^3.$$

Uzyskana wartość niezbędnej objętości zbiornika infiltracyjnego jest nieco niższa od założonej na wstępie ( $V_{zb} = 193,78 \text{ m}^3$ ). Oznacza to, że istnieje możliwość niewielkiego zmniejszenia jego wymiarów. Zdecydowano się na wypłytenie zbiornika i po przeprowadzeniu analogicznego cyklu obliczeń jak powyżej, ustalono, że wystarczający będzie zbiornik o głębokości  $h = 1,14 \text{ m}$ . Parametry skorygowanego zbiornika to odpowiednio:

$$P_{zw} = a \cdot b = 11,0 \cdot 19,0 = 209,00 \text{ m}^2,$$

$$P_d = (a - 2 \cdot m \cdot h) \cdot (b - 2 \cdot m \cdot h) = (11,0 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,14) \cdot (19,0 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,14) = 118,10 \text{ m}^2,$$

$$P_b = 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \cdot (a + b - 2 \cdot m \cdot h) = 2 \cdot 1,14 \cdot \sqrt{1 + 1,5^2} \cdot (11,0 + 19,0 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,14) = 109,25 \text{ m}^2,$$

$$V_{zb} = \frac{P_d + P_{zw}}{2} \cdot h = \frac{118,10 + 209,00}{2} \cdot 1,14 = 186,44 \text{ m}^3,$$

$$A_{inf} = P_d + \frac{1}{2} \cdot P_b = 118,10 + \frac{1}{2} \cdot 109,25 = 172,72 \text{ m}^2.$$

Zdolność chłonna płytszego zbiornika infiltracyjnego jest nieco większa:

$$Q_{inf} = 1000 \cdot A_{inf} \cdot k_{fnn} = 1000 \cdot 172,72 \cdot \frac{0,0002}{2} = 17,27 \text{ dm}^3/\text{s}.$$

W efekcie obliczeń analogicznych do przedstawionych w tab. Z.1 dla nowej wersji zbiornika, ustalono, że czasem miarodajnym do określenia niezbędnej objętości zbiornika infiltracyjnego pozostaje nadal 60 minut. Dla czasu tego występuje największa różnica pomiędzy dopływem i infiltracją wód opadowych lub roztopowych ze zbiornika, wynosząca:

$$V_{obl} = 0,06 \cdot (83,991 \cdot (0,7450 + 0,0209) - 17,27) \cdot 60 = 169,40 \text{ m}^3.$$

Ostatecznie niezbędna minimalna objętość zbiornika infiltracyjnego  $V_{min}$  to:

$$V_{min} = V_{obl} \cdot f_b = 169,40 \cdot 1,1 = 186,34 \text{ m}^3.$$

Uzyskana wartość niezbędnej objętości zbiornika infiltracyjnego odpowiada praktycznie założonej wstępnie objętości zbiornika infiltracyjnego. Pozostaje zatem jeszcze weryfikacja wymogu podrozdziału 5.4.1 akapit (5), dotyczącego czasu opróżniania zbiornika  $t_{opr}$  krótszego od 24 h:

$$t_{opr} = \frac{V_{min}}{3,6 \cdot Q_0} = \frac{186,34}{3,6 \cdot 17,27} = 10,79 \text{ h} < 24 \text{ h}.$$

## Zbiornik retencyjny

Obliczenia mają na celu określenie minimalnej niezbędnej objętości zbiornika retencyjnego wód opadowych lub roztopowych odprowadzanych ze zlewni o powierzchni 33,8944 ha, o długości  $L = 1550$  m i spadku  $J = 2,5\%$ . W stanie poprzedzającym planowaną inwestycję drogową, zlewnię w całości pokrywają grunty rolne. W ramach projektowanej budowy odcinka drogi klasy GP część obszaru zlewni ulegnie przekształceniu, efektem czego będzie wzrost uszczelnienia zlewni, skutkujący zwiększeniem spływów powierzchniowych wód opadowych lub roztopowych. Z uwagi na niekorzystne warunki gruntowo-wodne nie istnieje przy tym możliwość infiltracji nadmiaru wód opadowych lub roztopowych. Alternatywnym i technicznie możliwym rozwiązaniem jest zastosowanie retencji zbiornikowej. Projektowany na odpływie ze zlewni zbiornik retencyjny ma za zadanie gromadzenie nadmiaru wód i umożliwienie ich wydłużonego w czasie odpływu, z wydatkiem nie przewyższającym natężenia ustalonego dla warunków przed inwestycją.

W tab. Z.3 zestawiono powierzchnie całkowite i zredukowane zlewni w stanie pierwotnym i zgodnie z opracowanym projektem budowy drogi. Do obliczeń powierzchni zredukowanych zlewni przyjęto wartości współczynników spływu, zgodnie z tab. 5.1.2.1.

**Tabela Z.3. Zestawienie powierzchni całkowitych i zredukowanych zlewni w stanie pierwotnym i zgodnie z opracowanym projektem budowy drogi**

Zlewnia	Pokrycie terenu	Powierzchnia [ha]	Współczynnik spływu $\psi$ [-]	Powierzchnia zredukowana [ha]
W stanie pierwotnym	Grunty rolne (o spadku 2,5%)	33,8944	0,10	3,3894
Zgodnie z opracowanym projektem budowy drogi	Powierzchnia jezdni	2,6784	0,90	2,4106
	Powierzchnia skarp i rowów (umocnienie elementami ażurowymi)	6,5250	0,50	3,2625
	Powierzchnia poboczy (nawierzchnie żwirowe)	0,9716	0,30	0,2915
	Grunty rolne	23,7194	0,10	2,3719
	Suma:	33,8944	-	8,3365

Obliczenia rozpoczęto od oszacowania dławionego odpływu  $Q_0$  ze zbiornika retencyjnego, odpowiadającego odpływowi ze zlewni w stanie naturalnym przed inwestycją. W tym celu obliczono czas koncentracji spływu  $t_{kn}$  dla zlewni w stanie naturalnym z użyciem formuły Kirpicha (wzór (5.4.2.2)):

$$t_{kn} = 0,01947 \cdot L^{0,77} \cdot J^{-0,385} = 0,01947 \cdot 1550^{0,77} \cdot 0,025^{-0,385} = 23 \text{ min}.$$

Dla obliczonego czasu koncentracji spływu  $t_{kn} = 23$  min. z atlasu opadowego odczytano, dla lokalizacji inwestycji, natężenie deszczu dla częstości  $C = 1$  rok, które wynosiło  $80,049 \text{ dm}^3/(\text{s}\cdot\text{ha})$ . Wartość tą użyto następnie do wyznaczenia dławionego odpływu z użyciem wzoru (5.4.2.1):

$$Q_o = q(t_{kn}, 1) \cdot \sum_{i=1}^n (\psi_{ni} \cdot F_i) = 80,049 \cdot 3,3894 = 271,32 \text{ dm}^3/\text{s}.$$

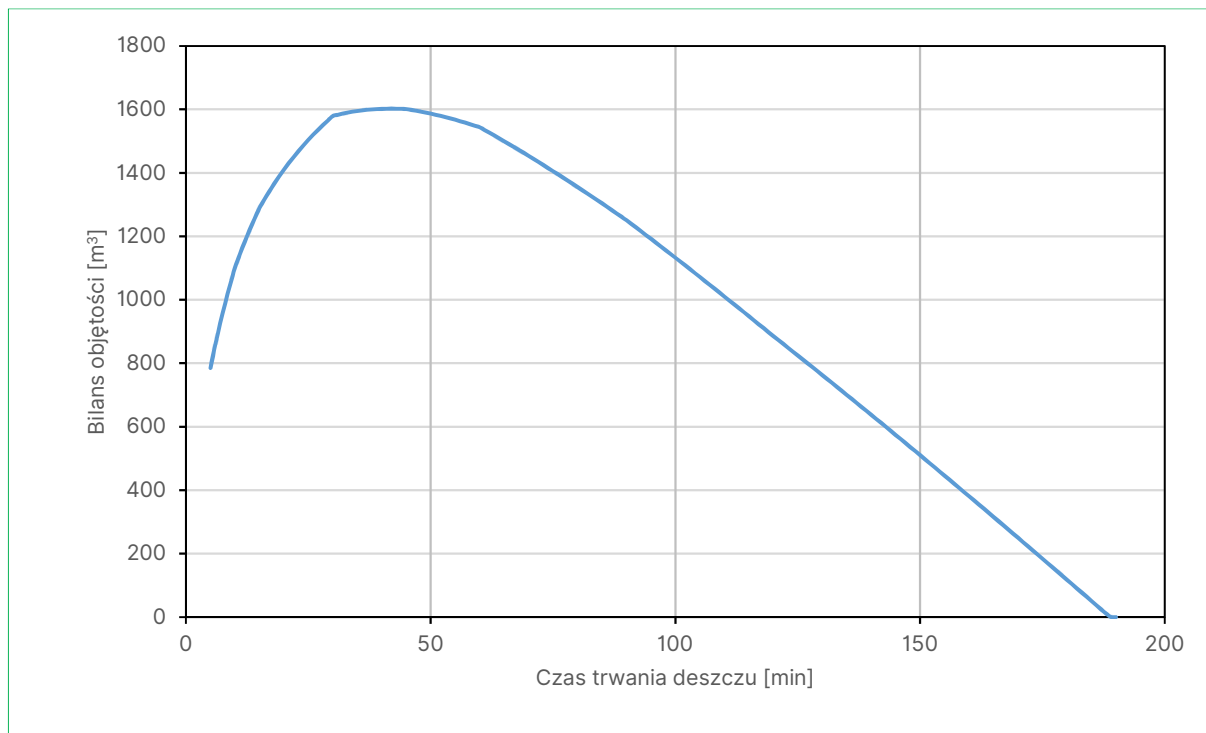
Obliczenie niezbędnej objętości zbiornika retencyjnego opierało się zgodnie z zależnością opisaną wzorem (5.4.1.1) na przeanalizowaniu bilansów objętości dopływu i odpływu wód opadowych lub roztopowych dla kolejnych dyskretnych czasów trwania deszczu miarodajnych i identyfikacji maksymalnej objętości nadmiaru wód opadowych. Do obliczeń tych częstość  $C$  deszczu miarodajnego, zgodnie z zaleceniami podrozdziału 5.4.1 akapit (4), przyjęto za równą 10 lat ( $p = 10\%$ ). Odczytane z atlasu opadowego wartości natężeń deszczu miarodajnego dla tej częstości dla kolejnych czasów trwania oraz wyniki obliczeń bilansowych zamieszczono w tab. Z.4.

**Tab. Z.4. Wartości natężeń deszczów miarodajnych  $q$  dla  $C = 10$  lat oraz obliczone na ich podstawie wymagane objętości zbiornika  $V_{ob}$  dla kolejnych czasów trwania  $t_d$**

Czas $t_d$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s·ha)]	$V_{ob\ inf}$ [m <sup>3</sup> ]	Czas $t_d$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s·ha)]	$V_{ob\ inf}$ [m <sup>3</sup> ]	Czas $t_d$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s·ha)]	$V_{ob\ inf}$ [m <sup>3</sup> ]	Czas $t_d$ [min]	$q$ [dm <sup>3</sup> / (s·ha)]	$V_{ob\ inf}$ [m <sup>3</sup> ]
5	346,47	785,1	56	88,342	1562,9	107	52,114	1047,3	158	37,693	406,7
6	318,85	859,2	57	87,205	1558,4	108	51,706	1035,0	159	37,498	393,8
7	297,22	926,7	58	86,102	1553,7	109	51,304	1022,7	160	37,304	380,8
8	279,67	988,9	59	85,031	1548,9	110	50,909	1010,3	161	37,113	367,8
9	265,06	1046,7	60	83,991	1543,9	111	50,521	998,0	162	36,924	354,7
10	252,63	1100,8	61	82,865	1535,3	112	50,139	985,6	163	36,737	341,7
11	240,34	1143,3	62	81,773	1526,6	113	49,763	973,1	164	36,552	328,6
12	229,64	1183,0	63	80,712	1517,8	114	49,394	960,7	165	36,369	315,5
13	220,21	1220,3	64	79,682	1508,9	115	49,030	948,2	166	36,188	302,4
14	211,83	1255,5	65	78,680	1499,9	116	48,672	935,6	167	36,010	289,3
15	204,32	1288,8	66	77,706	1490,8	117	48,320	923,1	168	35,833	276,2
16	196,96	1315,8	67	76,758	1481,7	118	47,973	910,5	169	35,658	263,0
17	190,28	1341,2	68	75,835	1472,4	119	47,632	897,9	170	35,485	249,9
18	184,20	1365,4	69	74,937	1463,0	120	47,296	885,3	171	35,313	236,6
19	178,62	1388,2	70	74,063	1453,6	121	46,973	873,1	172	35,144	223,5
20	173,49	1410,0	71	73,210	1444,1	122	46,655	861,0	173	34,976	210,3
21	168,74	1430,6	72	72,379	1434,5	123	46,342	848,8	174	34,810	197,0
22	164,34	1450,3	73	71,569	1424,9	124	46,034	836,6	175	34,646	183,8
23	160,24	1469,0	74	70,779	1415,1	125	45,730	824,3	176	34,484	170,6
24	156,41	1486,9	75	70,008	1405,3	126	45,430	812,0	177	34,323	157,3
25	152,82	1504,0	76	69,255	1395,5	127	45,135	799,7	178	34,164	144,0
26	149,45	1520,3	77	68,521	1385,6	128	44,844	787,4	179	34,006	130,7
27	146,28	1536,0	78	67,803	1375,5	129	44,557	775,0	180	33,850	117,4
28	143,28	1550,9	79	67,102	1365,5	130	44,274	762,6	181	33,696	104,1
29	140,45	1565,2	80	66,416	1355,3	131	43,995	750,2	182	33,543	90,7
30	137,77	1579,0	81	65,746	1345,1	132	43,720	737,7	183	33,392	77,4
31	134,64	1583,1	82	65,091	1334,8	133	43,448	725,2	184	33,243	64,1
32	131,68	1586,7	83	64,451	1324,5	134	43,181	712,8	185	33,095	50,8
33	128,87	1589,9	84	63,824	1314,2	135	42,917	700,3	186	32,948	37,4
34	126,20	1592,7	85	63,210	1303,7	136	42,656	687,7	187	32,803	24,0
35	123,66	1595,1	86	62,610	1293,2	137	42,399	675,2	188	32,659	10,6
36	121,24	1597,1	87	62,022	1282,7	138	42,146	662,6	189	32,516	-2,9
37	118,93	1598,7	88	61,446	1272,1	139	41,895	650,0	190	32,375	-16,3
38	116,73	1600,1	89	60,882	1261,4	140	41,648	637,4	191	32,235	-29,7
39	114,62	1601,0	90	60,330	1250,7	141	41,405	624,8	192	32,097	-43,1
40	112,60	1601,7	91	59,768	1239,1	142	41,164	612,1	193	31,960	-56,6
41	110,67	1602,1	92	59,218	1227,4	143	40,926	599,4	194	31,824	-70,1
42	108,82	1602,4	93	58,679	1215,6	144	40,692	586,7	195	31,689	-83,6
43	107,04	1602,2	94	58,150	1203,8	145	40,460	574,0	196	31,556	-97,1
44	105,33	1601,8	95	57,632	1192,0	146	40,231	561,2	197	31,424	-110,6
45	103,68	1601,1	96	57,124	1180,2	147	40,005	548,4	198	31,293	-124,1
46	102,02	1598,5	97	56,625	1168,3	148	39,782	535,6	199	31,164	-137,6
47	100,43	1595,9	98	56,136	1156,3	149	39,562	522,9	200	31,035	-151,2
48	98,898	1593,0	99	55,656	1144,4	150	39,344	510,0	201	30,908	-164,7
49	97,416	1589,9	100	55,185	1132,4	151	39,129	497,2	202	30,782	-178,3
50	95,986	1586,6	101	54,722	1120,3	152	38,917	484,4	203	30,657	-191,8
51	94,604	1583,1	102	54,268	1108,2	153	38,707	471,5	204	30,533	-205,4
52	93,268	1579,4	103	53,822	1096,1	154	38,499	458,5	205	30,410	-219,0
53	91,977	1575,5	104	53,383	1083,9	155	38,294	445,6	206	30,288	-232,7
54	90,726	1571,4	105	52,953	1071,8	156	38,092	432,7	207	30,168	-246,2
55	89,516	1567,3	106	52,530	1059,5	157	37,891	419,7	208	30,048	-259,9

Wyniki obliczeń bilansów objętości dopływu i odpływu wód opadowych lub roztopowych dla kolejnych czasów trwania zestawione w tab. Z.4 są prezentowane graficznie na rys. Z.2. Przebieg wykresu jest analogiczny do rys. 5.4.1.1. Tak jak wyróżniono to w tab. Z.4, czas miarodajny do określenia niezbędnej objętości zbiornika to 42 minuty. Dla tego czasu trwania zanotowano największą różnicę pomiędzy dopływem i odpływem ze zbiornika:

$$V_{obl} = 0,06 \cdot (108,82 \cdot 8,3365 - 271,32) \cdot 42 = 1602,4 \text{ m}^3.$$



**Rys. Z.2. Wyniki bilansowania objętości sumarycznego dopływu i odpływu wód opadowych lub roztopowych ze zbiornika retencyjnego (na podstawie danych z tab. Z.4)**

Zgodnie z zapisami podrozdziału 5.4.1 akapit (4), przyjęto niską wartość współczynnika bezpieczeństwa równą 1,1, gdyż ewentualne przepełnienie zbiornika nie będzie stanowić istotnego zagrożenia dla terenów przyległych. Niezbędna minimalna objętość zbiornika retencyjnego  $V_{min}$  to:

$$V_{min} = V_{obl} \cdot f_b = 1602,4 \cdot 1,1 = 1763 \text{ m}^3.$$

Obliczona objętość może być traktowana jako wartość ostateczna w przypadku podziemnych zbiorników retencyjnych. Niemniej w przypadku zbiorników powierzchniowych (a w szczególności zlokalizowanych poza granicami odwadnianej zlewni), w dokładnych obliczeniach należy uwzględnić jeszcze dodatkowe, bezpośrednie zasilanie deszczem samej czaszy zbiornika. Wymaga to przyjęcia pewnych założeń co do geometrii zbiornika. W analizowanym przypadku, przy założeniu głębokości średniej zbiornika wynoszącej 2 m, należy uwzględnić w obliczeniach bilansowych dodatkową powierzchnię zwierciadła wody równą 881,5 m<sup>2</sup>. Po przyjęciu tego założenia i powtórzeniu obliczeń bilansowych, jak w tab. Z.4, stwierdzono, że czasem miarodajnym do określenia niezbędnej objętości zbiornika jest  $t_d = 43$  minut. Dla tego czasu trwania występuje największa różnica pomiędzy dopływem i odpływem ze zbiornika:

$$V_{obl} = 0,06 \cdot (107,04 \cdot (8,3365 + 0,08815) - 271,32) \cdot 43 = 1626,6 \text{ m}^3.$$

Na tej podstawie, niezbędna minimalna objętość otwartego zbiornika retencyjnego  $V_{min}$  wynosi:

$$V_{min} = V_{obl} \cdot f_b = 1626,6 \cdot 1,1 = 1789 \text{ m}^3.$$

Końcowym elementem obliczeń jest sprawdzenie zachowania wymogu podrozdziału 5.4.1 akapit (5), dotyczącego czasu opróżniania zbiornika  $t_{opr}$  krótszego od 24h:

$$t_{opr} = \frac{V_{min}}{3,6 \cdot Q_0} = \frac{1789}{3,6 \cdot 271,32} = 1,83 \text{ h} < 24 \text{ h} .$$