

Tomasz Kolarski

**PRAKTYCZNE ASPEKTY
GOSPODARKI WODNEJ
W PROJEKTOWANIU
ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH**



Gdańsk 2014

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO
WYDAWNICTWA POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

Janusz T. Cieśliński

RECENZENT

Kazimierz Burzyński

Artur Magnuszewski

REDAKCJA JEZYKOWA

Agnieszka Frankiewicz

PROJEKT OKŁADKI

Wioleta Lipska-Kamińska

Wydano za zgodą
Rektora Politechniki Gdańskiej

Publikacja dostępna tylko w wersji elektronicznej –
Pomorska Biblioteka Cyfrowa <http://pbc.gda.pl>

Oferta wydawnicza Politechniki Gdańskiej jest dostępna pod adresem
<http://www.pg.edu.pl/wydawnictwo/katalog>
zamówienia prosimy kierować na adres wydaw@pg.gda.pl

Utwór nie może być powielany i rozpowszechniany, w jakiegokolwiek formie
i w jakikolwiek sposób, bez pisemnej zgody wydawcy

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej
Gdańsk 2014

ISBN 978-83-7348-551-8

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

Wydanie I. Ark. wyd. 6,9, ark. druku 5,25, 1059/793

SPIS TREŚCI

Wprowadzenie	4
1. Obliczenie odpływu ze zlewni niekontrolowanej	6
1.1. Wykreślanie topograficznej granicy zlewni	7
1.1.1. Błąd odcięcia lub przecięcia suchej doliny rzecznej	11
1.1.2. Błąd prowadzenia granicy zlewni dnem, a nie grzbietem doliny	12
1.1.3. Błąd prowadzenia granicy zlewni ukośnie do poziomicy	12
1.2. Określenie opadu efektywnego metodą SCS	13
1.2.1. Użytkowanie terenu	17
1.2.2. Gleby	20
1.2.3. Uwilgotnienie zlewni	21
1.2.4. Schemat obliczeniowy	22
1.3. Wyznaczenie geomorfologicznego chwilowego hydrogramu jednostkowego	24
1.4. Przykład obliczeniowy	30
2. Modelowanie przepływu z wykorzystaniem modeli o parametrach skupionych	38
2.1. Model zbiornika liniowego	40
2.1.1. Obliczenie przejścia fali wezbraniowej przez zbiornik suchy	42
2.2. Model Muskingum	47
2.2.1. Obliczenie parametrów X i K dla wybranego odcinka rzeki	48
2.2.2. Obliczenie przejścia fali wezbraniowej przez odcinek rzeki	53
3. Wyznaczenie pojemności użytkowej zbiornika	56
3.1. Krzywa sumowa z wielolecia	57
3.2. Wyznaczanie pojemności użytkowej zbiornika metodą graficzną	65
3.2.1. Wyznaczenie deficytu wody w funkcji przepływu	70
3.2.2. Wyznaczenie stopnia zapewnienia przepływu w funkcji objętości zbiornika	73
Literatura	81

Wprowadzenie

Niniejszy podręcznik może stanowić uzupełnienie dostępnych opracowań z dziedziny gospodarki wodnej, hydrologii i projektowania zbiorników retencyjnych. Moim celem było przedstawienie w możliwie przejrzysty i logiczny sposób skomplikowanych problemów związanych z projektowaniem zbiorników wodnych oraz innych zagadnień z zakresu tej dziedziny. Każdą z omawianych kwestii ilustruję przykładami, które czytelnicy mogą próbować rozwiązać we własnym zakresie lub odnieść proponowane procedury do podobnego zadania, z jakim będą musieli się zmierzyć w swojej praktyce inżynierskiej.

Inspiracją do powstania książki była potrzeba opracowania podręcznika dostosowanego do kursów gospodarki wodnej prowadzonych na kierunkach inżynierskich i magisterskich studiów technicznych. Kiedy zaczynałem prowadzenie zajęć z przedmiotu gospodarka wodna na kierunku inżynieria środowiska na Politechnice Gdańskiej, nie byłem w stanie polecić studentom jednej pozycji książkowej wydanej w języku polskim, aby ułatwić im realizację projektów i rozwiązywanie zadań domowych. Wszystkie ćwiczenia opracowywałem samodzielnie, wobec czego studenci byli zdani na uważne słuchanie moich wskazówek w trakcie zajęć lub w czasie konsultacji. Mam nadzieję, że sprostalem temu wyzwaniu, jednak w trosce o własny czas oraz chcąc zapewnić studentom równy dostęp do informacji, uznałem, że niezbędne będzie opublikowanie tej wiedzy w formie książkowej. Aby dodatkowo ułatwić dostęp do niezbędnej wiedzy i nie narażać studentów na wydatki, zdecydowałem o wydaniu podręcznika jedynie w formie elektronicznej.

Dodatkowym impulsem do opracowania niniejszej książki było moje przeświadczenie, że na rynku brakuje nowych pozycji ujmujących w jednolity sposób problematykę związaną z projektowaniem małych zbiorników wodnych, szczególnie w zlewniach niekontrolowanych. Wobec obecnego trendu zwiększania retencji wodnej istotne będzie uważne przyjrzenie się tym zagadnieniom. Ze względu na rozbudowę miast wiele inwestycji jest projektowanych w małych zlewniach, gdzie brakuje informacji o zmienności przepływu w ciekach. Dlatego tak wiele miejsca poświęciłem ustalaniu odpływu ze zlewni na podstawie opadu (rozdział 1).

Można się zastanawiać, czy wobec powszechnie dostępnych komercyjnych modeli matematycznych i coraz szerszego dostępu do numerycznych modeli terenu faktycznie musimy znać procedurę określania granicy zlewni. Otóż z mojego skromnego doświadczenia wynika, że jeśli czegoś nie zrobi się samodzielnie za pomocą najprostszych narzędzi, to nie ma się dobrego wycucia w odniesieniu do całego problemu. Dlatego pozwoliłem sobie przedstawić czytelnikowi podstawowe zasady wykreślenia topograficznych granic zlewni rzecznych na podstawie map. Podobnym założeniem kierowałem się przy omawianiu obliczania opadu efektywnego i hydrogramu odpływu ze zlewni. W tym wypadku również postawiłem na rozwiązanie „ręczne”, którego można dokonać przy uży-

ciu kalkulatora i ołówka. Sądzę, że najważniejszymi zaletami dobrego inżyniera są jego wycucie i umiejętność szybkiego oszacowania rozwiązania problemu w dopuszczalnej granicy błędu ($\pm 10\%$). Bez tej cechy można próbować uzyskać bardzo dokładne rozwiązanie, które, niestety, będzie pozbawione podstawowej logiki.

Rozdział 2 jest poświęcony obliczaniu transformacji fali wezbraniowej przez zbiornik oraz na odcinku kanału. Przedstawiłem tam dwie stosunkowo proste metody numeryczne służące ustaleniu szacunkowej wielkości hydrogramu natężenia przepływu po uwzględnieniu retencji zbiornikowej i rzecznej. Zagadnienie transformacji fali wezbraniowej to problem kompleksowy i aby otrzymać możliwie dokładne rozwiązanie, powinniśmy się posilić metodami numerycznymi lub zaawansowanym oprogramowaniem. Biorąc pod uwagę, że dane wejściowe często są obciążone dużym błędem lub w ogóle nie istnieją (zlewnie niekontrolowane), procedury zastosowane w niniejszej pracy mogą prowadzić do uzyskania wystarczającej informacji wyjściowej. Warto też zwrócić uwagę, że osoba, której zadaniem będzie ustalenie transformacji fali wezbraniowej przez zbiornik, może nie mieć dobrych podstaw modelowania matematycznego. W takiej sytuacji lepiej będzie określić szacunkowy odpływ, wykorzystując przy tym prostą procedurę obliczeniową, niż podejmować próby adaptacji zaawansowanego modelu matematycznego, popełniając przy tym większy błąd wynikający z braku znajomości metod numerycznych.

Ostatni rozdział poświęciłem zagadnieniu ustalenia pojemności użytkowej zbiornika. Omówiłem znaną metodę graficzną bazującą na krzywej sumowej odpływu. Jeśli zadanie ustalenia pojemności użytkowej zbiornika rozwiąże się z wykorzystaniem programu komputerowego (np. AutoCAD), wówczas przedstawiona metoda graficzna może umożliwić otrzymanie bardzo dokładnego rozwiązania.

Zdaję sobie sprawę, że moja praca jest jedynie drobnym przyczynkiem do metodyki stosowanej w rozwiązywaniu niezmiernie skomplikowanych i wielokierunkowych problemów związanych z gospodarowaniem wodą w zlewni. Jednak do celu najlepiej zmierzać małymi krokami, a bez mojego skromnego wkładu byłibyśmy od niego odrobinę bardziej oddaleni.

W tym miejscu pragnę podziękować wszystkim, którzy przyczynili się do ostatecznej formy niniejszej pracy. Szczególne wyrazy wdzięczności kieruję do recenzentów, prof. Artura Magnuszewskiego i prof. Kazimierza Burzyńskiego, których niezwykle cenne uwagi znacznie zwiększyły wartość podręcznika. Dziękuję również mgr. Michałowi Kowalikowi za pomoc w analizie danych zlewni Kanału Raduni oraz koleżankom i kolegom z Katedry Hydrotechniki Politechniki Gdańskiej za wsparcie przy realizacji projektu.

Autor

1. Obliczenie odpływu ze zlewni niekontrolowanej

Pytania, na które uzyskasz odpowiedź, czytając niniejszy rozdział:

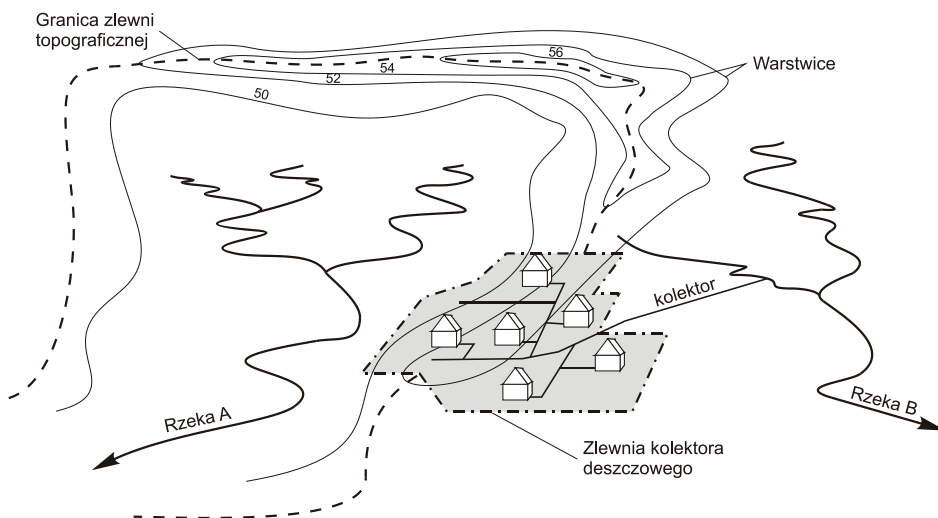
- Skąd wiadomo, do której rzeki dopłynie woda z opadu?
- Jaka część opadu dociera do rzeki?
- O ile zmieni się wielkość przepływu w rzece po deszczu?



1.1. Wykreślanie topograficznej granicy zlewni

Natężenie przepływu w rzece jest ściśle powiązane z ilością opadu zasilającego zlewnię tej rzeki. Z tego względu, aby ustalić relację pomiędzy opadem a odpływem w rzece, należy dokładnie określić powierzchnię zlewni rzeki ciężącej do rozpatrywanego przekroju obliczeniowego. Zlewnia to obszar topograficzny, z którego powierzchni całość wód formujących spływ powierzchniowy jest odprowadzona poprzez jeden przekrój zamykający. Jako granicę zlewni określa się linię oddzielającą teren, z którego odpływ odbywa się w kierunku danego ciek. Jeśli zlewnia nie jest usytuowana na terenie zurbanizowanym, to spływ powierzchniowy będzie się formował zgodnie z nachyleniem terenu. W tym przypadku do wytyczenia granicy powierzchniowej zlewni naturalnej wystarczające będą mapy topograficzne.

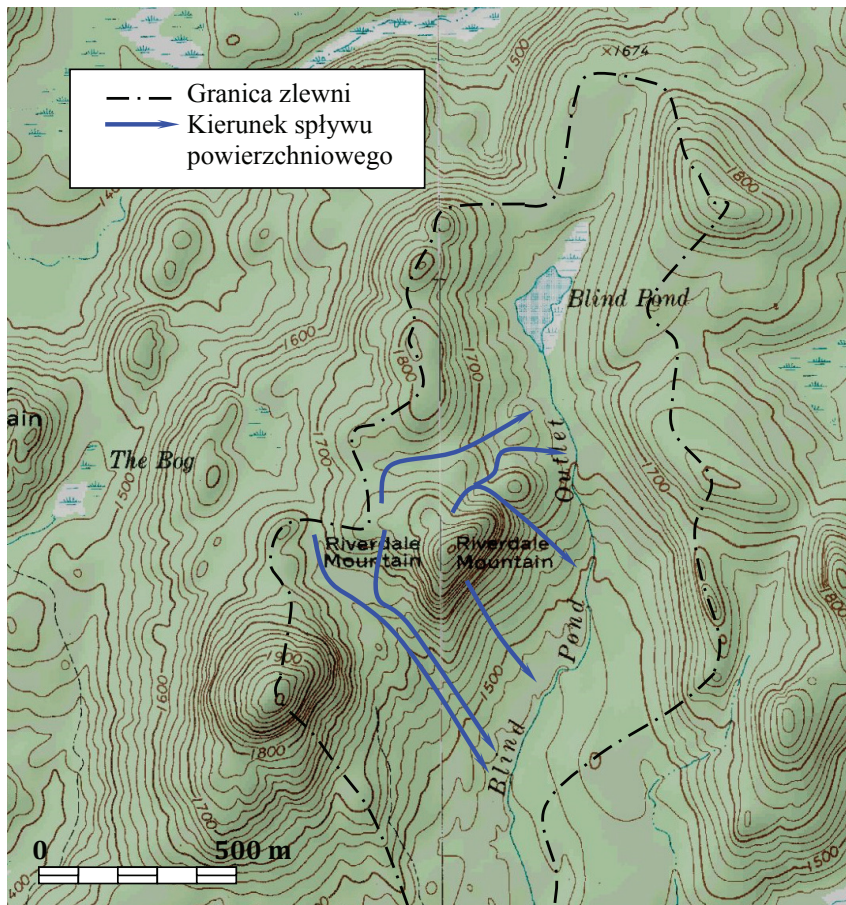
W przypadku zlewni zurbanizowanych należy uwzględnić kolektory wód opadowych. Kierunek odprowadzenia wód deszczowych z kolektora niekoniecznie jest zgodny z lokalnym ukształtowaniem terenu. Układ kolektorów deszczowych może być związany z obszarem administracyjnym lub innymi uwarunkowaniami lokalnymi. Wyznaczanie powierzchni zlewni w obszarze zurbanizowanym w dużej mierze wiąże się z ustaleniem kierunku spływu wód deszczowych w kolektorach. Układ topograficzny powierzchni zlewni przechodzi w tym wypadku na drugi plan. Należy przy tym pamiętać, że każdy kolektor ma swoją zlewnię, której powierzchnię należy obliczyć, a następnie dodać do powierzchni analizowanej zlewni (rys. 1.1). W niniejszym opracowaniu taka sytuacja nie zostanie omówiona ze względu na odstępstwa od reguł panujących w wytyczeniu topograficznej granicy zlewni.



Rys. 1.1. Schemat granicy zlewni z wydzieloną zlewnią zurbanizowaną kolektora deszczowego

Wyznaczanie granicy zlewni naturalnej odbywa się na podstawie rysunku poziomicowego (warstwicowego) rzeźby terenu przedstawionego na mapach topograficznych dużej skali. Dla małych zlewni w mocno zróżnicowanym wysokościowo terenie wystarczające są mapy w skali 1:10 000. Przy mniej zróżnicowanej rzeźbie terenu konieczne

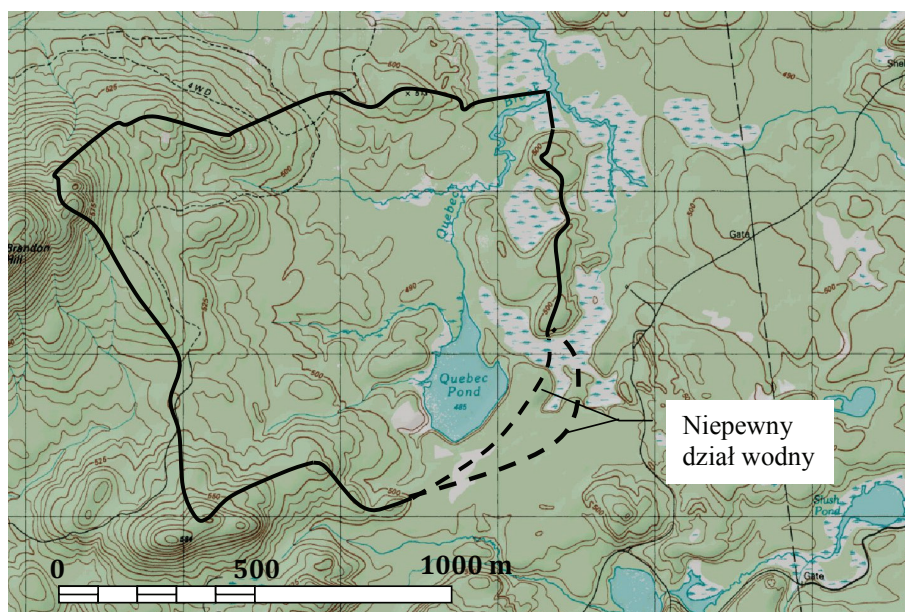
będzie zastosowanie map lub planów o większej skali. Istotnym parametrem określającym przydatność map do wyznaczania powierzchniowego działu wodnego jest wartość cięcia poziomicy, czyli najmniejsza różnica wysokości między sąsiednimi poziomiami. W sensie ogólnym granica zlewni przebiega po najwyższych wzniesieniach i przełęczach w otoczeniu rzeki. Od tej reguły są pewne odstępstwa wynikające z lokalnego ukształtowania terenu w obszarze zlewni. W niektórych sytuacjach najwyższe wzniesienie w danym obszarze jest położone w całości w ramach jednej zlewni. Oznacza to, że wzniesienie jest otoczone dolinami prowadzącymi wodę do jednego odbiornika (rys. 1.2). W tym wypadku, mimo że wzgórze jest najwyższym punktem w danym obszarze, granica zlewni przebiega poza tym wzniesieniem.



Rys. 1.2. Przykład wzgórza (Riverdale Mountain) izolowanego dolinami skierowanymi do jednego cieku (Blind Pond Outlet); strzałki wskazują kierunek spływu powierzchniowego

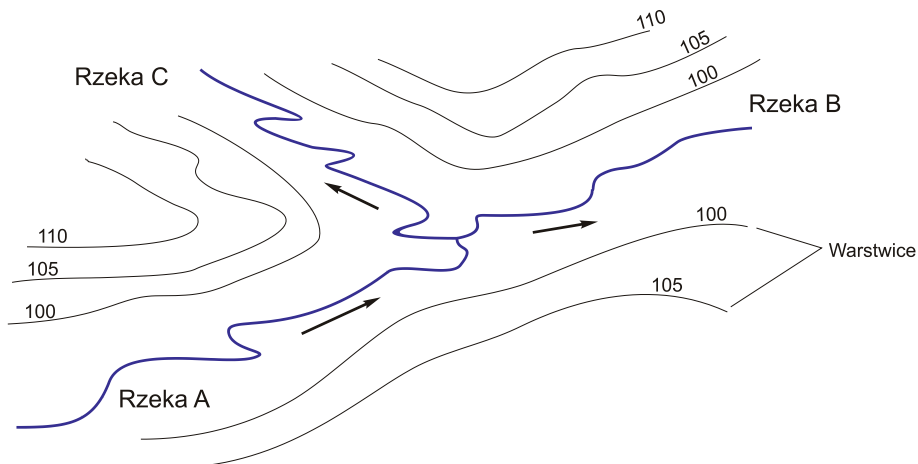
Inną często spotykaną sytuacją jest umiejętnie poprowadzenie granicy zlewni w terenie o słabo zróżnicowanej rzeźbie. Tego typu granicę określa się mianem niepewnego działu wodnego. W tym wypadku, ze względu na brak warstwic, nie ma możliwości wy-

tyczenia granicy zlewni na podstawie rysunku poziomicowego z mapy topograficznej. Rozwiązaniem tego problemu może być odnalezienie dokładniejszej mapy wysokościowej rozpatrywanego terenu lub weryfikacja przeprowadzonego podziału na podstawie badań terenowych. Należy przy tym ocenić, w jakim stopniu błąd przy tyczeniu niepewnego działu wodnego wpłynie na końcowy wynik w postaci powierzchni zlewni całkowitej. Jeśli potencjalny błąd jest niewielki, a wyznaczenie powierzchni zlewni ma służyć jedynie celom poglądowym, można pominąć przeprowadzenie pomiarów terenowych. W takiej sytuacji niepewny dział wodny należy wyznaczyć na zasadzie interpolacji pomiędzy odcinkami granicy zlewni, które zostały prawidłowo wytyczone na podstawie układu terenu (rys. 1.3). Podobna sytuacja dotyczy wyznaczania zlewni w terenie podmokłym, gdzie należałoby określić kierunek przepływu wody w zastoisku wodnym.

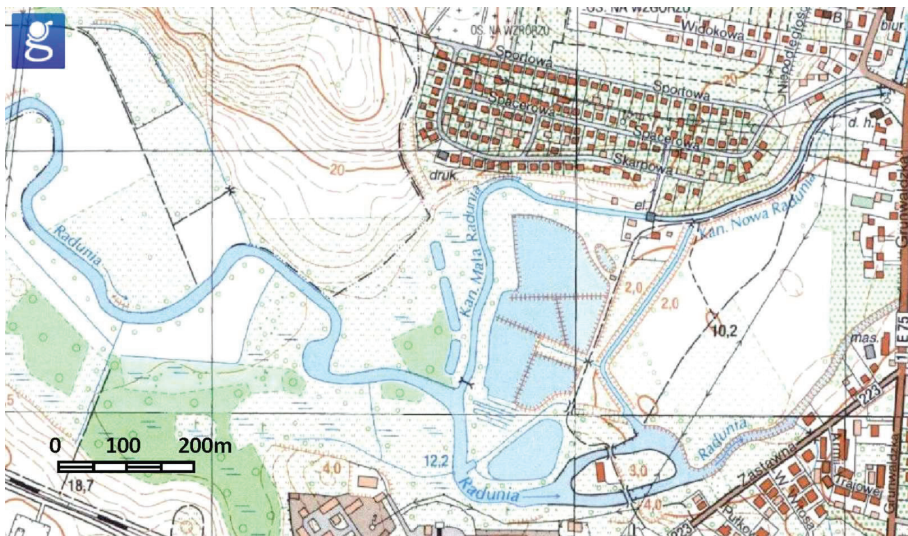


Rys. 1.3. Przykład niepewnego działu wodnego w obszarze o słabo urozmaiconej rzeźbie terenu (linie przerywane reprezentują różne możliwości tyczenia granicy zlewni)

Wiele rzeczywistych sytuacji stwarza wyzwania dla osób zajmujących się wyznaczeniem działu wodnego. Wystarczy wspomnieć o problemach związanych z **bifurkacjami** i **zagłębieniami bezodpływowymi**. Pierwsze pojęcie dotyczy sytuacji, gdy odpływ powierzchniowy z jednego punktu jest kierowany do różnych dorzeczy. Może to mieć miejsce, gdy ciek podlega rozdzieleniu (bifurkacja punktowa ciek; rys. 1.4, 1.5) lub gdy odpływ z jednego jeziora bądź bagna jest skierowany do różnych zlewni (bifurkacja powierzchniowa). Zagłębienia bezodpływowe zbierają wodę w jednym miejscu; woda ta jest następnie infiltrowana lub podlega procesowi odparowania. Ze względu na fakt, że obszary bezodpływowe nie generują spływu powierzchniowego, nie są ujmowane w powierzchni zlewni. Bardziej szczegółowe informacje na temat opisywanych tu sytuacji można znaleźć w pracy [1].



Rys. 1.4. Bifurkacja punktowa rzeki



Rys. 1.5. Przykład rozdziału rzeki Raduni w rejonie Pruszcza Gdańskiego (geoportal.gov.pl)

W zlewniach niekontrolowanych w celu prawidłowego ustalenia przepływu na długości cieku niezbędne jest określenie zlewni poszczególnych dopływów rozpatrywanej rzeki. W obrębie dorzecza rzeki głównej można zaznaczyć **zlewnie cząstkowe** (elementarne), tj. zlewnie dopływów rzeki głównej. Wielkość zlewni cząstkowej, sposób jej użytkowania oraz rodzaje gleb występujące na jej obszarze decydują o wielkości dopływu punktowego do cieku głównego.

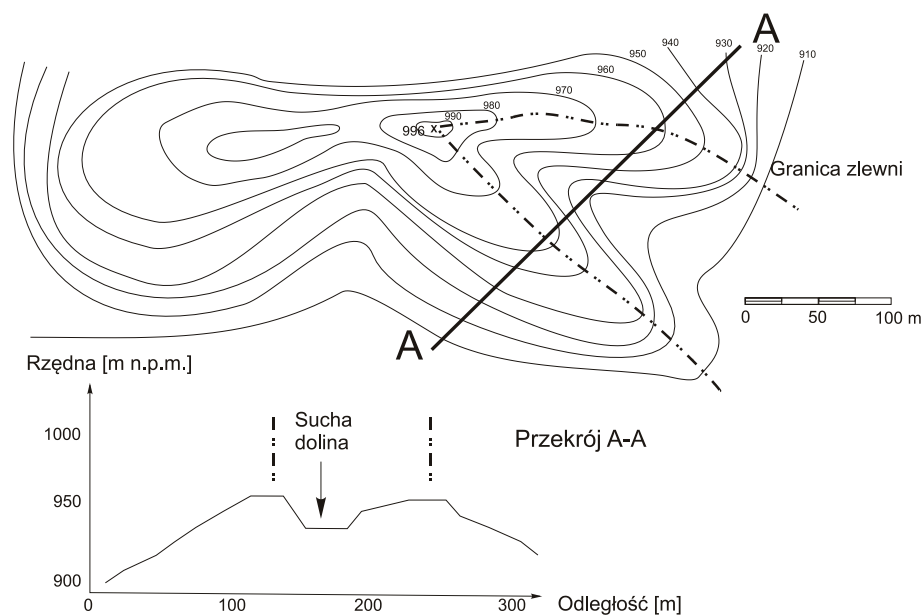
Obszar przylegający do rzeki głównej nieobjęty zlewniami cząstkowymi tworzy tzw. **przyczecze**. Inaczej mówiąc, jest to teren, z którego woda jest odprowadzana bezpośrednio do rzeki głównej. Podobnie jak w przypadku zlewni cząstkowych, tutaj również

można określić ilość wody zasilającej rzekę, lecz dopływ będzie rozłożony liniowo pomiędzy zlewniami elementarnymi.

Do najczęściej popełnianych błędów podczas tyczenia granicy zlewni należą: błąd odcięcia lub przecięcia suchej doliny, błąd prowadzenia granicy zlewni dnem doliny oraz błąd tyczenia granicy zlewni ukośnie do poziomicy (wszystkie zostały omówione w kolejnych rozdziałach).

1.1.1. Błąd odcięcia lub przecięcia suchej doliny rzecznej

Podstawową kwestią przy wyznaczaniu granicy zlewni jest określenie kierunku spływu powierzchniowego wody. W tym celu analizujemy rzeźbę terenu i ustalamy, jakie doliny prowadzą wodę do ciek, którego zlewnię wyznaczamy. W rzeczywistości często można spotkać się z sytuacją tzw. suchej doliny, to jest takiej, w której nie występuje oznaczony na mapie stale płynący ciek. Doliny tego typu prowadzą wodę jedynie podczas intensywnych opadów deszczu i po ich zakończeniu. Na mapie topograficznej dolinę oznacza ugięcie warstwy skierowane ku górze, tj. w kierunku szczytu wzniesienia (rys. 1.6). Kierując się powyższą wskazówką oraz analizując ogólny spadek terenu, można łatwo wskazać kierunek spływu wody.



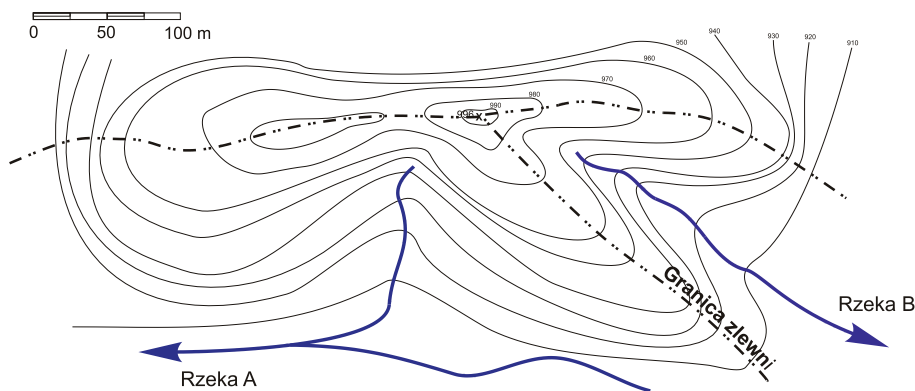
Rys. 1.6. Przykład granicy zlewni w rejonie suchej doliny

W celu prawidłowego wytyczenia granicy zlewni należy ustalić, w którą stronę będzie się odbywał przepływ w suchych dolinach. Suche doliny należy następnie jednoznacznie przyporządkować do rozważanego ciek lub ponad wszelką wątpliwość od niego oddzielić. Błąd przecięcia suchej doliny można wyeliminować poprzez wyrysowanie na mapie topograficznej wszystkich cieków okresowych w miejscach, gdzie spodziewamy się koncentracji przepływu po intensywnym opadzie deszczu. Będzie to znacznym

ułatwieniem, gdyż szkic cieków okresowych wskaże poprawny kierunek spływu wody. Pomocne mogą być przy tym zdjęcia lotnicze zlewni.

1.1.2. Błąd prowadzenia granicy zlewni dnem, a nie grzbietem doliny

Jak opisano w poprzednim podrozdziale, dolinę wyznacza ugięcie warstwic w kierunku wzniesienia. Ugięcie skierowane w stronę przeciwną, czyli wypukłe, patrząc w dół stoku, oznacza grzbiet doliny. Granicę zlewni należy zawsze prowadzić grzbietem doliny. Podobnie jak w przypadku analizy suchych dolin, tutaj również należy ustalić, w którą stronę odpływa woda, a następnie jednoznacznie określić, który grzbiet wyznacza granicę zlewni. Jeśli dolina odprowadza wodę poza zlewnię rozpatrywanej rzeki, wówczas granicę zlewni wyznaczy bliższy grzbiet doliny. W przeciwnym wypadku całość doliny rzecznej należy włączyć do zlewni i poprowadzić granicę po przeciwległym grzbiecie (rys. 1.7).



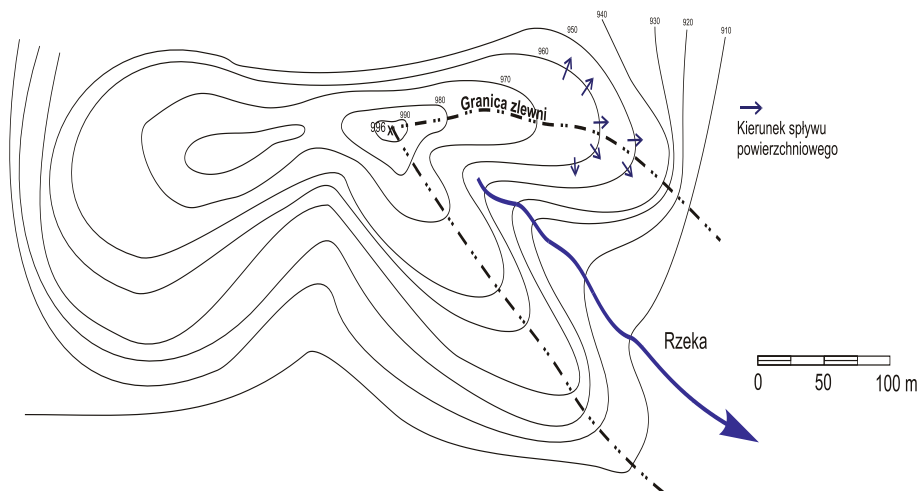
Rys. 1.7. Granica zlewni wytyczona grzbietem (ugięcie poziomic skierowane w dół stoku) pomiędzy dwiema rzekami

1.1.3. Błąd prowadzenia granicy zlewni ukośnie do poziomic

Ruch wody spływającej w postaci spływu powierzchniowego jest zgodny z kierunkiem działania siły grawitacji. Oznacza to, że woda przemieszcza się zgodnie z nachyleniem terenu, czyli od punktu położonego wyżej do niższego. Na mapie topograficznej łatwo określić kierunek spływu powierzchniowego poprzez analizę poziomic i ukształtowanie terenu zlewni. Bez względu na rozdzielczość wysokościową mapy topograficznej zawsze istnieje obszar pomiędzy warstwicami, na którym spływ powierzchniowy musi być ustalony za pomocą interpolacji. Jeśli na drodze pomiaru terenowego nie ma możliwości ustalenia kierunku spływu powierzchniowego pomiędzy warstwicami, zakłada się, że spływ odbywa się prostopadle do poziomic wzdłuż linii największego gradientu (rys. 1.8).

Zgodnie z tym, co zostało wcześniej powiedziane, granica zlewni jest wyznaczana na podstawie ukształtowania terenu, czyli zgodnie z układem poziomic. Ze względu na założenie o prostopadłości spływu powierzchniowego do warstwic, granica zlewni musi w każdym punkcie przecinać warstwicę prostopadle. W innym wypadku spływ

powierzchniowy może zasilać daną zlewnię, mimo ustalenia, że z tego terenu woda opadowa będzie dopływać do innego ciek.



Rys. 1.8. Granica zlewni oraz spływ powierzchniowy przedstawione prostopadłe do poziomicy

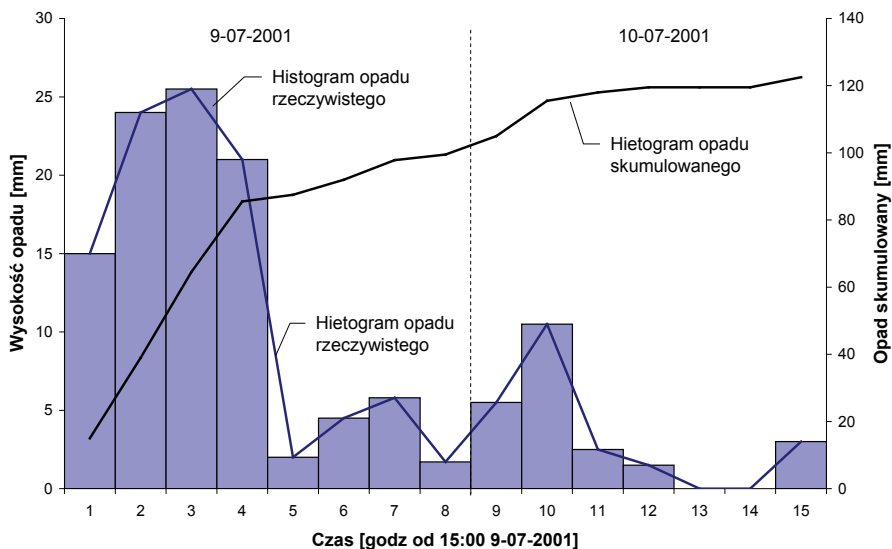
1.2. Określenie opadu efektywnego metodą SCS

Opad efektywny stanowi część opadu całkowitego, który nie zostanie ani retencjonowany na powierzchni ziemi, ani infiltrowany w głębsze warstwy wodonośne. Objętość wody, którą określa się mianem opadu efektywnego, jest transportowana w dół zlewni, tworząc odpływ rzeczny. W przekroju zamykającym zlewnię opad efektywny powoduje zwiększenie natężenia przepływu, które przedstawia się w formie hydrogramu odpływu ze zlewni. Wykres rozkładu opadu rzeczywistego lub efektywnego w czasie określa się mianem hietogramu opadu, jeśli natomiast ta sama zależność jest przedstawiona w postaci wykresu słupkowego, wówczas nosi ona nazwę histogramu opadu (rys. 1.9). Różnica pomiędzy opadem rzeczywistym a opadem efektywnym to straty, które uwzględniają głównie infiltrację oraz – w mniejszym stopniu – intercepcję oraz retencję powierzchniową.

Metoda SCS wykorzystuje teorię Hortona do ujęcia procesu infiltracji w zlewni. Model Hortona określa wielkość odpływu powierzchniowego na podstawie zdolności infiltracyjnej gruntu f [2]:

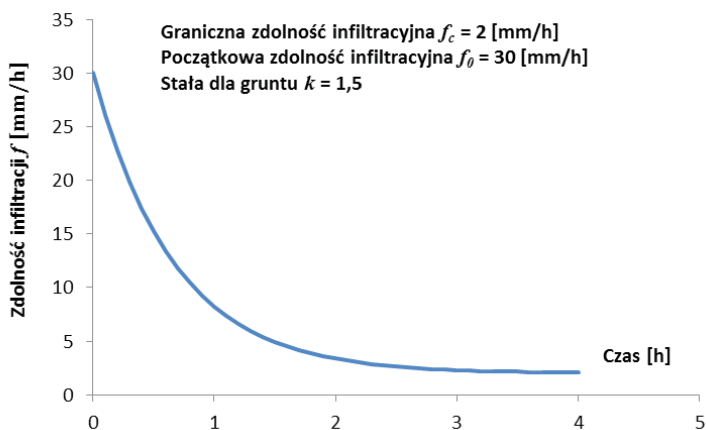
$$f = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-kt) \quad (1.1)$$

gdzie: f_c – graniczna zdolność infiltracyjna [mm/godz]; f_0 – początkowa zdolność infiltracyjna [mm/h]; k – stała charakterystyczna dla danego gruntu; t – czas trwania opadu [h]. Przykładowy przebieg zdolności infiltracyjnej gruntu przedstawiono na rys. 1.10.



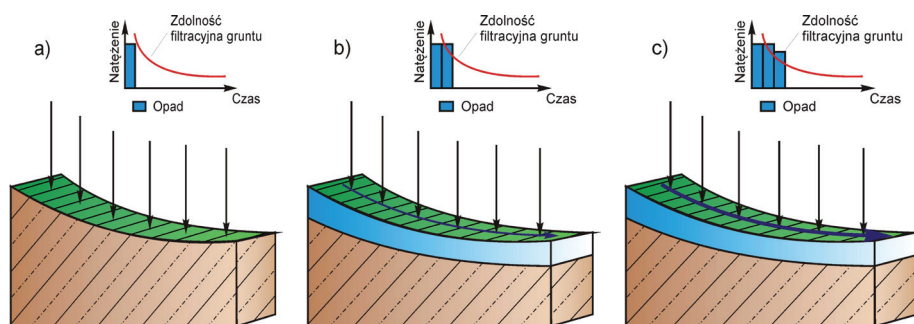
Rys. 1.9. Przykładowy histogram opadu oraz hietogram opadu skumulowanego dla opadu z 9 i 10 lipca 2001 r. (dane ze stacji Politechnika Gdańska)

Model Hortona stanowi dobre ujęcie zagadnienia procesu infiltracji w przypadku obszarów wykorzystywanych rolniczo, gdzie na skutek nawadniania na powierzchni gleby tworzy się twarda i mało przepuszczalna powłoka, zwana skorupą glebową. W tej sytuacji ilość wody infiltrującej do głębszych warstw będzie ograniczona zdolnością infiltracyjną powierzchni gleby. Podobny proces obserwuje się w obszarach zurbanizowanych na skutek pokrycia powierzchni ziemi materiałami o niskiej przepuszczalności wody. W innych sytuacjach proces infiltracji jest bardziej skomplikowany i wymaga bardziej kompleksowego ujęcia.



Rys. 1.10. Zależność zdolności infiltracyjnej gruntu w czasie według teorii Hortona

Proces formowania spływu powierzchniowego według teorii Hortona przedstawiono schematycznie na rysunkach poniżej (rys. 1.11). W pierwszym etapie wystąpienia opadu, gdy jego natężenie nie przekracza zdolności infiltracyjnej gleby, całość wody jest transportowana w głąb warstwy wodonośnej (rys. 1.11A). W przypadku utrzymywania się opadu może dojść do sytuacji, gdy zdolność infiltracyjna gleby zostanie przekroczona. Jest to moment, gdy zaczyna się formować spływ powierzchniowy (rys. 1.11B). Warto zauważyć, że – zgodnie z równaniem (1.1) – zdolność infiltracyjna gleby spada w miarę upływu czasu, lecz nie jest zależna od natężenia opadu. Oznacza to, że w przypadku przekroczenia zdolności infiltracyjnej gleby, niezależnie od intensywności opadu, będzie się formował spływ powierzchniowy. Co więcej, może dochodzić do paradoksów, gdy przy zmniejszeniu intensywności opadu spływ powierzchniowy może się zwiększać (rys. 1.11B). Według teorii Hortona spływ powierzchniowy skończy się natychmiast po ustaniu opadu.



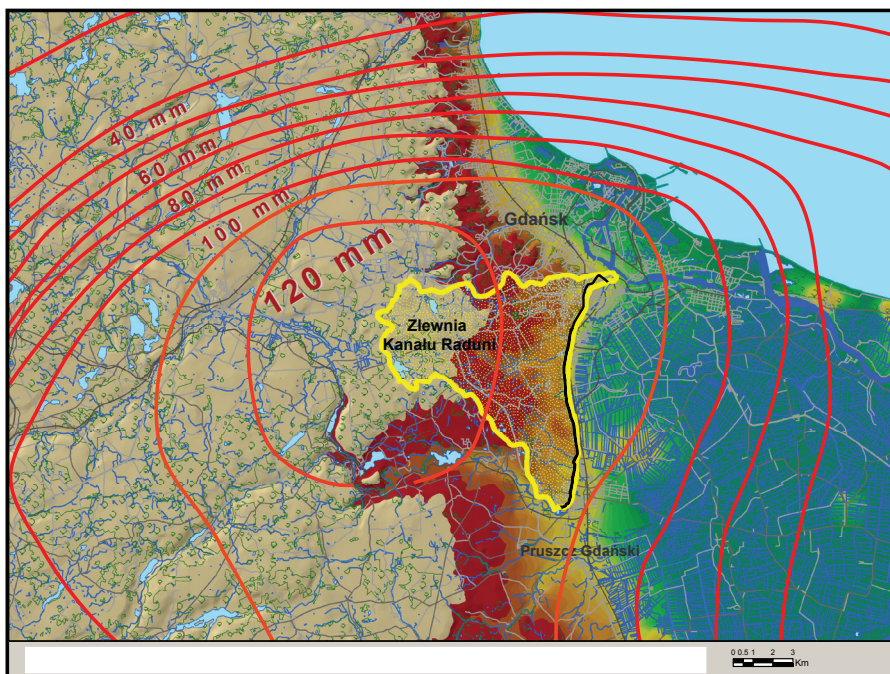
Rys. 1.11. Formowanie spływu powierzchniowego wg modelu Hortona: a) początek opadu; b) przekroczenie zdolności retencyjnej gruntu i początek spływu powierzchniowego; c) zmniejszenie intensywności opadu, skutkujące zwiększeniem spływu powierzchniowego (wg [3])

Wyznaczenie spływu powierzchniowego ze zlewni niekontrolowanej na skutek wystąpienia pojedynczego epizodu opadowego jest typowym zadaniem inżynierskim w przypadku wielu zagadnień hydrologicznych, jak również przy projektowaniu obiektów hydrotechnicznych lub rozwiązywaniu innych, pokrewnych problemów. Zagadnienie to sprowadza się do transformacji opadu w odpływ w ramach zlewni w warunkach określonej sytuacji meteorologicznej. W takim ujęciu dane wejściowe będzie stanowił rozkład opadu w czasie i przestrzeni nad analizowaną zlewnią. W przypadku braku szczegółowej informacji o rozkładzie przestrzennym opadu można szacować spływ powierzchniowy na podstawie opadu jednostajnie rozłożonego nad powierzchnią zlewni. Tego typu sytuacja jest często spotykana w przypadku małych zlewni, gdzie brak wystarczającej infrastruktury pomiarowej do rejestracji opadu. Błąd powstający na skutek uśredniania opadu nad małą zlewnią nie będzie powodował znacznego niedoszacowania spływu powierzchniowego.

W przypadku większych zlewni mamy zwykle do czynienia z siecią posterunków monitorujących wysokość opadu pokrywających obszar zlewni. W celu ustalenia obszarowej wysokości opadu na podstawie wartości punktowych należy przeprowadzić uśrednienie odczytów ze stacji obserwacyjnych za pomocą metody izohiet, wielokątów jednokowego zadeszczenia (metoda Thiessena), metody regionów opadowych lub przy użyciu

innych technik [1, 16]. W praktyce najczęściej wykorzystywana jest metoda Thiessena, pozwalająca na szybkie przeprowadzenie procesów obliczeniowych. W przypadku tej techniki pole powierzchni reprezentatywnej dla poszczególnych stacji monitorujących jest stałe i raz wyznaczonym wielokątom przypisuje się wysokość zmierzonego opadu. Wielokąty wyznacza się poprzez symetralne odcinków łączących sąsiednie posterunki opadowe. Metoda regionów opadowych stanowi modyfikację metody wielokątów jednakowego zadeszczenia. Różnica polega na określeniu pól reprezentatywnych dla poszczególnych posterunków opadowych, czyli tzw. regionów opadowych. Regiony opadowe dla poszczególnych posterunków opadowych są wyznaczane na podstawie analizy historycznego rozkładu przestrzennego opadów oraz rzeźby i użytkowania terenu. Określone w ten sposób pola są przypisywane posterunkom opadowym, z których opad jest traktowany jako stały w danym regionie. Metodę regionów opadowych stosują służby meteorologiczne na terenie Polski.

Metoda izohiet wymaga wyznaczenia punktów o jednakowym opadzie, które następnie łączy się liniami zwanymi izohietami (rys. 1.12). Kolejnym krokiem jest obliczanie pól powierzchni pomiędzy sąsiednimi izohietami oraz granicą obszaru zlewni. Następnie należy przypisać odpowiednim polom powierzchni wartości wysokości opadu, będącego średnią arytmetyczną izohiet. Oznacza to, że obliczenia pola powierzchni przeprowadza się dla każdej sytuacji meteorologicznej, co może prowadzić do wydłużenia czasu potrzebnego do uzyskania wyniku. Metoda izohiet jest szczególnie polecana przy wyznaczaniu średniego opadu w zlewniach górskich.



Rys. 1.12. Izolinie opadów (izohiety) w dniu 9 lipca 2001 r. w Gdańsku na tle zlewni Kanalu Raduni (wg [9])

Wyznaczenie wysokości opadu efektywnego powstającego na skutek danej sytuacji meteorologicznej można dokonać na podstawie metody SCS (ang. *Soil Conservation Service*), która została opracowana w 1972 roku przez Departament Rolnictwa i Ochrony Gleb (ang. US Department of Agriculture and Soil Conservation Service) i stąd pochodzi jej nazwa. Metoda SCS zyskała sporą popularność ze względu na swoją prostotę oraz łatwość zastosowania w dowolnym obszarze przy stosunkowo niewielu danych wejściowych. Wysokość opadu efektywnego jest w tej technice uzależniona od wysokości opadu rzeczywistego oraz od trzech podstawowych parametrów: użytkowania terenu zlewni, typu gleb w zlewni oraz stanu uwilgotnienia zlewni. Wszystkie wymienione tu czynniki są stosunkowo łatwe do oszacowania bez konieczności dokonywania wnikliwej analizy procesów zachodzących w ramach zlewni.

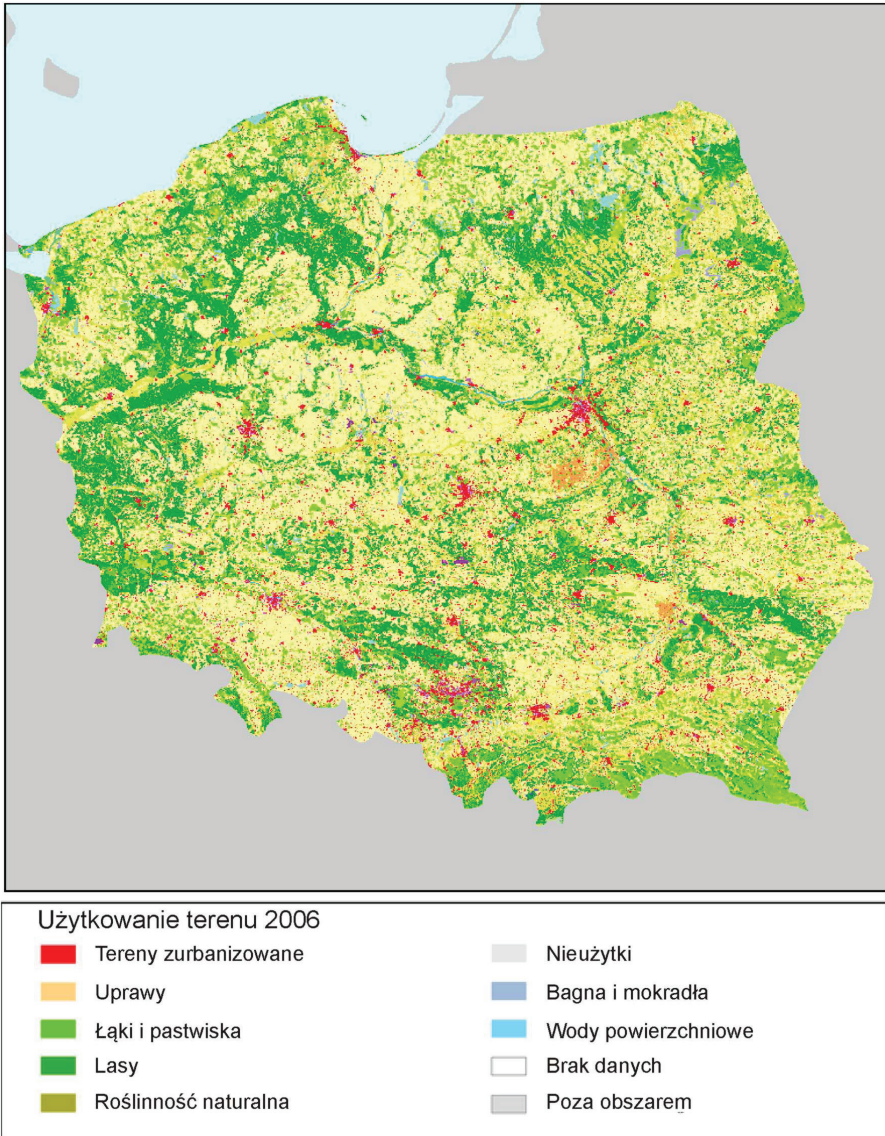
1.2.1. Użytkowanie terenu

Informacje dotyczące użytkowania terenu mogą pochodzić z map topograficznych, ortofotomapy, mapy katastru lub planu zagospodarowania przestrzennego, a także z mapy CORINE Land Cover w wersji cyfrowej (rys. 1.13). Na podstawie wymienionych źródeł opracowuje się układ przestrzenny użytkowania terenu. Metoda SCS szereguje poszczególne typy zagospodarowania terenu w formie tabelarycznej (tab. 1.1). Zestawienia te zostały pierwotnie opracowane w Stanach Zjednoczonych w odniesieniu do tamtejszych typów użytkowania terenu. W momencie aplikacji metody do warunków krajowych oryginalne tabele zostały odpowiednio zmodyfikowane w celu zaadaptowania ich do użytkowania terenu w Polsce. W tabeli wymienia się typ użytkowania terenu oraz przyporządkowany mu parametr CN (ang. *curve number*). Parametr ten odnosi się do numeru krzywej, gdyż metoda SCS pierwotnie bazowała na normogramach. Wartość parametru CN jest zmienna w zakresie od 0 do 100, przy czym obszary całkowicie nieprzepuszczalne przyjmują wartość 100, natomiast w miejscach o nieograniczonej chłonności wody $CN = 0$. Granice te, oczywiście, mają charakter jedynie teoretyczny; w rzeczywistości parametr CN waha się pomiędzy wartością 30 (łąka na glebach przepuszczalnych) do 98 (nieprzepuszczalne parkingi lub drogi). Najczęściej zlewnie nie są użytkowane w sposób jednorodny, co oznacza konieczność ustalenia parametru CN na podstawie średniej ważonej udziału poszczególnego użytkowania. Przy wykonywaniu tej operacji należy określić parametr CN w postaci liczby całkowitej.

Przeanalizujmy przykład, w którym zlewnia jest wykorzystywana na potrzeby rolnicze w taki sposób, że na 75% powierzchni prowadzi się uprawy rzędowe roślin okopowych w dobrych warunkach hydrologicznych, a pozostałe 25% zajmują łąki. W zlewni znajdują się gleby z grup B, które pokrywają 20% terenu przeznaczonego na uprawy i 100% łąk. Na pozostałym obszarze zalegają gleby zaliczane do grupy C. W celu wyznaczenia parametru CN dla opisanej powyżej zlewni należy w pierwszej kolejności dobrać parametry dla poszczególnych składowych. W tym wypadku dla upraw roślin okopowych odczytujemy z tabeli 1.1 wartość $CN^{OB} = 78$ lub $CN^{OC} = 85$. Dla łąk odczytujemy jedną wartość $CN^L = 58$. Ustalenie wartości średniej ważonej dla całej zlewni będzie wymagało obliczenia parametru w następujący sposób:

$$CN = \frac{CN^{OB} \cdot A^{OB} + CN^{OC} \cdot A^{OC} + CN^L \cdot A^L}{A^{OB} + A^{OC} + A^L} \quad (1.2)$$

gdzie CN^{OB} , CN^{OC} i CN^L – wartości parametru CN dla roślin okopowych i łąk; A^{OB} , A^{OC} i A^L – powierzchnia zlewni zajmowana przez poszczególne uprawy [km].



Rys. 1.13. Użytkowanie terenu w Polsce według mapy CORINE Land Cover [5]

Dla opisywanego przykładu zamiast powierzchni zlewni w kilometrach wykorzystamy procentowy udział całej zlewni, wobec czego powyższe równanie sprowadzi się do postaci:

$$CN = 78 \cdot 0,75 \cdot 0,2 + 85 \cdot 0,75 \cdot 0,8 + 58 \cdot 0,25 = 11,7 + 51 + 14,5 = 77,2$$

Po zaokrągleniu do wartości całkowitej przyjmujemy ostatecznie, że dla naszej zlewni parametr $CN = 77$.



Rys. 1.14. Schemat użytkowania zlewni przedstawionej w przykładzie; A^c oznacza całkowitą powierzchnię zlewni

Tabela 1.1

Wartość parametru CN w zależności od struktury użytkowania terenu (wg [11])

Opis terenu	Sposób uprawy	Warunki hydrologiczne	Wartości CN dla grup glebowych			
			A	B	C	D
Ugór			77	86	91	94
Rośliny okopowe	uprawy rzędowe	złe	72	81	88	91
		dobre	67	78	85	89
	uprawy rzędowe wzdłuż warstw	złe	70	79	84	88
		dobre	65	75	82	86
	tarasowane	złe	66	74	80	82
		dobre	62	71	82	81
Rośliny zbożowe	uprawy rzędowe	złe	65	76	84	88
		dobre	63	75	83	87
	uprawy rzędowe wzdłuż warstw	złe	63	74	82	85
		dobre	61	73	81	84
	tarasowane	złe	61	72	79	82
		dobre	59	70	78	81
Rośliny motylkowe	uprawy rzędowe	złe	66	77	85	89
		dobre	58	72	81	85
	uprawy rzędowe	złe	63	74	82	85
		dobre	58	72	81	85
	uprawy rzędowe wzdłuż warstw	złe	64	75	83	85
		dobre	55	69	78	83
	tarasowane	złe	63	73	80	83
		dobre	51	67	76	70

Pastwiska		złe	68	79	86	89
		średnie	49	69	78	84
		dobrze	39	61	74	80
Lasy		złe	45	66	77	83
		średnie	36	60	73	79
		dobrze	25	55	70	77
Łąki		dobrze	30	58	71	78
Zabudowa gospodarstw			59	74	82	86
Drogi gruntowe			72	82	87	89
Drogi z twardą nawierzchnią			74	84	90	92
Otwarte przestrzenie, polany, parki, tereny golfowe, cmentarze itp ≥75% powierzchni trawiastej			39	61	74	80
	50–75% powierzchni trawiastej		49	69	79	84
Tereny handlowe i przemysłowe – 85% powierzchni nieprzepuszczalnej			89	92	94	95
Okręgi przemysłowe – 72% powierzchni nieprzepuszczalnej			81	88	91	93
Tereny zamieszkałe (przeciętna wielkość obszaru lub procent nieprzepuszczalności)	– ≤500 m ² – 65%		77	85	90	92
	– 1000 m ² – 38%		61	75	83	87
	– 1700 m ² – 30%		57	72	81	86
	– 2000 m ² – 25%		54	70	80	85
	– 4000 m ² – 20%		51	68	79	84
Ulice i drogi utwardzone z krawężnikiem i kanalizacją deszczową	– żwirowe		98	98	98	98
	– błotniste		76	85	89	91
			72	82	87	89

1.2.2. Gleby

W sytuacji, gdy zlewnia nie jest całkowicie uszczelniona poprzez powierzchnie nieprzepuszczalne, rodzaj gleb ma istotne znaczenie w procesie infiltracji. W metodzie SCS gleby są kwalifikowane do czterech grup przepuszczalności, określonych na podstawie prędkości filtracji. Klasy prędkości filtracji zostały opracowane dla jednostek anglosaskich (cal/h), dlatego po przeliczeniu na milimetry wartości zakresów są nieco mało

przejrzyste. Grupę A stanowią gleby o dużej przepuszczalności, na których zjawisko spływu powierzchniowego nie występuje lub jest znikome. Prędkość infiltracji dla tej grupy gleb jest w zakresie od 11,43 do 7,62 mm/godzinę. Następnie wyróżnimy grupę B o przepuszczalności powyżej średniej (3,81–7,62 mm/h) i grupę C o przepuszczalności poniżej średniej (poniżej 3,81 mm/h). Grupę gleb D stanowią gleby o znikomej przepuszczalności i dużym spływie powierzchniowym. Grupę tę stanowią gleby, które znacząco zwiększają swoją objętość, gdy są nasycone wodą. Podział poszczególnych rodzajów gleb określa tabela 1.2.

Tabela 1.2

Podział gleb na grupy w zależności od przepuszczalności gleb; w nawiasach podano skróty oznaczające skład mechaniczny stosowane na polskich mapach glebowych (wg [14])

GRUPA A	GRUPA B
piaski luźne (pl) żwiry piaszczyste (żp) żwiry gliniaste (żg)	piaski słabogliniaste (ps) piaski gliniaste lekkie (pgl) piaski gliniaste mocne (pgm) pyły zwykłe (plz); lessy zwykłe (ls) płytkie gleby typu A zalegające na mniej przepuszczalnej warstwie
GRUPA C	GRUPA D
gliny lekkie (gl) ility pylaste (ip) pyły ilaste (pli) lessy ilaste (li) płytkie gleby typu B zalegające na mniej przepuszczalnej warstwie	gliny średnie (gs) gliny ciężkie (gc) ility (i) gleby mułowo-torfowe (mł) płytkie gleby typu C zalegające na mniej przepuszczalnej warstwie

1.2.3. Uwilgotnienie zlewni

Ostatni element brany pod uwagę przy wyznaczaniu wysokości opadu efektywnego to informacja o tym, co działo się w zlewni w czasie poprzedzającym analizowaną sytuację. Autorzy metody SCS uznali, że pamięć zlewni sięga pięciu dni, a zatem opad z tego przedziału czasowego będzie decydował o stanie uwilgotnienia gleb. Wyróżniono przy tym sezon wegetacyjny i pozawegetacyjny, w których wysokość opadu w różnym stopniu wpływa na wilgotność zlewni. Wynika to z faktu, że w sezonie wegetacyjnym rośliny pobierają część wody, wobec czego osiągnięcie wysokiego uwilgotnienia gruntu będzie wywoływane przez wyższe opady (tab. 1.3). Stopień wilgotności zlewni jest czynnikiem decydującym o zmianie parametru *CN*. W metodzie SCS wyróżnia się trzy poziomy uwilgotnienia: niski (*AMC I*), przeciętny (*AMC II*) i wysoki (*AMC III*) (*AMC* – ang. *antecedent moisture class*). Gdy czynnik zostanie zakwalifikowany jako przeciętny, nie dokonuje się żadnych korekt, natomiast w przypadku niskiego lub wysokiego poziomu uwilgotnienia należy dokonać, odpowiednio, obniżenia lub podwyższenia wartości parametru *CN* według tabeli 1.4.

Tabela 1.3

Wysokość opadu dla poszczególnych klas uwilgotnienia (wg [12])

Poziom uwilgotnienia zlewni	Suma opadów z pięciu dni [mm]	
	sezon pozawegetacyjny	sezon wegetacyjny
AMC I	P5 < 13	P5 < 35
AMC II	13–28	35–53
AMC III	P5 ≥ 28	P5 ≥ 53

Tabela 1.4

Korekta parametru CN ze względu na uwilgotnienie zlewni [17]

CN dla klasy AMC II	Skorygowana wartość CN dla klasy:		CN dla klasy AMC II	Skorygowana wartość CN dla klasy:	
	AMC I	AMC III		AMC I	AMC III
100	100	100	55	35	75
95	87	95	50	31	70
90	78	90	45	27	65
85	70	85	40	23	60
80	63	80	35	19	55
75	57	75	30	15	50
70	51	70	25	12	45
65	45	65	20	9	39
60	40	60	15	7	33

1.2.4. Schemat obliczeniowy

Metoda SCS bazuje na hipotezie, że stosunek skumulowanej infiltracji $F(t)$ do potencjalnej retencji zlewni R jest równy stosunkowi skumulowanego opadu efektywnego $P_e(t)$ do skumulowanego opadu całkowitego $P(t)$ pomniejszonego o straty początkowe S_p :

$$\frac{F(t)}{R} = \frac{P_e(t)}{P(t) - S_p} \quad (1.3)$$

gdzie: $F(t)$ – skumulowana infiltracja [mm]; R – potencjalna retencja zlewni [mm]; $P_e(t)$ – skumulowany opad efektywny [mm]; $P(t)$ – skumulowany opad rzeczywisty [mm]; S_p – straty początkowe [mm].

W równaniu (1.3) skumulowany opad rzeczywisty jest daną wejściową, znaną z założenia. Potencjalną retencję zlewni wylicza się na podstawie parametru CN , charakteryzującego zlewnię:

$$R = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \text{ [mm]} \quad (1.4)$$

Ponieważ formuła została opracowana w USA, użycie we wzorze (1.4) wartości 25,4 ma na celu zamianę jednostek z anglosaskich wykorzystywanych do pomiaru wysokości opadu (cal) na jednostki układu SI (mm). Analizując w dalszym ciągu równanie (1.3), łatwo zauważyć że poza wysokością opadu efektywnego nieznana pozostaje wciąż wysokość skumulowanej infiltracji $F(t)$. Aby uzyskać wartość skumulowanej infiltracji, można ją przedstawić w formie różnicy pomiędzy skumulowanym opadem całkowitym a skumulowanym opadem efektywnym i stratami początkowymi, co można zapisać w następujący sposób:

$$F(t) = P(t) - S_p - P_e(t) \quad [\text{mm}] \quad (1.5)$$

Po odpowiednim przekształceniu powyższych zapisów można otrzymać wzór na skumulowany opad efektywny:

$$P_e(t) = \frac{(P(t) - S_p)^2}{P(t) - S_p + R} \quad [\text{mm}] \quad (1.6)$$

W liczniku równania znajduje się różnica skumulowanego opadu efektywnego i strat początkowych. Należy postawić warunek, zgodnie z którym jeśli wysokość skumulowanego opadu rzeczywistego nie przekracza wysokości strat początkowych, wówczas opad efektywny się nie wytworzy. Oznacza to, że opad efektywny zacznie mieć znaczenie w momencie przekroczenia sumy strat początkowych S_p . Straty początkowe stanowią tę część opadu, która uległa infiltracji, intercepcji oraz jest zatrzymywana w zagłębieniach terenowych i nie została ujęta w ramach skumulowanej infiltracji. Wielkość strat początkowych S_p , które są proporcjonalne do potencjalnej retencji zlewni oraz do wielkości parametru CN , można określić za pomocą wzoru:

$$S_p = \mu \cdot R \quad [\text{mm}] \quad (1.7)$$

gdzie μ – współczynnik wyznaczany w stosunku do przyjętego parametru CN (tab. 1.5).

Tabela 1.5

Wartość współczynnika μ do obliczeń strat początkowych S_p (wg [12])

Wartość CN	Współczynnik μ
CN < 70	0,075
70 ≤ CN < 80	0,100
80 ≤ CN < 90	0,150
90 ≤ CN	0,200

W wielu przypadkach istotne jest natężenie opadu efektywnego, a nie jego suma. Aby obliczyć natężenie opadu efektywnego I_e w krokach czasowych Δt , należy użyć wzoru:

$$I_e = \frac{P_e(i\Delta t) - P_e(i-1\Delta t)}{\Delta t} \quad (1.8)$$

gdzie: I_e – natężenie opadu efektywnego [$\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$]; Δt – przyjęty krok czasowy [h]; $P_e(t)$ – skumulowany opad efektywny [mm]; i – kolejne przedziały czasowe.

1.3. Wyznaczenie geomorfologicznego chwilowego hydrogramu jednostkowego

Aby dokonać transformacji opadu efektywnego w odpływ ze zlewni, można zastosować metodę hydrogramu jednostkowego. Identyfikacja parametrów hydrogramu sprowadza się do analizy funkcji wejścia i wyjścia w czasie. Funkcje te można uzyskać jedynie na drodze pomiaru, co jest problematyczne w przypadku zlewni niekontrolowanych. Z tego względu do ustalenia relacji pomiędzy opadem i odpływem w zlewni niekontrolowanej często wykorzystuje się metodę geomorfologicznego chwilowego hydrogramu jednostkowego (IGUH – ang. *Instantaneous Geomorphological Unit Hydrogram*). Jej założeniem jest powiązanie cech ukształtowania zlewni z wielkością odpływu generowanego z jednostkowego opadu efektywnego ([13]). Opis geomorfologiczny zlewni można przeprowadzić na podstawie map topograficznych. Należy się przy tym upewnić, że zlewnia spełnia geomorfologiczne prawa sieci rzecznej Hortona.

Klasyfikacja cieków Hortona mówi, że wszystkie odcinki źródłowe są ciekami rzędu pierwszego. Z połączenia dwóch cieków rzędu pierwszego powstaje ciek rzędu drugiego. Ciek powstały z połączenia cieków nierównych rzędów będzie miał taki sam rząd jak dopływ wyższego rzędu (rys. 1.15). Kierując się tymi prostymi zasadami, można w łatwy sposób ustalić rząd dowolnego cieku. W celu zastosowania metody hydrogramu geomorfologicznego niezbędna jest znajomość trzech wskaźników opisujących zlewnię. Pierwszym jest wskaźnik bifurkacji, który określa stosunek liczby segmentów cieków niższego rzędu do liczby segmentów wyższego rzędu:

$$R_B = \frac{N_i}{N_{i+1}} \quad (1.9)$$

dla całej zlewni wyrażony w postaci:

$$R_B = \frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^{M-1} \frac{N_i}{N_{i+1}} \quad (1.10)$$

gdzie: M – najwyższy rząd cieku w zlewni; N_i – liczba cieków rzędu i .

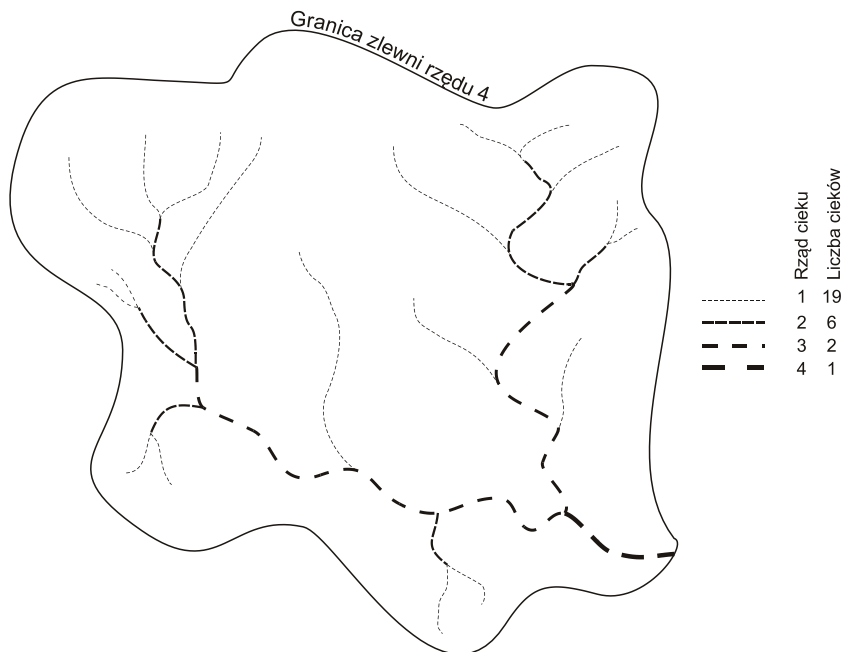
Mianem pojedynczego segmentu określa się odcinek rzeki danego rzędu od źródła do miejsca, gdzie przechodzi w rząd wyższy lub jest dopływem cieku tego samego rzędu (rys. 1.15). Wskaźnik bifurkacji wykazuje tendencję do zmierzania do wartości stałej, która dla zlewni naturalnych waha się w granicach od 3 do 5 [2].

Kolejnym wskaźnikiem jest wskaźnik długości cieków, który opisuje równanie:

$$R_L = \frac{1}{M-1} \left(\sum_{i=1}^{M-1} \frac{\bar{L}_{i+1}}{\bar{L}_i} \right) \quad (1.11)$$

W którym \bar{L}_i oznacza średnią długość cieków rzędu i wyznaczoną z poniższego równania:

$$\bar{L}_i = \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{N} \quad (1.12)$$



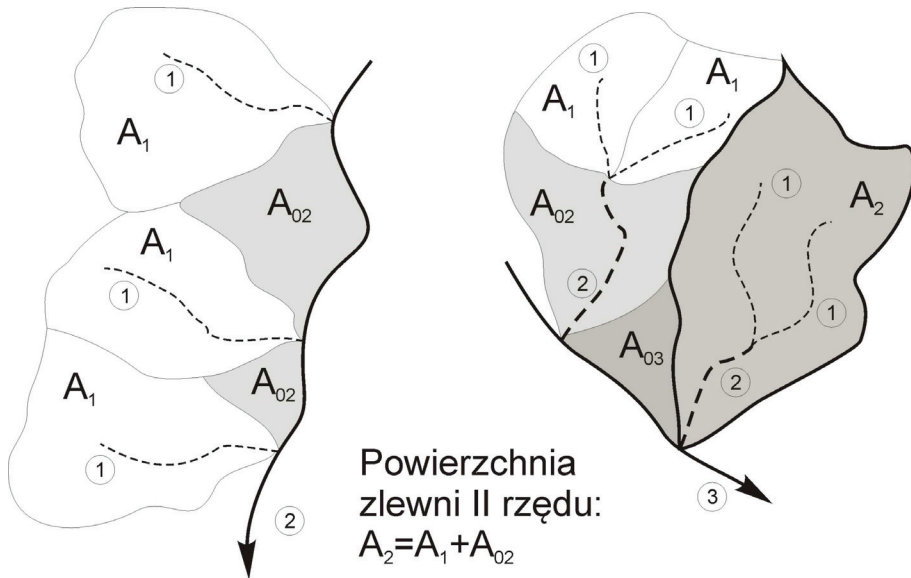
Rys. 1.15. Podział rzędowości cieków (wg [2])

Ostatnią wielkością opisującą geomorfologię zlewni jest wskaźnik powierzchni zlewni, który bazuje na powierzchniach elementarnych cieków poszczególnych rzędów:

$$R_A = \frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^{M-1} \frac{A_{i+1}}{A_i} \quad (1.13)$$

Komentarza wymaga wyznaczanie powierzchni zlewni rzędu i . Podobnie jak w przypadku rzędowości cieków, dla zlewni obowiązuje taka sama zasada. Oznacza to, że zlewnia cieków danego rzędu na ten sam rząd. W celu wyznaczenia całkowitej powierzchni zlewni rzędu pierwszego należy jedynie ustalić sumaryczną powierzchnię wszystkich podzlewni, z których woda płynie bezpośrednio do cieków rzędu pierwszego. Dla zlewni rzędu drugiego należy zsumować powierzchnię zlewni bezpośredniej cieków rzędu drugiego (ΣA_{02}) oraz zlewnie cząstkowe wszystkich cieków rzędu pierwszego zasilających ten ciek (ΣA_1):

$$A_2 = \sum_{i=1}^N A_1 + \sum_{i=1}^N A_{02} \quad (1.14)$$



Rys. 1.16. Powierzchnie zlewni drugiego rzędu; powierzchnie zlewni pierwszego rzędu zasilające wodą ciekę drugiego rzędu są uwzględniane w całkowitej powierzchni A_2 (wg [2])

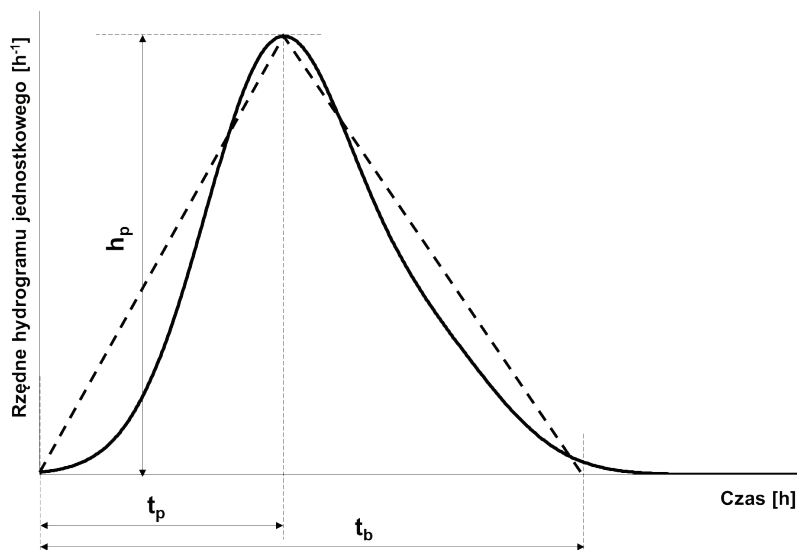
Przykłady wyznaczania zlewni rzędu drugiego i trzeciego pokazano na rys. 1.16. W przypadku ogólnym powierzchnię zlewni danego rzędu można opisać za pomocą równania:

$$A_n = \left(\sum_{i=1}^{N_1} A_1 + \sum_{i=1}^{N_2} A_2 + \dots + \sum_{i=1}^{N_{n-1}} A_{n-1} \right) + \left(\sum_{i=1}^{N_0} A_{02} + \sum_{i=1}^{N_0} A_{03} + \dots + \sum_{i=1}^{N_{0n}} A_{0n} \right) \quad (1.15)$$

gdzie: N_n – liczba podzlewni rzędu n ; N_{0n} – liczba zlewni bezpośrednich ciekę rzędu n .

Warto zwrócić uwagę na fakt braku zlewni bezpośrednich rzędu pierwszego. Wynika to z uwzględnienia tej powierzchni jako podzlewni ciekę rzędu 1.

Hydrogram geomorfologiczny jest specyficznym typem hydrogramu jednostkowego o kształcie trójkątnym. Wynika stąd, że do jego wyznaczenia niezbędna jest znajomość współrzędnych trzech punktów opisujących ten hydrogram. Ze względu na specyfikę zadania fala opisywana poprzez hydrogram geomorfologiczny będzie się zawsze rozpoczynała od zerowego przepływu w godzinie, w której rozpoczynamy analizowanie epizodu opadowego. Jest to rezultatem nieuwzględniania w obliczeniach przepływu bazowego, o czym należy pamiętać w końcowym ustalaniu kształtu fali wezbraniowej. W ten sposób lokalizacja pierwszego wierzchołka trójkąta opisującego hydrogram jest z założenia znana. Wiadomo również, że hydrogram zawsze będzie zmierzał do zera, czyli ramię opadające hydrogramu osiągnie na koniec przepływu zerowy. Po uwzględnieniu tych informacji okazuje się, że do wyznaczania kształtu hydrogramu jednostkowego pozostają zaledwie trzy wartości: wysokość i czas wystąpienia kulminacji oraz czas podstawy hydrogramu, czyli okres, przez jaki stan wody będzie się utrzymywał powyżej wielkości bazowej.



Rys. 1.17. Schemat pojedynczego geomorfologicznego hydrogramu jednostkowego

Wysokość kulminacji h_p w metodzie hydrogramu jednostkowego opisuje się jednostką h^{-1} i wyznacza na podstawie równania:

$$h_p = 1,31 R_L^{0,43} \frac{v}{L_0} \left[h^{-1} \right] \quad (1.16)$$

gdzie: v – prędkość wody [m/s]; L_0 – długość cieków głównego [km].

Na osi czasu należy określić moment, w którym wystąpi kulminacja, t_p oraz czas trwania wezbrania, czyli czas podstawy hydrogramu. Wielkości te w metodzie hydrogramu geomorfologicznego opisują następujące równania:

$$t_p = 0,44 \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0,55} R_L^{-0,38} \frac{L_0}{v} \quad [h] \quad (1.17)$$

$$t_b = \frac{2}{h_p} \quad [h] \quad (1.18)$$

W równaniach (1.16) i (1.17) występuje prędkość wody, którą wyznacza się na podstawie modelu fali kinematycznej:

$$v = 0,665 \alpha_n^{0,6} (0,1 \cdot I_e \cdot A_n)^{0,4} \quad [m \cdot s^{-1}] \quad (1.19)$$

gdzie: I_e – natężenie opadu efektywnego [mm/godz]; A_n – powierzchnia zlewni najwyższego rzędu [km²]; α_n – współczynnik fali kinematycznej.

Współczynnik fali kinematycznej opisuje się wzorem:

$$\alpha_n = \frac{S^{0,5}}{nb^{2/3}} \quad (1.20)$$

gdzie: S – spadek podłużny ciekłu głównego; n – współczynnik szorstkości wg Manninga ciekłu głównego; b – szerokość ciekłu przy ujściu [m].

Jeśli nie ma możliwości dokonania pomiaru szerokości ciekłu przy ujściu, można wyznaczyć tak zwaną szerokość zastępczą ciekłu przy wykorzystaniu formuły:

$$b_z = 0,8A_n^{0,7} \quad [m] \quad (1.21)$$

gdzie A_n – powierzchnia zlewni ciekłu najwyższego rzędu [km²].

Warto zauważyć, że równania (1.16)–(1.21) mają charakter empiryczny, co oznacza, że jednostki poszczególnych składowych nie są zgodne. Tak wyznaczone współrzędne hydrogramu jednostkowego należy następnie odnieść do natężenia opadu efektywnego i całkowitej powierzchni zlewni. Po uwzględnieniu efektu skali ostateczne natężenie przepływu spływu powierzchniowego w przekroju zamykającym zlewnię można opisać za pomocą równania:

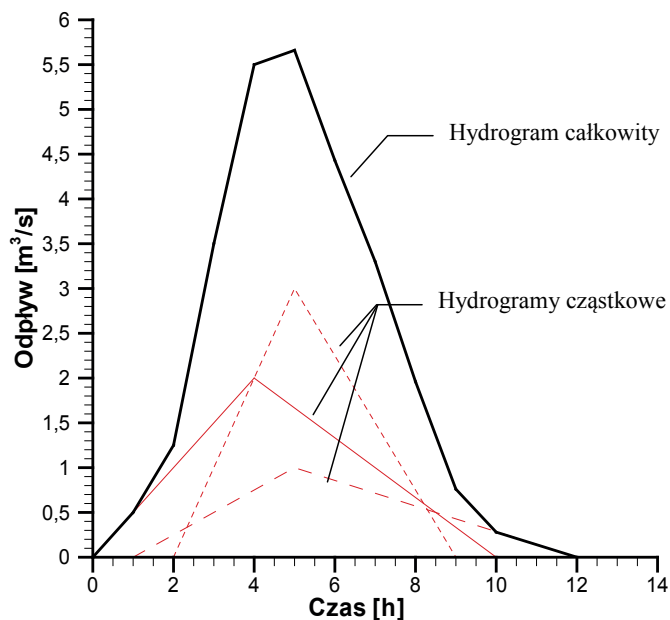
$$Q = h_p I_e \frac{A_n 10^3}{3600} \left[\frac{m^3}{s} \right] \quad (1.22)$$

Występujące w równaniu (1.22) natężenie opadu efektywnego jest średnią wartością w jednostce czasu. Oznacza to, że przedstawiona powyżej procedura będzie prowadziła do ustalenia pojedynczego hydrogramu, który będzie stanowić reakcję zlewni na opad o stałym natężeniu w czasie. Jednostką czasu jest w tym wypadku najczęściej godzina, wobec czego wyznaczenie hydrogramu odpływu ze zlewni niekontrolowanej będzie wymagało powtórzenia procedury dla wszystkich godzin, w których wystąpi opad efektywny (rys. 1.18). W celu określenia całkowitego hydrogramu odpływu ze zlewni należy zsumować wartości przepływu w kolejnych hydrogramach (rys. 1.19).

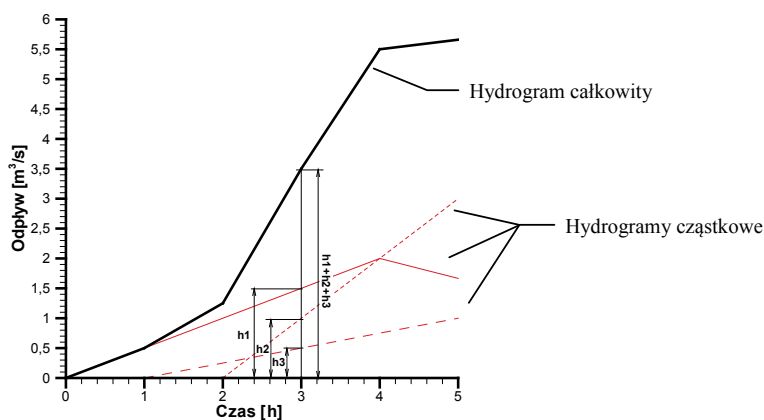
Sumowania hydrogramów jednostkowych dla poszczególnych godzin można dokonać w dwojaki sposób. Pierwszy, bardziej żmudny, przedstawiono na rys. 1.19. Polega on na dodawaniu rzędnych poszczególnych hydrogramów w kolejnych godzinach i we wszystkich punktach charakterystycznych. Procedura ta jest pracochłonna i może prowadzić do pomyłek w momencie pominięcia któregoś z hydrogramów przy sumowaniu. Inną metodą jest zautomatyzowanie sumowania poprzez traktowanie hydrogramów jako grupy funkcji liniowych działających w przedziałach. Pojedynczy hydrogram można opisać w postaci dwóch funkcji liniowych:

$$f^n = \begin{cases} f_g^n = \frac{Q^n}{t_p^n} t - \frac{Q^n t^n}{t_p^n} & \text{dla } t \in \langle t_p^n, t_p^n + t^n \rangle \\ f_d^n = -\frac{Q^n}{t_b^n - t_p^n} t + \frac{Q^n (t_b^n + t^n)}{t_b^n - t_p^n} & \text{dla } t \in \langle t_p^n + t^n, t_b^n + t^n \rangle \end{cases} \quad (1.23)$$

gdzie indeksy n oznaczają, że poszczególne zmienne odnoszą się do wielkości dla hydrogramu jednostkowego z godziny n -tej, natomiast t^n to godzina rozpoczęcia n -tego opadu efektywnego.

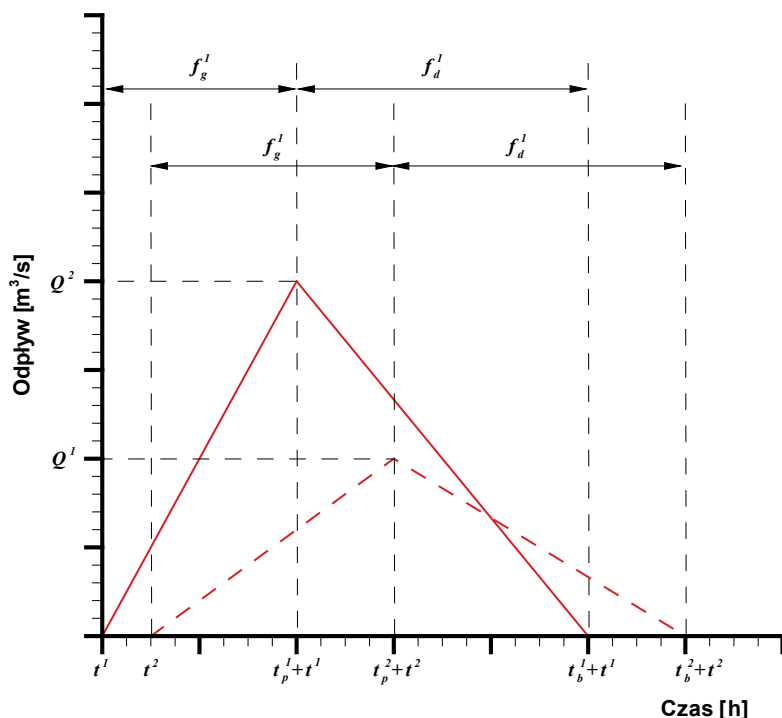


Rys. 1.18. Hydrogram całkowity odpływu ze zlewni na skutek trzygodzinnego epizodu opadowego



Rys. 1.19. Sumowanie hydrogramów cząstkowych w celu wyznaczenia hydrogramu całkowitego

Przykładowo, jeśli epizod opadowy wywołuje opad efektywny trwający dwie godziny, uzyskamy cztery funkcje liniowe, które będą brały udział w budowaniu hydrogramu całkowitego (rys. 1.20). Znając współczynniki poszczególnych funkcji oraz zakres ich działania, można w łatwy sposób dokonać sumowania natężenia przepływu dla każdego punktu na osi czasu.

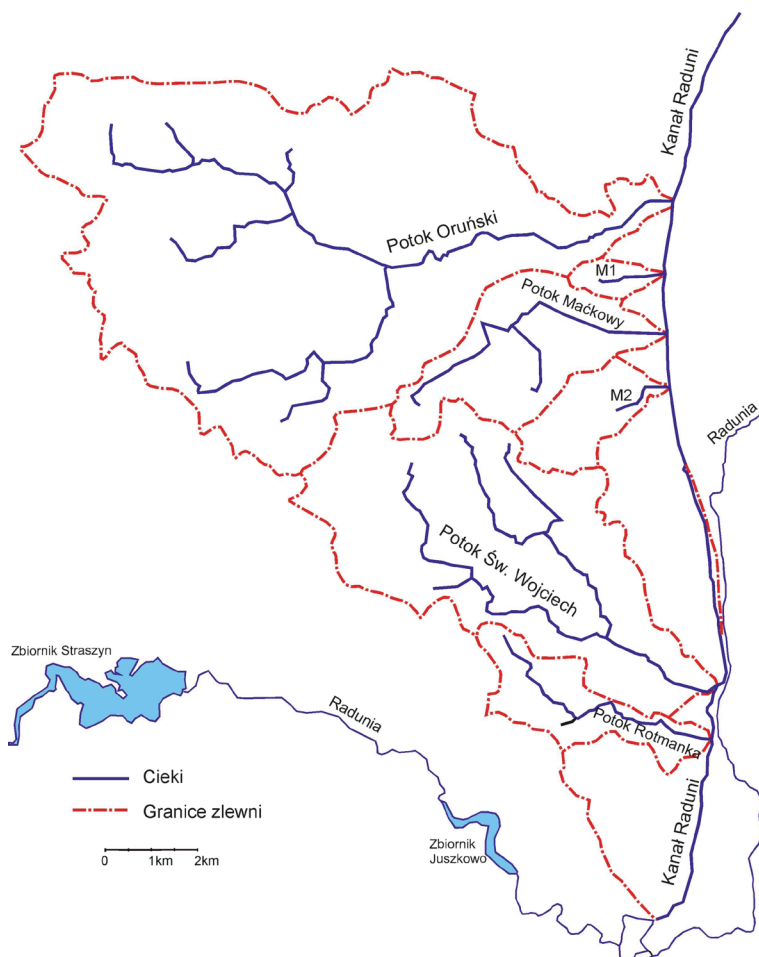


Rys. 1.20. Sumowanie hydrogramów cząstkowych
w celu wyznaczenia hydrogramu całkowitego

1.4. Przykład obliczeniowy

Wyznaczanie wysokości opadu efektywnego i hydrogramu odpływu ze zlewni niekontrolowanej zostanie pokazane na przykładzie sytuacji z Gdańska, gdzie w lipcu 2001 roku miała miejsce katastrofalna powódź, spowodowana deszczem nawalnym, którego maksimum było skoncentrowane nad tzw. Wysoczyzną Gdańską. Główną zlewnią na obszarze Wysoczyzny jest zlewnia Kanału Raduni, sztucznego ciek wybudowanego w XIV wieku w celu zaopatrzenia miasta w wodę. Poza niewielkimi modyfikacjami, wynikającymi z rozbudowy miasta na przestrzeni dziejów, forma Kanału pozostaje niezmienną do chwili obecnej. Największa i najbardziej istotna zmiana charakteru hydraulicznego kanału została przeprowadzona podczas budowy linii kolejowej łączącej Gdańsk z południem Polski. Kanał Raduni podzielono wówczas na dwa niezależnie działające odcinki, przepuszczając wodę syfonem umieszczonym pod torami kolejowymi. Spowodowało to podział Kanału na odcinek miejski, leżący poniżej syfonu, oraz odcinek położony powyżej syfonu, gdzie o warunkach hydraulicznych przepływu w korycie decyduje przepustowość syfonu ($11 \text{ m}^3/\text{s}$) oraz zrzutów do Optywu Moławy (obecnie dwa zrzuty: 12 i $6,2 \text{ m}^3/\text{s}$; w 2001 r. jedynie $12 \text{ m}^3/\text{s}$) i do Raduni (obecnie jeden zrzut $13 \text{ m}^3/\text{s}$, w 2001 r. nieistniejący). W ostatnich latach zabudowa mieszkaniowa Gdańsk przesunęła się w rejon zlewni Kanału Raduni, powodując zmianę jej naturalnej retencji. Konsekwencją

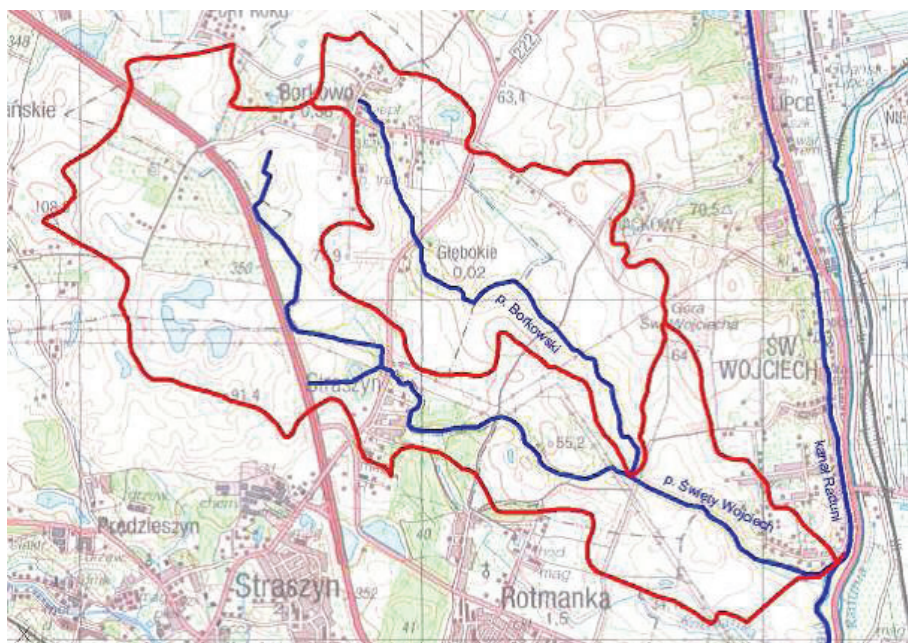
zmniejszenia naturalnej retencji zlewni jest zwiększenie spływu powierzchniowego, co w przypadku opadu będzie powodowało przyspieszenie reakcji zlewni prowadzące do gwałtowniejszego i wyższego wezbrania w stosunku do stanu sprzed urbanizacji tego terenu. W 2001 roku zarówno na dopływach, jak i na Kanale Raduni nie było żadnej stacji monitorującej stany wody, a najbliższe deszczomierze znajdowały się na lotnisku Rębiechowo, w Porcie Północnym oraz w Świbnie. Najbliższy deszczomierz jest zlokalizowany na terenie Politechniki Gdańskiej, lecz nie spełnia on wszystkich wymogów, aby traktować go jako element sieci monitorującej opad. Ze względu na skromną ilość materiału pomiarowego zarejestrowanego w lipcu 2001 roku, zdecydowano o wykorzystaniu w poniższym przykładzie obliczeniowym danych z deszczomierza Politechniki Gdańskiej. Hietogram opadu rzeczywistego nad Gdańskiem w dniach 9 i 10 lipca, zarejestrowanego przez deszczomierz Politechniki Gdańskiej, pokazuje rys. 1.9.



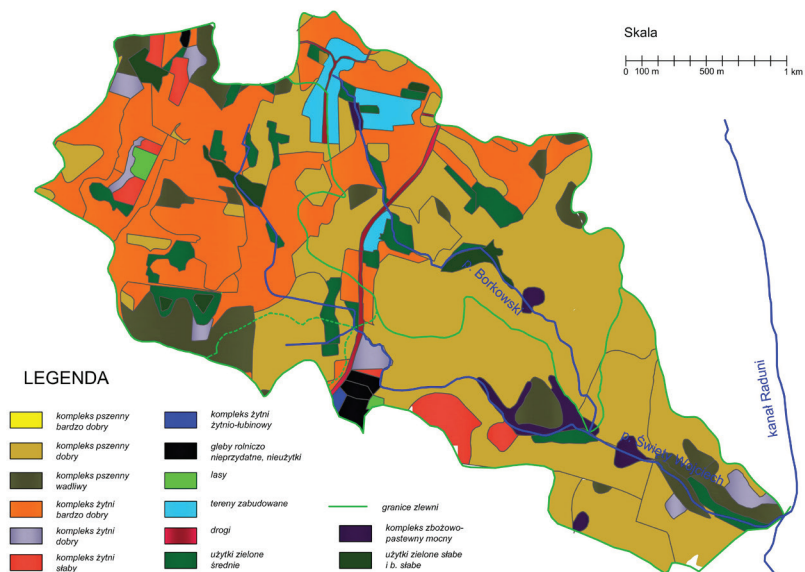
Rys. 1.21. Zlewnia Kanału Raduni powyżej syfonu pod torami kolejowymi (bez Potoku Siedlickiego); podkład mapowy przedstawia sytuację z 2001 roku (wg [7])

W dniu 9 lipca 2001 roku wysokość opadu trwającego 12 godzin przekroczyła średnią miesięczną dla lipca i spowodowała gwałtowny spływ powierzchniowy z terenu całej zlewni Kanału Raduni. Dopływ do kanału był na tyle duży, że przekroczył przepustowość kanału i zrzutu awaryjnego. W rezultacie doszło do przelania się wody ponad koroną obwałowania w pięciu miejscach i zalania niżej położonych, lewobrzeżnych terenów. Zasilanie Kanału na odcinku powyżej syfonu pod torami kolejowymi odbywa się przede wszystkim poprzez cztery prawostronne dopływy, to jest potoki: Oruński, Święty Wojciech, Rotmanka i Maćkowy (rys. 1.21). Dodatkowo, wody deszczowe mogą dopływać do Kanału Raduni ze zlewni bezpośrednich oraz mniejszych dopływów. Dnia 9 lipca w ciągu pierwszych czterech godzin opadu na zlewnie wszystkich potoków zasilających Kanał Raduni spadło około 80–90 mm deszczu, wytwarzając ponad 40-milimetrowy opad efektywny (przykład dla Potoku Święty Wojciech pokazuje rys. 1.25).

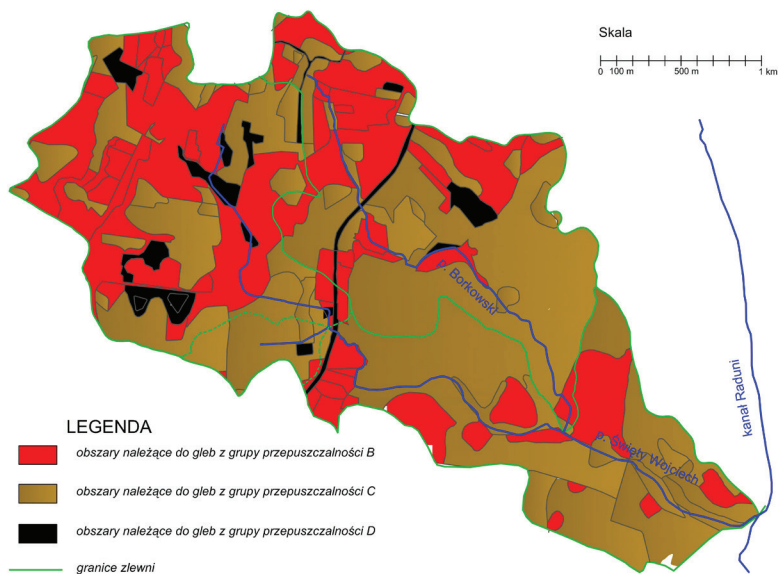
Obliczenie opadu efektywnego przeprowadzono na podstawie sposobu użytkowania oraz typów gleb występujących w poszczególnych zlewniach. Dane uzyskano z materiałów wojewódzkiego zasobu geodezyjnego i kartograficznego województwa pomorskiego. W przykładzie pokazano obliczenia dla tylko jednego z głównych dopływów Kanału Raduni tj. potoku Św. Wojciech. Na pozostałych potokach obliczenia przeprowadzono w sposób analogiczny. Na rys. 1.22 przedstawiono – wyznaczoną na podstawie rzeźby terenu oraz zlewni kolektorów deszczowych – granicę zlewni Potoku Święty Wojciech wraz ze zlewnią głównego dopływu, Potoku Borkowskiego. Podział na typy użytkowania gruntu oraz typy gleb w zlewni Potoku Święty Wojciech przedstawiają, odpowiednio, rys. 1.23 i rys. 1.24.



Rys. 1.22. Granica zlewni Potoku Święty Wojciech z zaznaczonymi podzlewniami (podkład mapowy przedstawia sytuację z 2001 r.)



Rys. 1.23. Podział zlewni Potoku Święty Wojciech ze względu na zagospodarowanie (stan na rok 2001)



Rys. 1.24. Podział zlewni Potoku Święty Wojciech ze względu na przepuszczalność gleb

Zlewnia Potoku Świąty Wojciech ma następujące parametry:

- powierzchnia zlewni $A = 7,5$ [km²];
- długość potoku od źródła do ujścia do Kanału Raduni $L = 5,5$ [km];
- średni spadek podłużny koryta $s = 0,0124$ [-];
- przyjęty współczynnik szorstkości według Manninga $n = 0,05$ [-];
- założono, że szerokość koryta potoku cieką nie jest znana, i przeliczono szerokość koryta zastępczego według formuły (1.21):

$$b_z = 0,8A_n^{0,7} = 0,8 \cdot 7,5^{0,7} = 3,28 \text{ [m]}$$

gdzie A_n jest powierzchnią zlewni w km². Do obliczeń przyjęto szerokość równą szerokości zastępczej $b = 3,28$ [m]:

- wskaźnik bifurkacji $R_B = 2,0$ [-] według (1.10);
- wskaźnik długości cieką $R_L = 1,05$ [-] według (1.11);
- wskaźnik powierzchni zlewni $R_A = 1,25$ [-] według (1.13);
- na podstawie map glebowych uzyskanych w Wojewódzkim Ośrodku Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej oraz na podstawie metodyki opisaną w rozdziale 1.2 określono dla zlewni Potoku Świąty Wojciech parametr $CN = 78$ [-].

W pierwszej kolejności przeprowadza się obliczenia w celu ustalenia wielkości opadu efektywnego. Wejściowymi danymi będą wysokość opadu rzeczywistego w danej godzinie oraz parametr CN określony na podstawie użytkowania terenu oraz gleb w zlewni potoku. Postępując zgodnie z procedurą przedstawioną w rozdziale 1.2.4 i podstawiając dane do równania (1.4), uzyskujemy wielkość potencjalnej retencji zlewni:

$$R = 25,4 \left(\frac{1000}{78} - 10 \right) = 71,64 \text{ [mm]}$$

Wysokość strat początkowych ustalono dla współczynnika korygującego $\mu = 0,1$ (dla $CN \in (70, 80)$, wg tab. 1.5):

$$S_p = \mu \cdot R = 0,1 \cdot 71,64 = 7,16 \text{ [mm]}$$

W celu ustalenia wysokości skumulowanego opadu w kolejnych godzinach trwania opadów deszczu wykorzystuje się formułę (1.6). Dla pierwszej godziny opadu, tj. 15.00, 9-07-2001, ($P(1) = 15$ mm), podstawiając odpowiednio wyliczone i pomierzone wartości, otrzymujemy:

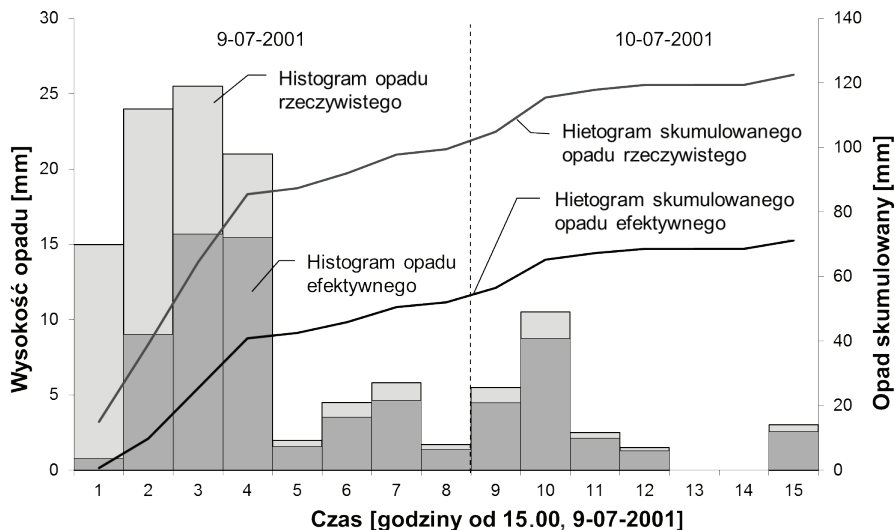
$$P_e(1) = \frac{(P(1) - S_p)^2}{P(1) - S_p + R} = \frac{(15 - 7,16)^2}{15 - 7,16 + 71,64} = 0,77 \text{ [mm]}$$

Dla kolejnej godziny opadu za opad rzeczywisty podstawimy sumę opadu z godziny 15.00 i 16.00, tj. $P(2) = 15 + 24 = 39$ mm, co daje wysokość skumulowanego opadu efektywnego:

$$P_e(2) = \frac{(39 - 7,16)^2}{39 - 7,16 + 71,64} = 9,80 \text{ [mm]}$$

Hietogram skumulowanego opadu efektywnego dla całego epizodu opadowego przedstawiono na rys. 1.25. Znając wysokość opadu efektywnego, można przystąpić do

wyznaczania odpływu ze zlewni przy wykorzystaniu formuły geomorfologicznego hydrogramu jednostkowego. Zgodnie z opisem przedstawionym w rozdziale 1.3, do wyznaczenia hydrogramu potrzebne będą współrzędne trzech jego wierzchołków. Sposób postępowania omówiono powyżej, wobec czego tutaj zostanie zaprezentowana jedynie procedura obliczeniowa na przykładzie zlewni Potoku Święty Wojciech.



Rys. 1.25. Wyliczony rozkład opadu efektywnego dla zlewni Potoku Święty Wojciech

Podstawiając parametry zlewni do równania (1.20), otrzymujemy współczynnik fali kinematycznej:

$$\alpha_n = \frac{0,0124^{0,5}}{0,05 \cdot 3,28^{2/3}} = 1,01 \text{ [-]}$$

Następnie, posługując się formułą (1.19), wyliczamy prędkość wody w kolejnych godzinach epizodu opadowego:

$$v(1) = 0,665 \alpha_n^{0,6} (0,1 \cdot I_e \cdot A_n)^{0,4} = 0,665 \cdot 1,01^{0,6} (0,1 \cdot 0,77 \cdot 7,5)^{0,4} = 0,54 \text{ [m} \cdot \text{s}^{-1}\text{]}$$

$$v(2) = 0,665 \cdot 1,01^{0,6} (0,1 \cdot 9,02 \cdot 7,5)^{0,4} = 1,44 \text{ [m} \cdot \text{s}^{-1}\text{]}$$

Wysokość kulminacji (h_p) dla kolejnej godziny wyznacza się z równania (1.16). Poniżej pokazano przykłady obliczeń dla dwóch pierwszych godzin opadu:

$$h_p(1) = 1,31 R_L^{0,43} \frac{v}{L_0} = 1,31 \cdot 1,05^{0,43} \frac{0,54}{5,5} = 0,13 \text{ [h}^{-1}\text{]}$$

$$h_p(2) = 1,31 \cdot 1,05^{0,43} \frac{1,44}{5,5} = 0,35 \text{ [h}^{-1}\text{]}$$

Wartości uzyskiwane dla kolejnych godzin różnią się między sobą z powodu zróżnicowanych wielkości prędkości wody, a w zasadzie natężenia opadu, wykorzystywanych w powyższych relacjach. Analogicznie postępuje się w przypadku wyznaczania czasu wystąpienia kulminacji, który wylicza się z relacji (1.17), oraz czasu trwania podstawy hydrogramu wyznaczanego według formuły (1.18):

$$t_p(1) = 0,44 \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0,55} R_L^{-0,38} \frac{L_0}{v} = 0,44 \left(\frac{2}{1,25} \right)^{0,55} 1,05^{-0,38} \frac{5,5}{0,54} = 5,72 \quad [\text{h}]$$

$$t_b(1) = \frac{2}{h_p} = \frac{2}{0,13} = 15,3 \quad [\text{h}]$$

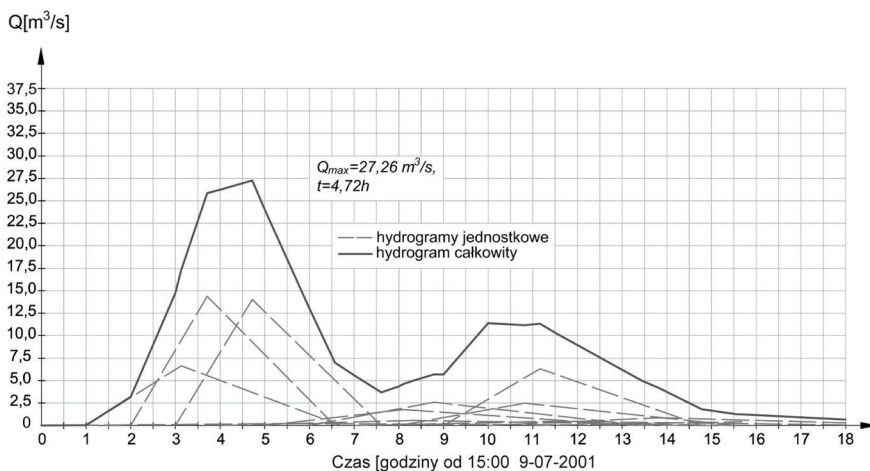
$$t_p(2) = 0,44 \left(\frac{2}{1,25} \right)^{0,55} 1,05^{-0,38} \frac{5,5}{1,44} = 2,14 \quad [\text{h}]$$

$$t_b(2) = \frac{2}{0,35} = 5,72 \quad [\text{h}]$$

Na koniec należy jeszcze wyznaczyć odpływ w czasie kulminacji dla całej zlewni w poszczególnych godzinach trwania opadów deszczu, co wykonuje się przy wykorzystaniu relacji (1.22):

$$Q(1) = h_p I_e \frac{A_n 10^3}{3600} = 0,13 \cdot 0,77 \frac{7,5 \cdot 10^3}{3600} = 0,21 \quad \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$$

$$Q(2) = 0,35 \cdot 9,02 \frac{7,5 \cdot 10^3}{3600} = 6,57 \quad \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$$



Rys. 1.26. Hydrogram odpływu z Potoku Święty Wojciech 9 i 10 lipca 2001 roku, wg [6]

Poszczególne hydrogramy odpływu należy następnie zsumować metodą superpozycji; w ten sposób uzyskuje się hydrogram całkowity. Hydrogram odpływu ze zlewni Potoku Święty Wojciech, wyznaczony metodą geomorfologicznego hydrogramu jednostkowego, przedstawia rys. 1.26. Pogrubiona, ciągła linia wyznacza natężenie odpływu w ujściu potoku do Kanału Raduni podczas powodzi w 2001 roku.

Pytania do samodzielnego przemyślenia

1. Czy każda rzeka ma swoją zlewnię?
2. Czy jest możliwe, aby podczas deszczu w ogóle nie wytworzył się opad efektywny?
3. Czy rząd zlewni jest równoznaczny z rzędem cieków?

2. Modelowanie przepływu z wykorzystaniem modeli o parametrach skupionych

Pytania, na które uzyskasz odpowiedź, czytając niniejszy rozdział:

- Co to jest równanie retencji i jak można je rozwiązać?
- Co się dzieje z falą wezbraniową przechodzącą przez zbiornik suchy?
- Jak dobrać parametry modelu Muskingum?



Fala wezbraniowa, będąca efektem opadu i splywu powierzchniowego, przemieszcza się w korycie rzeki pod działaniem siły grawitacji. Ponieważ żaden ciek nie jest ośrodkiem całkowicie izolowanym od czynników zewnętrznych, podczas pochodu fali wezbraniowej w dół rzeki dochodzi do jej transformacji. Przyczyniają się do tego różne czynniki, spośród których do najistotniejszych należą oddziaływanie sił w korycie kanału oraz przyrost lub ubytek masy wody na skutek parowania, opadu oraz poprzez dopływy punktowy lub rozłożony na długości cieku [15]. Konsekwencją działania sił związanych z tarciem na dnie i brzegach kanału jest wygładzenie fali wezbraniowej oraz obniżenie jej maksimum w czasie. Uwzględnienie dodatkowej masy w postaci dopływów punktowych i rozłożonego na długości kanału splywu powierzchniowego skutkuje przyrostem objętości wody i zwiększeniem szczytu fali. Dodatkowo należy pamiętać, że w warunkach naturalnych mamy do czynienia ze zmiennym spadkiem podłużnym cieku oraz zmianą geometrii przekrojów poprzecznych. Wszystkie te czynniki powodują trudne do jednoznacznego określenia zmiany w kształcie fali wezbraniowej.

W celu wyznaczania kształtu fali wezbraniowej należy się posłużyć relacjami uwzględniającymi siły masowe oraz bezwładnościowe poruszającej się wody. Pełny model opisujący zjawisko transportu wody jest na tyle skomplikowany, że nie ma możliwości uzyskania dokładnego wyniku. Do rozwiązania wykorzystuje się metody numeryczne, dające rozwiązanie przybliżone. Ze względu na stopień skomplikowania problemu w wielu przypadkach do oszacowania zjawiska wystarczające okazują się modele przybliżone, w których pomija się działanie poszczególnych sił. W sensie ogólnym wyróżnia się modele dwa typy modeli stosowanych do analizy transformacji fali wezbraniowej:

- a) modele o parametrach skupionych (hydrologiczne), oferujące rozwiązanie zagadnienia przepływu wyłącznie w funkcji czasu. W tej rodzinie modeli natężenie przepływu nie zależy od lokalizacji. Podstawowe równania wykorzystywane w modelach o parametrach skupionych to równanie ciągłości i zależność pomiędzy stanem wody a retencją;
- b) modele o parametrach rozproszonych (hydrauliczne), w których przepływ wyznacza się w funkcji czasu i lokalizacji w systemie. Do rozwiązania zagadnienia niestabilnego i niejednostajnego przepływu są wykorzystywane równania zachowania masy i pędu.

Pierwsza grupa modeli, zwanych modelami konceptualnymi, jest wykorzystywana głównie do analizy zagadnień, w przypadku których zmienność przestrzenna przepływu nie jest duża, lub jako pierwsze przybliżenie rozwiązania. Modele o parametrach skupionych są dobrym narzędziem do obliczania odpływu z małych zbiorników retencyjnych lub do ustalania położenia rzędnej zwierciadła wody w zbiornikach suchych i na krótkich odcinkach rzek. W takim kontekście modele te zostaną przedstawione w dalszej części opracowania.

Analiza przejścia fali wezbraniowej przez zbiornik jest zagadnieniem wymagającym rozwiązania problemu relacji pomiędzy ilością wody dopływającej do zbiornika, ilością wody z niego wypływającej oraz ilością wody w nim zmagazynowanej. Należy przy tym pamiętać, że wszystkie wymienione tutaj wielkości są zmienne w czasie. Podstawowym równaniem opisującym prezentowane zagadnienie jest równanie retencji:

$$\frac{dV}{dt} = Q(t) - q(t) \quad (2.1)$$

w którym V jest objętością wody w zbiorniku [m^3], $Q(t)$ to dopływ wody do zbiornika w funkcji czasu [m^3/s], $q(t)$ oznacza odpływ ze zbiornika w funkcji czasu [m^3/s]. Powyższa zależność opisuje zmianę objętości wody zbiornika w stosunku do chwilowego dopływu i odpływu. Gdy dopływ jest większy od odpływu, następuje przyrost objętości wody w zbiorniku, natomiast w sytuacji odwrotnej, gdy dopływ jest mniejszy od odpływu, wody w zbiorniku ubywa.

Funkcja dopływu do zbiornika $Q(t)$ jest najczęściej określana na podstawie obserwacji lub prognozy. Pozostałe dwie funkcje – objętość wody w zbiorniku oraz odpływ ze zbiornika $q(t)$ – są wielkościami poszukiwanymi. Reasumując, uzyskujemy jedno równanie z dwiema niewiadomymi, co oznacza, że nie można go wprost rozwiązać. Z tego względu konieczna jest dodatkowa relacja wiążąca pojemność zbiornika z dopływem i odpływem. W najprostszym przypadku funkcja pojemności zbiornika jest określana na podstawie relacji pomiędzy stanem wody w zbiorniku oraz wypływem ze zbiornika.

2.1. Model zbiornika liniowego

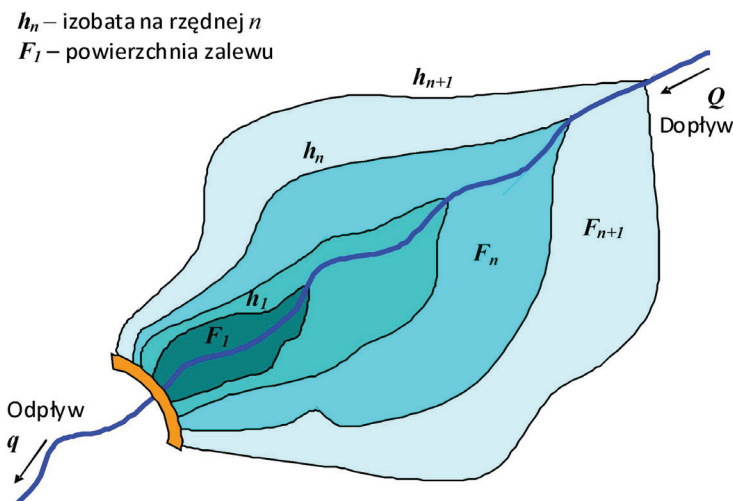
Model zbiornika liniowego zostanie wykorzystany w celu wyznaczeniu odpływu ze zbiornika oraz ustalenia w nim rzędnej zwierciadła wody podczas symulowanego dopływu. Ze względu na specyfikę wykorzystanego modelu zakłada się, że układ zwierciadła wody w zbiorniku jest poziomy (brak zmienności przestrzennej zmiennych). Danymi wejściowymi do zadania będą hydrogram dopływu do zbiornika $Q(t)$ oraz relacja pomiędzy objętością zbiornika $V(t)$ a odpływem $q(t)$. W celu pokazania zmiany objętości wody w zbiorniku równanie (2.1) może zostać scałkowane i wyrażone w formie różnic skończonych w postaci:

$$V_{j+1} - V_j = \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{q_j + q_{j+1}}{2} \Delta t \quad (2.2)$$

Indeksy j i $j+1$ oznaczają, że dana wielkość odnosi się do poprzedniego i kolejnego kroku czasowego; Δt to przedział czasowy zgodny z interwałem czasowym dla wejściowej fali wezbraniowej, czyli zależny od dokładności danych wejściowych. Po uporządkowaniu i przeniesieniu wszystkich niewiadomych na jedną stronę równania, można je zapisać następująco:

$$\underbrace{\frac{2V_{j+1}}{\Delta t} + q_{j+1}}_{\text{Niewiadome}} = \underbrace{(Q_j + Q_{j+1}) + \frac{2V_j}{\Delta t} - q_j}_{\text{Znane}} \quad (2.3)$$

Jak widać, w celu wyznaczenia nieznanego dopływu ze zbiornika w kolejnym kroku czasowym Q_{j+1} niezbędna będzie kolejna zależność, łącząca objętość wody w zbiorniku z odpływem. Pojemność zbiornika w stosunku do jego napełnienia można ustalić na podstawie rzeczywistego kształtu czaszy zbiornika. Pozwala na to wykorzystanie analizy map topograficznych i wyznaczenie krzywej pojemności zbiornika (rys. 2.1) lub zastosowanie znanej relacji funkcyjnej dla analizowanego zbiornika w postaci funkcji $V = f(h)$ (rys. 2.2).



Rys. 2.1. Schemat izobat zbiornika

Ustalenie krzywej pojemności zbiornika sprowadza się do określenia pól zalewu dla różnych głębokości wody. Im dokładniejsze mapy topograficzne, z tym większą dokładnością można ustalić powierzchnie zalewu zbiornika i wyznaczyć krzywą pojemności. Wykorzystuje się do tego jedno z poniższych równań:

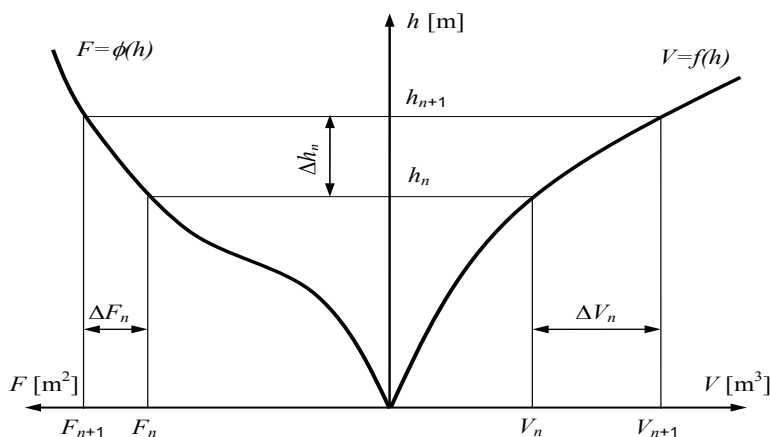
$$\Delta V_n = V_{n+1} - V_n = \frac{\Delta h_n}{2} (F_{n+1} + F_n) \quad [\text{m}^3] \quad (2.4)$$

$$\Delta V_n = V_{n+1} - V_n = \frac{\Delta h_n}{3} (F_{n+1} + F_n + \sqrt{F_{n+1} \cdot F_n}) \quad [\text{m}^3] \quad (2.5)$$

gdzie ΔV_n reprezentuje przyrost pojemności zbiornika $[\text{m}^3]$ pomiędzy głębokością h_n i h_{n+1} ; F_n to pole powierzchni zalewu $[\text{m}^2]$ dla głębokości h_n $[\text{m}]$; Δh_n to różnica głębokości między sąsiednimi izobatami $[\text{m}]$, która reprezentuje dokładność mapy topograficznej. Całkowitą pojemność zbiornika uzyskuje się po zsumowaniu poszczególnych przyrostów do rzędnej normalnego poziomu piętrzenia $V_n = \sum \Delta V_n$. W przypadku zbiorników sztucznych o płaskim dnie i stałym spadku skarp funkcja pojemności zbiornika może zostać wyznaczona na podstawie objętości figury geometrycznej tworzącej zbiornik.

Kolejnym krokiem w procedurze wyznaczenia odpływu ze zbiornika jest ustalenie rodzaju przelewu wykorzystywanego do zrzutu wody do stanowiska dolnego. Jeśli znamy typ przelewu, można w łatwy sposób określić, jaki będzie spodziewany odpływ ze zbiornika przy danym położeniu zwierciadła wody w zbiorniku. Zależności hydrauliczne dla różnych typów przelewów można znaleźć w dowolnym podręczniku z dziedziny hydrauliki. W niektórych przypadkach zależność ta jest podawana w postaci funkcji lub tabelarycznie. Wówczas należy odczytać odpowiednią wartość lub posłużyć się interpolacją liniową. Posługując się krzywą pojemności zbiornika, można

oczywiście w łatwy sposób połączyć wielkość odpływu z objętością wody w zbiorniku, czyli ustalić relację $q(V)$.



Rys. 2.2. Krzywe powierzchni zalewu i pojemności zbiornika

Znając relacje odpływu do objętości wody w zbiorniku $q(V)$, można przystąpić do ustalenia odpływu ze zbiornika przy zadanym dopływie i znanej geometrii urządzeń zrzutowych. W danym kroku czasowym wszystkie wielkości po prawej strony równania (2.3) są znane, wobec czego można obliczyć czynnik stojący po lewej strony równania $2V_{j+1}/\Delta t + q_{j+1}$. Na podstawie relacji hydraulicznej dla przelewu zbiornika oraz jego napełnienia w kolejnym kroku czasowym można ustalić wartość dopływu q_{j+1} . Można się przy tym posłużyć metodą graficzną lub skorzystać z relacji funkcyjnej. W celu ustalenia danych potrzebnych w kolejnym kroku czasowym niezbędne będzie obliczenie wartości $2V_{j+1}/\Delta t - q_{j+1}$, przy użyciu wcześniej wyznaczonych danych:

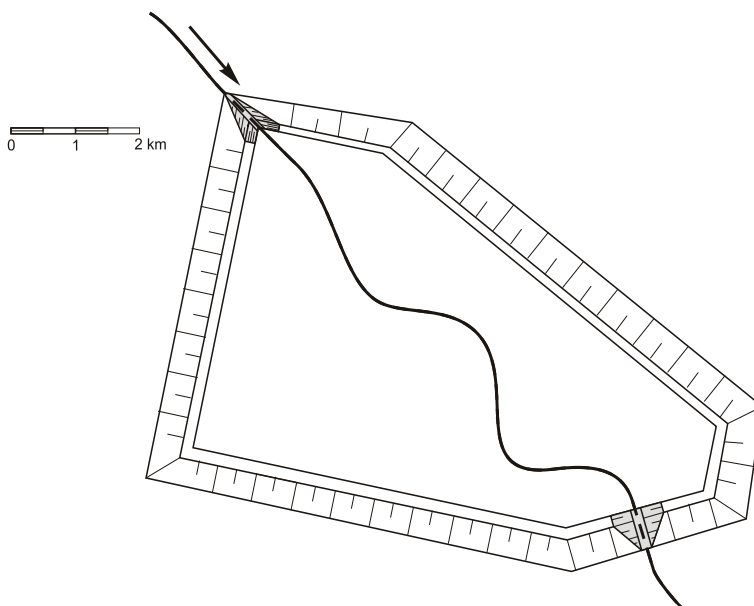
$$\left[\frac{2V_{j+1}}{\Delta t} - q_{j+1} \right] = \left[\frac{2V_{j+1}}{\Delta t} + q_{j+1} \right] - 2q_{j+1} \quad (2.6)$$

Powyższa procedura zostanie przedstawiona na przykładzie, co pozwoli łatwiej zrozumieć schemat obliczeniowy.

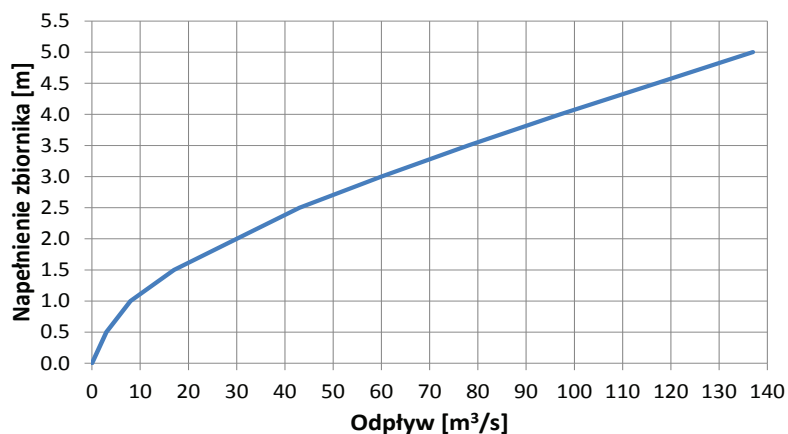
2.1.1. Obliczenie przejścia fali wezbraniowej przez zbiornik suchy

W ćwiczeniu rozpatrujemy zbiornik suchy o płaskim dnie i powierzchni zalewu równej $3 \text{ ha} = 30\,000 \text{ m}^2$ (rys. 2.3). Zadaniem zbiornika jest zmagazynowanie deszczu nawalnego dopływającego ciekim naturalnym przed odprowadzeniem do rowu melioracyjnego. Umocnienie odwodne obwałowania zbiornika jest wykonane z pionowej ścianki szczelnej stalowej składającej się z profili Larssena. Brusy wbito do wysokości 3,5 m powyżej dna zbiornika. Po stronie odpowietrzanej obwałowania zaprojektowano humusowanie skarp z obsiewem mieszanką traw.

Urządzenie do zrzucania nadmiaru wody ze zbiornika stanowi przelew z progiem położonym równo z dnem o przekroju trapezowym. Przelew powierzchniowy kamienny zaprojektowano z materiałów naturalnych, miejscowych. Przelew zapewni swobodny przepływ wód potoku, natomiast napełnianie i opróżnianie zbiornika będzie się odbywać wyłącznie w czasie gwałtownych wezbrań. Charakterystykę hydrauliczną przelewu podano w formie zależności funkcyjnej (rys. 2.4) oraz w formie tabelarycznej (tab. 2.1).



Rys. 2.3. Szkic sytuacyjny zbiornika suchego, analizowanego w przykładzie obliczeniowym



Rys. 2.4. Zależność napełnienia zbiornika od odpływu przez przelew

Relacja pomiędzy napełnieniem, objętością wody i odpływem dla analizowanego zbiornika suchego

h	q	$2V/\Delta t + q$	V
[m]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³]
0,0	0	0	0
0,5	3	53	15 000
1,0	8	108	30 000
1,5	17	167	45 000
2,0	30	230	60 000
2,5	43	293	75 000
3,0	60	360	90 000
3,5	78	428	105 000
4,0	97	497	120 000
4,5	117	567	135 000
5,0	137	637	150 000

Dopływ do zbiornika będzie stanowił hydrogram o kształcie trójkąta, w którym przepływ narasta liniowo od zera do wartości maksymalnej – równej 90 m³/s – osiąganey po czasie półtorej godziny. Następnie natężenie przepływu obniża się liniowo do zera po kolejnych trzech godzinach. Kształt hydrogramu dopływu wraz z finalnym odpływem ze zbiornika przedstawiono na rys. 2.5. Zakłada się, że zbiornik jest początkowo pusty oraz że krok czasowy danych wejściowych dopływu wynosi 10 minut. Nasze zadanie będzie polegało na wyznaczeniu odpływu ze zbiornika w czasie przy uwzględnieniu pracy urządzenia zrzutowego i retencji zbiornika.

Wykorzystując dane dopływu oraz znaną relację odpływu od napełnienia zbiornika (kolumny 1, 2 oraz 4 w tabeli 2.1), można łatwo określić nieznaną relację $2V/\Delta t + q$ w stosunku do odpływu q . Wykorzystuje się przy tym przedział czasu zgodny z danymi dla hydrogramu dopływu, czyli $\Delta t = 10$ minut. Wynik obliczenia przedstawiono w kolumnie 3 tabeli 2.1. Obliczenia odpływu w kolejnych krokach czasowych wykonuje się przy wykorzystaniu równania (2.6). W pierwszym kroku czasowym przyjęto dopływ $Q_1 = 0$ m³/s, oraz – zgodnie z założeniem – przyjęto, że objętość wody w zbiorniku jest równa zero $V_1 = 0$ m³. Zatem dla czasu $t = 0$ czynnik $2V_j/\Delta t - q_j = 0$. W tym wypadku można zapisać następującą równość:

$$\frac{2V_2}{\Delta t} + q_2 = (Q_1 + Q_2) + \frac{2V_1}{\Delta t} - q_1 = (0 + 10) + 0 = 10$$

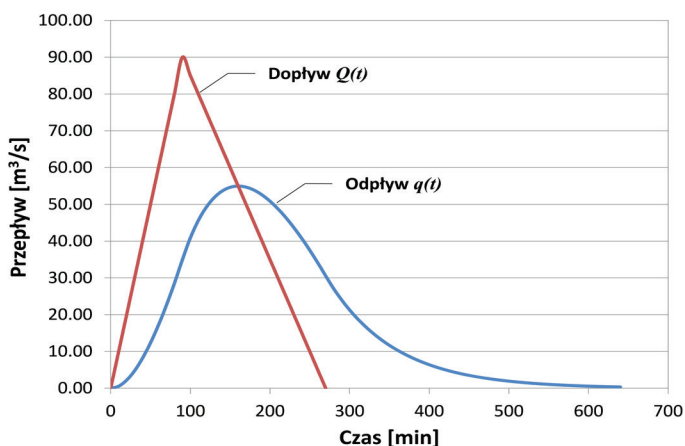
Wykorzystując relacje odpływu do retencji w zbiorniku (tabela 2.1), można wyliczyć odpływ w drugim kroku czasowym poprzez podstawienie:

$$q_2 = 0 + \frac{(3 - 0)}{(53 - 0)}(10 - 0) = 0,57 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Następnie, posługując się znanym odpływem, zgodnie z formułą (2.6) oblicza się wartość potrzebną do kolejnego kroku czasowego obliczeń:

$$\frac{2V_2}{\Delta t} - q_2 = \left[\frac{2V_2}{\Delta t} - q_2 \right] - 2q_2 = 10 - 2 \cdot 0,57 = 8,87 \quad \left[\text{m}^3/\text{s} \right]$$

W kolejnych krokach czasowych procedura przebiega identycznie. Wyniki obliczeń dla pierwszych sześciu godzin zjawiska przedstawiono w tabeli 2.2 oraz na rys. 2.5. W tabeli pogrubieniem zaznaczono maksimum dopływu i odpływu. Analizując kształt fali po przejściu przez zbiornik, łatwo zauważyć efekt retencji wody w zbiorniku. Przejawia się to obniżeniem przepływu maksymalnego, przesunięciem w czasie momentu wystąpienia maksimum odpływu oraz wyraźnym wygładzeniem fali. W przypadku zabezpieczenia powodziowego obszaru chronionego pożądane są wszystkie wymienione efekty. Zbiornik pozwala wydłużyć czas reakcji na nadejście fali wezbraniowej (w niniejszym przykładzie o 70 minut) i w pewnym stopniu obniża maksymalny przepływ (w przedstawionym przykładzie o około 40% – z 90 do 55 m³/s). Znając maksymalny odpływ ze zbiornika, można wyznaczyć najwyższe położenie rzędnej zwierciadła wody w zbiorniku poprzez interpolację danych tabelarycznych zależności hydraulicznej urządzeń przelewowych (tab. 2.1). W przedstawianym przypadku dla przepływu $Q_{max} = 54,95 \text{ m}^3/\text{s}$ głębokość maksymalna wyniesie $d_{max} = 2,85 \text{ m}$, co daje 85 500 m³ wody chwilowo zmagazynowanej w zbiorniku.



Rys. 2.5. Przebieg przejścia fali wezbraniowej przez analizowany zbiornik suchy

Wymienione zalety zbiorników suchych, w połączeniu z ich proekologicznym charakterem, zdecydowały o coraz częstszym obecnie stosowaniu takich zbiorników do ochrony przeciwpowodziowej w małych zlewniach. Zbiorniki suche są zalecane ze względu na znikome oddziaływanie na środowisko naturalne na skutek brak zalewu. Czasza zbiornika może być wykorzystywana do wielu celów (pastwiska, uprawy) lub pozostać w stanie sprzed wykonania zapory. Ponadto, w przeciwieństwie do zbiorników tradycyjnych, w zbiornikach suchych nie obserwuje się przerwania ciągłości ruchu rumowiska, a co się z tym wiąże – niemal zerowy efekt zamulania czaszy i erozji cieku poniżej zapory.

Tabela 2.2

Obliczenie odpływu z analizowanego zbiornika suchego dla 6 godzin symulacji

Δt	Dopływ Q	Q_j+Q_{j+1}	$\frac{2V_{j+1}-q_{j+1}}{\Delta t}$	$\frac{2V_{j+1}+q_{j+1}}{\Delta t}$	Odpływ q
[min]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	10,00	10,00	8,87	10,00	0,57
20	20,00	30,00	34,47	38,87	2,20
30	30,00	50,00	74,91	84,47	4,78
40	40,00	70,00	128,50	144,91	8,20
50	50,00	90,00	193,77	218,50	12,37
60	60,00	110,00	269,38	303,77	17,19
70	70,00	130,00	354,16	399,38	22,61
80	80,00	150,00	447,09	504,16	28,54
90	90,00	170,00	547,23	617,09	34,93
100	85,00	175,00	640,47	722,23	40,88
110	80,00	165,00	714,28	805,47	45,59
120	75,00	155,00	770,87	869,28	49,20
130	70,00	145,00	812,19	915,87	51,84
140	65,00	135,00	839,96	947,19	53,61
150	60,00	125,00	855,72	964,96	54,62
160	55,00	115,00	860,83	970,72	54,95
170	50,00	105,00	856,49	965,83	54,67
180	45,00	95,00	843,77	951,49	53,86
190	40,00	85,00	823,63	928,77	52,57
200	35,00	75,00	796,90	898,63	50,87
210	30,00	65,00	764,32	861,90	48,79
220	25,00	55,00	726,57	819,32	46,38
230	20,00	45,00	684,22	771,57	43,67
240	15,00	35,00	637,80	719,22	40,71
250	10,00	25,00	587,77	662,80	37,52
260	5,00	15,00	534,53	602,77	34,12
270	0,00	5,00	478,45	539,53	30,54
280	0,00	0,00	424,29	478,45	27,08
290	0,00	0,00	376,25	424,29	24,02
300	0,00	0,00	333,66	376,25	21,30
310	0,00	0,00	295,89	333,66	18,89
320	0,00	0,00	262,39	295,89	16,75
330	0,00	0,00	232,69	262,39	14,85
340	0,00	0,00	206,34	232,69	13,17
350	0,00	0,00	182,98	206,34	11,68
360	0,00	0,00	162,27	182,98	10,36

Warto zwrócić uwagę na fakt, że maksymalna wartość odpływu wystąpi w momencie przecięcia krzywej odpływu z krzywą dopływu. Jest to zgodne z pierwotnym równaniem

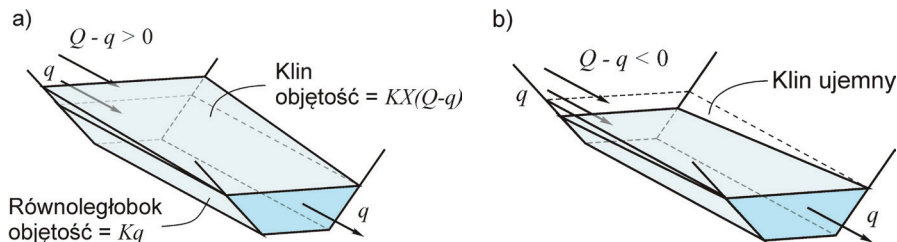
retencji (2.1). Pochodna funkcji objętości wody w zbiorniku osiąga wartość równą zero (maksimum globalne) w przypadku, gdy wartość dopływu równa się wartości odpływu.

2.2. Model Muskingum

Model Muskingum wyznacza się z równania retencji poprzez wykorzystanie dwóch parametrów: K o wymiarze czasu i X będący bezwymiarowym parametrem wagowym, przyjmowany w zakresie $\langle 0, 0,5 \rangle$:

$$V = Kq + KX(Q - q) \quad (2.7)$$

Interpretację powyższego równania stanowi podział objętości wody w odcinku kanału na część zwaną graniastosłupem oraz leżący ponad nim klin wody. Graniastosłup to objętość ograniczona dnem kanału oraz powierzchnią płaską odniesioną do położenia zwierciadła wody przy przepływie równym odpływowi z rozpatrywanego obszaru. Objętość tak zdefiniowanej bryły jest iloczynem dopływu i współczynnika K . Klin to objętość wody wynikająca z różnicy dopływu i odpływu wody z danego obszaru. Objętość wody znajdującej się w klinie jest definiowana poprzez drugi człon równania (2.7), czyli $KX(Q - q)$. Jeśli w danym momencie dopływ jest większy od odpływu, klin będzie bryłą o objętości dodatniej i będziemy mieli wówczas do czynienia z przyrostem objętości wody w obszarze (rys. 2.6a). W sytuacji odwrotnej, gdy dopływ jest mniejszy od odpływu, objętość wody będzie malała w czasie, co będzie obrazował ujemny klin wody (rys. 2.6b).



Rys. 2.6. Interpretacja geometryczna modelu Muskingum w odcinku kanału; przypadek propagacji (a) i obniżania fali wezbraniowej (b)

Bazując na interpretacji geometrycznej modelu Muskingum, można zdefiniować współczynniki K i X w odniesieniu do objętości równoległoboku i klina wody. Parametr proporcjonalności K jest interpretowany jako czas potrzebny na przebycie dystansu pomiędzy analizowanymi przekrojami. Natomiast wartość parametru X , jak powiedziano wcześniej, może się zmieniać w zakresie od 0 do 0,5 – zmienność ta odnosi się do kształtu klina wody. Sytuacja, gdy przyjmujemy $X = 0$, będzie oznaczała brak klina i przejście z modelu Muskingum do modelu zbiornika liniowego. Jeśli $X = 0,5$, wówczas będziemy mieli do czynienia z pełnym klinem, co w wyidealizowany sposób przedstawiono na rys. 2.6. W ciekach naturalnych parametr X mieści się zwykle w przedziale od 0 do 0,3 a jego średnia wartość jest bliska 0,2 [10]. Przy określaniu parametru X nie jest wymagana nadmierna dokładność, gdyż rozwiązanie nie jest czułe nawet na jego duże wahania. Zakłada się, że parametry K i X są stałe dla danego obszaru w całym zakresie przepływu.

Po przeorganizowaniu formuły (2.7) funkcję objętości wody w odcinku kanału można zapisać za pomocą znanego równania Muskingum:

$$V = K[XQ + (1 - X)q] \quad (2.8)$$

Zmianę objętości wody w odcinku rzeki w czasie Δt można za pomocą równania Muskingum wyrazić następująco:

$$V_{j+1} - V_j = K\{[XQ_{j+1} + (1 - X)q_{j+1}] - [XQ_j + (1 - X)q_j]\} \quad (2.9)$$

Podstawiając zmianę objętości wody w formie równania Muskingum do równania (2.2), po prostych przekształceniach można otrzymać formułę:

$$q_{j+1} = C_1Q_{j+1} + C_2Q_j + C_3q_j \quad (2.10)$$

gdzie:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad (2.11)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad (2.12)$$

$$C_3 = \frac{2K(1 - X) - \Delta t}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad (2.13)$$

Parametry K i X mogą zostać wyznaczone na podstawie obserwacji znanych wartości dopływu i odpływu z analizowanego odcinka rzeki. Dokonuje się tego poprzez założenie różnych wartości parametru X i – przy znanym dopływie i odpływie – obliczenie wartości K z równania:

$$K = \frac{0,5\Delta t[(Q_{j+1} + Q_j) - (q_{j+1} + q_j)]}{X(Q_{j+1} + Q_j) + (1 - X)(q_{j+1} + q_j)} \quad (2.14)$$

Licznik powyższego równania stanowi objętość wody zmagazynowanej w analizowanym obszarze w czasie Δt , natomiast mianownik to średnia ważona przepływu w obszarze. Przedstawiając licznik i mianownik w formie wykresu dla zakresu obserwowanego przepływu, uzyskujemy funkcję w formie pętli. Należy sporządzić wykresy dla różnych, arbitralnie przyjmowanych wartości współczynnika X i wybrać ten, przy którym pętla będzie najbardziej spłaszczona i zbliżona do pojedynczej linii. Wartość parametru K odczytuje się jako nachylenie linii na wykresie dla wcześniej wybranego parametru X .

2.2.1. Obliczenie parametrów X i K dla wybranego odcinka rzeki

Zadanie polega na określeniu nieznanymi parametrów równania Muskingum na ponad 150-kilometrowym na odcinku rzeki Łaby (rys. 2.7). W tym celu niezbędna jest znajomość funkcji dopływu i odpływu w czasie. Bazując na danych pomiarowych uzyskanych z Niemieckiego Federalnego Instytutu Hydrologicznego, ustalono przebieg wezbrania ze stycznia i lutego 1995 roku. Przedstawione obliczenia dotyczą odcinka

rzeki między km 55 + 650 (Drezno – dopływ) a km 214 + 140 (Wittenberga – odpływ). Dane reprezentowały stany wody z rozdzielczością czasową $\Delta t = 1$ doba; następnie zamieniono je na przepływ przy wykorzystaniu dołączonych krzywych przepływu. Natężenie przepływu pochodzące z dwóch wymienionych profili wodowskazowych przedstawiono w tabeli 2.3 w kolumnach 2 i 3. Kolejne kolumny reprezentują sumy i różnice dopływu oraz odpływu, obliczane w celu wyznaczenia średniego przepływu (kolumny 11, 13 i 15) i objętości wody zmagazynowanej w czasie Δt (kolumna 9). Przeprowadzono obliczenia dla różnych wartości przyjętego arbitralnie parametru X , z których trzy przykładowe zamieszczono w tabeli 2.3 ($X = 0,3; 0,4; 0,5$).

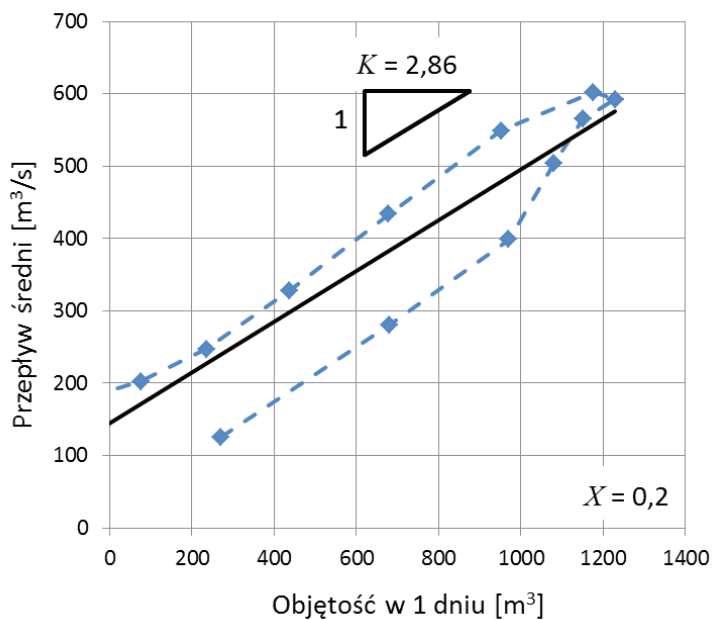
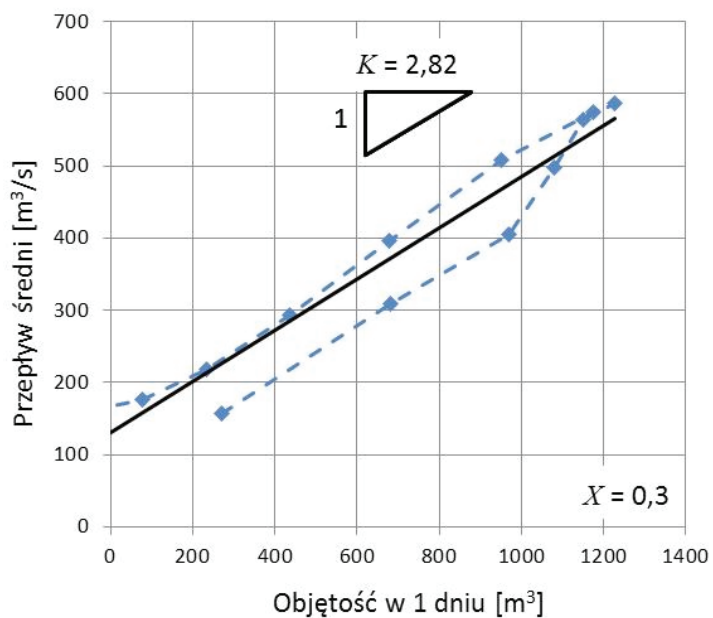


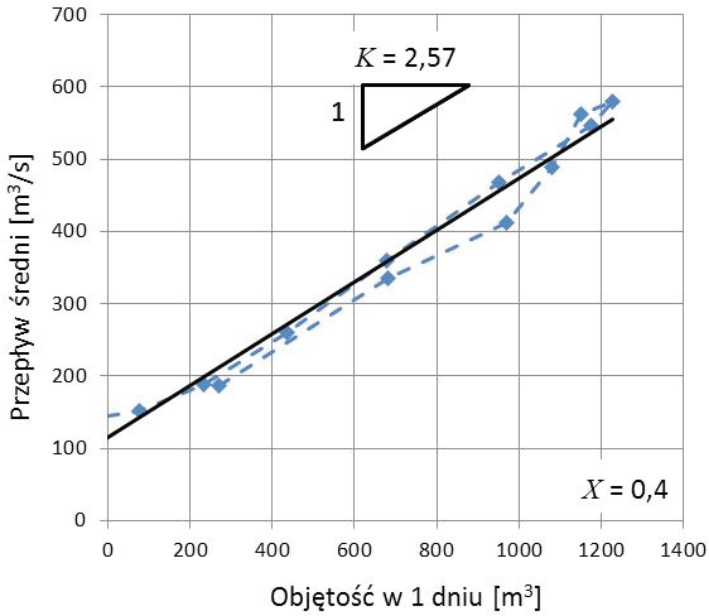
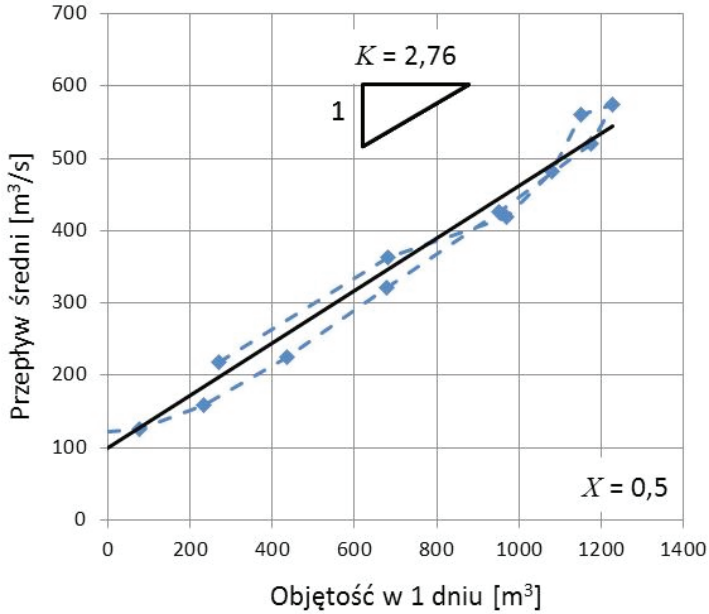
Rys. 2.7. Łaba między granicą niemiecko-czeską (km 0) a dopływem Haweli (km 430).
Dzięki uprzejmości Federalnego Instytutu Hydrologicznego Niemiec, BfG, Koblencja, Niemcy

Tabela 2.3

Wyznaczenie współczynników K i X dla rzeki Łaby na odcinku między Dreznem (km 55 + 650) a Wittenbergą (km 214 + 140)

Data	Dopływ \bar{Q} [m ³ /s]	Dopływ q [m ³ /s]	$Q_i + Q_{i+1}$ [m ³ /s]	$q_i + q_{i+1}$ [m ³ /s]	$Q_{i+1} - Q_i$ [m ³ /s]	$q_{i+1} - q_i$ [m ³ /s]	$0,5\Delta t[(Q_{i+1} + Q_i) - (q_{i+1} + q_i)]$ [m ³]		$X(Q_{i+1} + Q_i) + (1 - X)(q_{i+1} + q_i)$					
							[m ³]	[m ³]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		
$\Delta t = 1$ dzień (1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1/27/1995	808	691	1988	1446	372	64	271	-	156,4	-	187,2	-	218	-
1/28/1995	1180	755	2490	1671	130	161	409,5	271	151,7	156,4	148,6	187,2	145,5	218
1/29/1995	1310	916	2570	1992	-50	160	289	680,5	97	308,1	76	335,8	55	363,5
1/30/1995	1260	1076	2510	2287	-10	135	111,5	969,5	91,5	405,1	77	411,8	62,5	418,5
1/31/1995	1250	1211	2610	2470	110	48	70	1081	66,6	496,6	72,8	488,8	79	481
2/1/1995	1360	1259	2710	2555	-10	37	77,5	1151	22,9	563,2	18,2	561,6	13,5	560
2/2/1995	1350	1296	2540	2644	-160	52	-52	1228,5	-11,6	586,1	-32,8	579,8	-54	573,5
2/3/1995	1190	1348	2220	2670	-160	-26	-225	1176,5	-66,2	574,5	-79,6	547	-93	519,5
2/4/1995	1030	1322	1973	2521	-87	-123	-274	951,5	-112,2	508,3	-108,6	467,4	-105	426,5
2/5/1995	943	1199	1806	2286	-80	-112	-240	677,5	-102,4	396,1	-99,2	358,8	-96	321,5
2/6/1995	863	1087	1680	2085	-46	-89	-202,5	437,5	-76,1	293,7	-71,8	259,6	-67,5	225,5
2/7/1995	817	998	1624	1942	-10	-54	-159	235	-40,8	217,6	-36,4	187,8	-32	158
2/8/1995	807	944	1631	1860	17	-28	-114,5	76	-14,5	176,8	-10	151,4	-5,5	126
2/9/1995	824	916	-	-	-	-	-38,5	-	-	162,3	-	141,4	-	120,5

Rys. 2.8. Przepływ w funkcji objętości retencji przy parametrze $X = 0,2$ Rys. 2.9. Przepływ w funkcji objętości retencji przy parametrze $X = 0,3$

Rys. 2.10. Przepływ w funkcji objętości retencji przy parametrze $X = 0,4$ Rys. 2.11. Przepływ w funkcji objętości retencji przy parametrze $X = 0,5$

Rezultat obliczeń jest reprezentowany przez licznik i mianownik wzoru (2.14). W celu określenia optymalnego parametru X uzyskane wyniki zostały przedstawione w formie relacji przepływu średniego do objętości wody retencjonowanej na rys. 2.8–2.11. Jak widać na przedstawionych wykresach, zależność ta przybiera kształt pętli. Dobór optymalnego parametru X sprowadza się do określenia, w którym spośród analizowanych przypadków zależność przepływu średniego od retencji jest najbardziej zbliżona do funkcji liniowej. W analizowanym przypadku wytypowano $X = 0,4$. Dla tak przyjętego parametru X należy następnie obliczyć wartość parametru K . Wyznacza się go na podstawie nachylenia funkcji liniowej reprezentującej uśrednioną relację między przepływem średnim w rzece a objętością wody na tym odcinku. W przedstawionym tu przykładzie $K = 2,57$ doby. Powyższe współczynniki należy wykorzystać w celu określenia odpływu w Wittenberdze, przy znanym dopływie w Dreźnie przy użyciu metody Muskingum.

2.2.2. Obliczenie przejścia fali wezbraniowej przez odcinek rzeki

W niniejszym przykładzie rozpatrujemy ten sam odcinek rzeki Łaby, przy ustalonych wcześniej wielkościach parametrów $X = 0,4$ i $K = 2,57$ doby. Zadanie polega na wyznaczeniu odpływu w Wittenberdze przy znanym dopływie w Dreźnie. Wykorzystamy dane udostępnione przez Niemiecki Federalny Instytut Hydrologiczny (BfG), dotyczące natężenia przepływu w Dreźnie z lipca i sierpnia 1997 roku, kiedy wezbranie osiągnęło maksymalną wartość $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$. Dane mają rozdzielczość czasową 1 doba, czyli do obliczeń przyjmujemy $\Delta t = 1$ doba. Podstawiając dane do (2.11)–(2.13), otrzymujemy:

$$C_1 = \frac{1 - 2 \cdot 2,57 \cdot 0,4}{2 \cdot 2,57(1 - 0,4) + 1} = -0,26$$

$$C_2 = \frac{1 + 2 \cdot 2,57 \cdot 0,4}{2 \cdot 2,57(1 - 0,4) + 1} = 0,75$$

$$C_3 = \frac{2 \cdot 2,57(1 - 0,4) - 1}{2 \cdot 2,57(1 - 0,4) + 1} = 0,51$$

Weryfikacja poprawności uzyskanych współczynników równania (2.10) sprowadza się do ustalenia prawdziwości równania:

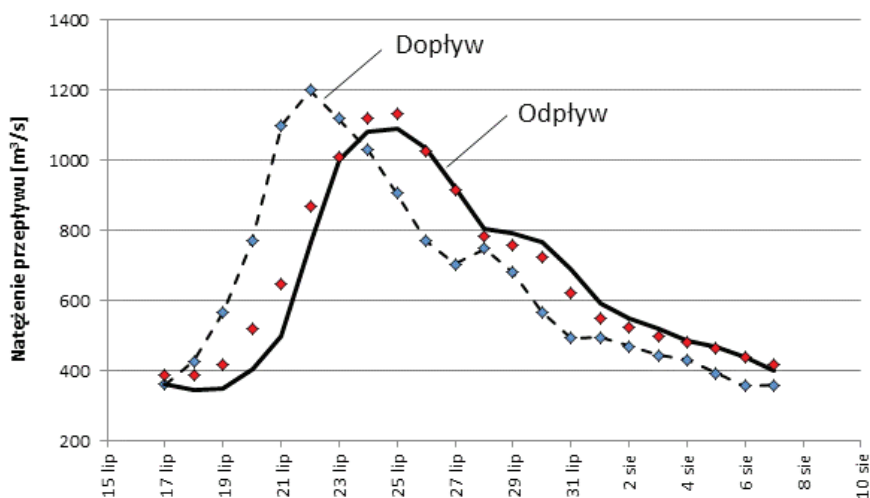
$$C_1 + C_2 + C_3 = -0,26 + 0,75 + 0,51 = 1$$

Kolejnym krokiem będzie wyliczenie nieznannej wartości odpływu w drugiej dobie symulacji przy znanych wartościach dopływu. Przyjmujemy: $\Delta t = 1$ doba, $Q_1 = 361 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2 = 427 \text{ m}^3/\text{s}$ oraz zakładamy, że w pierwszej dobie odpływ jest równy dopływowi. W rezultacie uzyskujemy:

$$q_2 = C_1 Q_2 + C_2 Q_1 + C_3 q_1 = -0,26 \cdot 427 + 0,75 \cdot 361 + 0,51 \cdot 361 = 343,9 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Analogicznie postępujemy przy obliczaniu odpływu w kolejnych godzinach, z jedną różnicą polegającą na wykorzystaniu obliczonego, a nie zakładanego odpływu w poprzedniej godzinie. Obliczenia dla sytuacji z lipca i sierpnia 1997 roku przedstawiono na rys. 2.12, gdzie zestawiono dopływ z Drezna z wartością obliczonego odpływu

oraz wartością rzeczywistego natężenia przepływu zmierzonego w Wittenberdze podczas analizowanej sytuacji powodziowej. Jak widać na wykresie, zgodność obliczonego odpływu w Wittenberdze z danymi pomiarowymi jest zadowalająca. Czas wystąpienia maksimum przepływu został dokładnie określony. Natężenie przepływu w chwili kulminacji zostało niedoszacowane o mniej niż 4% (pomiar: $Q_{\max} = 1131 \text{ m}^3/\text{s}$; obliczenia: $Q_{\max} = 1088 \text{ m}^3/\text{s}$). Należy podkreślić, że obliczenia przeprowadzono przy wykorzystaniu bardzo prostego modelu konceptualnego, który całkowicie pomija efekt zmienności przepływu na długości analizowanego odcinka rzeki. Nie uwzględniono również dopływu pochodzącego z cieków zasilających ten odcinek Łaby, spośród których największy to Czarna Elstera (Schwarze Elster). Podczas wezbrania z lipca i sierpnia 1997 roku przepływy w Czarnej Elsterze w przekroju ujściowym (Löben) dochodziły do około $23 \text{ m}^3/\text{s}$. Zestawiając ten przepływ z dopływami na innych, mniejszych zlewniach, można stwierdzić, że model umożliwił wyznaczenie dokładnej wartości przepływu w przekroju w Wittenberdze. Uzyskane wyniki mogą stanowić dobre pierwsze przybliżenie, które może zostać wykorzystane do późniejszego, dokładniejszego obliczania natężenia przepływu w rzece przy użyciu bardziej kompleksowych modeli.

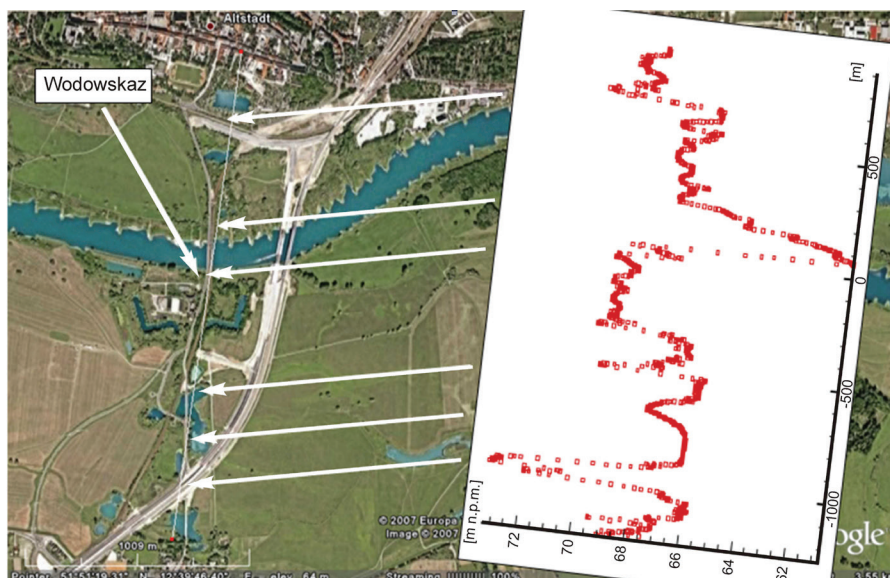


Rys. 2.12. Natężenie przepływu w Dreźnie (dopływ) i Wittenberdze (odpływ) na Łaby. Punkty ilustrują pomiary, linia ciągła wyznacza obliczenia z wykorzystaniem modelu Muskingum

Znając natężenie przepływu i geometrię przekroju obliczeniowego, można w łatwy sposób ustalić położenie rzędnej zwierciadła wody. Do tego celu można wykorzystać równanie Manninga, w którym współczynnik szorstkości powinien zostać odniesiony do rzeczywistej sytuacji. W przypadku skomplikowanych przekrojów poprzecznych (rys. 2.13), gdzie przy wyższych przepływach woda dostaje się na obszar międzywał, niezbędne może być wyznaczenie wypadkowego współczynnika szorstkości dla całego przekroju w odniesieniu do równań używanych w literaturze przedmiotu.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że modele hydrologiczne są dobrym narzędziem służącym do oszacowania zagadnienia. Zgodnie z głównym założeniem, dotyczącym

całej grupy modeli o parametrach skupionych, nie mamy możliwości wyznaczenia zmienności przepływu na długości analizowanego odcinka. Rozwiązaniem tego problemu może być zwiększenie rozdzielczości przestrzennej zagadnienia poprzez skrócenie odcinków obliczeniowych (np. Drezno–Torgau, Torgau–Wittenberga). W przypadku modelu Muskingum barierą stanowi możliwość określenia parametrów modelu na podstawie danych rzeczywistych. Wobec braku przekrojów wodowskazowych jesteśmy ograniczeni rozdzielczością przestrzenną stacji pomiarowych na rzece.



Rys. 2.13. Przekrój poprzeczny doliny Łaby w Wittenberdze w odniesieniu do zdjęcia lotniczego (podkład z programu Google Earth)

Pytania do samodzielnego przemyślenia

1. Wyjaśnij, dlaczego krzywa odpływu ze zbiornika osiągnie maksimum w momencie przecięcia z krzywą dopływu.
2. Na podstawie równań przedstawionych w rozdziale 2.2 spróbuj wyprowadzić stałe C_1 , C_2 i C_3 w równaniu Muskingum.

3. Wyznaczenie pojemności użytkowej zbiornika

Pytania, na które uzyskasz odpowiedź, czytając niniejszy rozdział:

- W jaki sposób można precyzyjnie przedstawić skumulowaną objętość wody przepływającej przez przekrój rzeczny w wieloletniu?
- Jak określić deficyt wody w przekroju rzeczonym, bazując na danych historycznych?
- Jak dobrać wielkość zbiornika, aby zaspokoić potrzeby gospodarki wodnej?



3.1. Krzywa sumowa z wielolecia

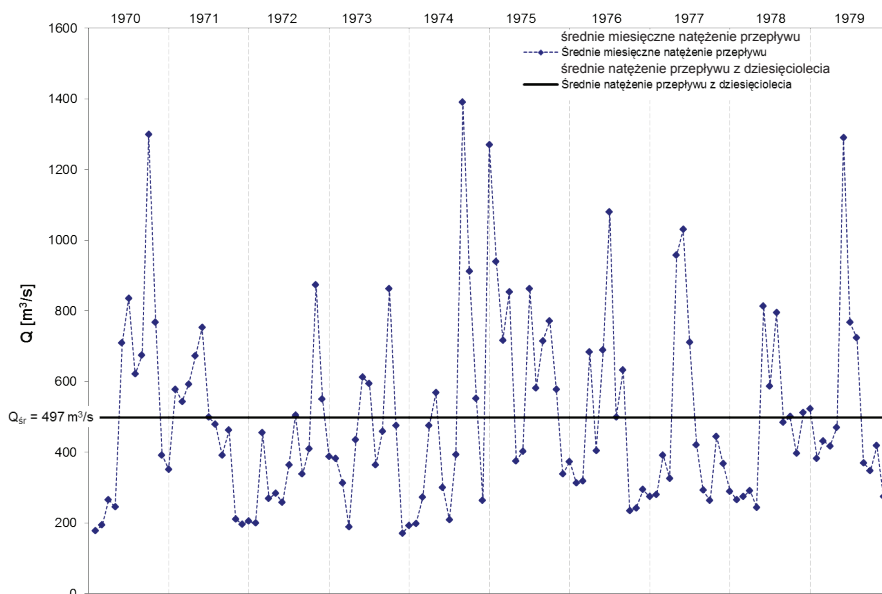
Krzywa sumowa, zwana także krzywą S lub krzywą całkową, jest funkcją sumarycznej objętości wody (odpływu) w danym przekroju rzeczny w czasie. Oznacza to, że dowolny punkt na krzywej wskazuje objętość wody, jaka przepłynęła przez dany przekrój od początku pomiaru do danej chwili; objętość tę określa się za pomocą poniższego równania w formie dyskretnej:

$$V = \Delta t \sum_{i=1}^{i=M} Q_i \quad (3.1)$$

gdzie: V – sumaryczna objętość wody [mln m³], jaka przepłynęła przez przekrój obliczeniowy w analizowanym czasie T ; Δt – podstawowy przedział czasowy [dzień, dekada, miesiąc lub inna jednostka czasu]; Q_i – średnie natężenie przepływu [m³/s] w przedziale czasowym Δt ; M – liczba przedziałów czasowych w analizowanym czasie T . Inną możliwością ustalenia objętości wody, jaka przepłynęła przez analizowany przekrój, jest obliczenie przy wykorzystaniu całki z funkcji natężenia przepływu Q :

$$V = \int_0^T Q dt \quad (3.2)$$

Ponieważ zależność natężenia przepływu w czasie jest wielkością losową i trudno ją przedstawić w postaci relacji funkcyjnej, do wyznaczenia krzywej sumowej w układzie skośnym wykorzystuje się najczęściej równanie (3.1).



Rys. 3.1. Średniomiesięczne natężenie przepływu w Wiśle w przekroju wodowskazowym Puławy oraz średnie natężenie przepływu dla dziesięciu lat

Krzywą sumową konstruuje się na podstawie wartości natężenia przepływu w danym przekroju. Roczniki hydrologiczne dostarczają informacji o natężeniu przepływu w całym dorzeczu Odry, Wisły i pozostałych rzek płynących przez Polskę. W zestawieniu tabelarycznym można odczytać zarówno przepływy codzienne, jak i średnie z jednego miesiąca lub roku. Krzywą sumową powinno się wykreślać na podstawie natężenia przepływu uśrednionego na przedziale czasu obejmującym dziesięć dni, dopuszczalne jest jednak jej wyznaczenie na podstawie średniomiesięcznego natężenia przepływu. Jest to o tyle prostsze – w przypadku wykorzystania danych z roczników hydrologicznych – że wartości te są podawane w postaci przepływu średniego dla każdego miesiąca (rys. 3.1). Należy wówczas przepisać wartości przepływu średniego miesięcznego do oddzielnej tabeli skonstruowanej podobnie jak w podanym poniżej przykładzie (tab. 3.1).

Tabela zawiera wartości średniego natężenia przepływu dla kolejnych miesięcy (czwarta kolumna w tabeli 3.1). Aby uzyskać objętość przepływu w danym miesiącu, wystarczy jedynie przemnożyć natężenie przepływu (podawane w m^3/s) przez liczbę sekund w danym miesiącu. Należy przy tym pamiętać, aby uwzględnić prawidłową liczbę dni w każdym miesiącu, i nie zapomnieć o wzięciu pod uwagę lat przestępnych. Ostatnim etapem przygotowania danych do krzywej sumowej jest sumowanie wartości objętości przepływu w celu uzyskania końcowych danych do wykresu (kolumna 6 w tabeli 3.1). Sumowania dokonuje się poprzez dodawanie wartości objętości przepływu z danego miesiąca do wartości całkowitej objętości przepływu z miesięcy poprzedzających. W przypadku przedstawionym w tabeli 3.1 wartość z pierwszego miesiąca analizowanego przedziału czasu, tj. listopada 1973 roku, przepisujemy z kolumny 5 do kolumny 6. Następnie, aby uzyskać sumaryczną objętość przepływu w kolejnym miesiącu (grudzień 1973), do pierwszej komórki w kolumnie 6 ($461,4 \text{ mln m}^3$) dodajemy objętość przepływu, jaka została zmierzona w grudniu 1973 roku ($519,6 \text{ mln m}^3$ – pierwsza komórka w kolumnie 5), co daje wynik $981,0 \text{ mln m}^3$. Uzyskany wynik przepisujemy jako drugą komórkę w kolumnie 6 tabeli 3.1. Wartości sumarycznego odpływu dla kolejnych miesięcy uzyskuje się analogicznie jak w przedstawionym powyżej schemacie. Ostatnia wartość w kolumnie 6 będzie reprezentowała sumaryczny odpływ dla analizowanego przekroju w założonym przedziale czasu

Wykreślenie krzywej sumowej rozpoczynamy od przedstawienia sumarycznej objętości odpływu wody ΣV w funkcji czasu na wykresie prostokątnym (rys. 3.2). Jeśli wykres jest wykonywany ręcznie na papierze milimetrowym, można się ograniczyć do wyrysowania krzywej sumowej z mniejszą dokładnością niż wartości miesięczne (na przykład kwartalnie). Ze względu na możliwości techniczne oraz wygodę przeglądania rysunku skala wykresu krzywej sumowej w układzie prostokątnym jest zwykle dopasowywana do standardowej wielkości wydruku (format A4). Oznacza to brak możliwości uzyskania wysokiej dokładności wykresu.

Kolejnym krokiem jest wykreślenie siecznej krzywej sumowej w układzie prostokątnym, czyli linii łączącej punkt początkowy wykresu (0, 0) z końcowym ($\Sigma \Delta t$, ΣV). Sieczna reprezentuje średnią objętość wody przepływającej przez przekrój obliczeniowy w analizowanym przedziale czasu. Tangens kąta nachylenia siecznej można zapisać następująco:

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{\Sigma V}{\Sigma \Delta t} = Q_{sr} \quad (3.3)$$

Tabela 3.1

Natężenia i sumy objętości przepływu w Wiśle w przekroju wodowskazowym Puławy dla dziesięciolecia (lata 1973–1982)

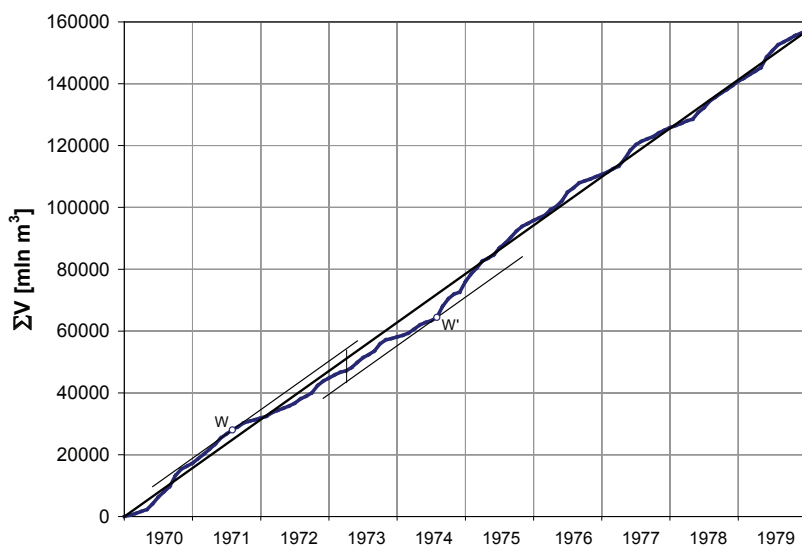
Rok hydrologiczny	Miesiąc	Liczba dni	SQ	Vsr	$\Sigma\sigma\rho$
			m ³ /s	mln m ³	mln m ³
1973	listopad	30	178	461,4	461,4
	grudzień	31	194	519,6	981,0
	styczeń	31	266	712,5	1 693,4
	luty	28	245	592,7	2 286,1
	marzec	31	709	1 899,0	4 185,1
	kwiecień	30	836	2 166,9	6 352,0
	maj	31	621	1 663,3	8 015,3
	czerwiec	30	675	1 749,6	9 764,9
	lipiec	31	1 300	3 481,9	13 246,8
	sierpień	31	767	2 054,3	15 301,2
	wrzesień	30	392	1 016,1	16 317,2
październik	31	352	942,8	17 260,0	
1974	listopad	30	578	1 498,2	18 758,2
	grudzień	31	544	1 457,0	20 215,3
	styczeń	31	592	1 585,6	21 800,9
1981	sierpień	31	397	1 063,3	138 070,3
	wrzesień	30	512	1 327,1	139 397,4
	październik	31	524	1 403,5	140 800,9
1982	listopad	30	383	992,7	141 793,6
	grudzień	31	432	1 157,1	142 950,7
	styczeń	31	418	1 119,6	144 070,3
	luty	28	471	1 139,4	145 209,7
	marzec	31	1 290	3 455,1	148 664,9
	kwiecień	30	767	1 988,1	150 652,9
	maj	31	724	1 939,2	152 592,1
	czerwiec	30	370	959,0	153 551,1
	lipiec	31	348	932,1	154 483,2
	sierpień	31	419	1 122,2	155 605,4
	wrzesień	30	274	710,2	156 315,7
	październik	31	255	683,0	156 998,6

Wartość ta odzwierciedla średnie natężenie przepływu dla badanego przedziału czasu. Kąt nachylenia stycznej do krzywej sumowej w dowolnym punkcie na wykresie reprezentuje natężenie przepływu w danym czasie. Dla krzywej sumowej można wyliczyć chwilowe natężenie przepływu według poniższego wzoru:

$$Q_i = \frac{\Sigma V_i - \Sigma V_{i-1}}{\Delta t} \quad (3.4)$$

gdzie: ΣV_i oraz ΣV_{i-1} oznaczają sumy objętości wody, odpowiednio, w danym i poprzednim kroku czasowym. Z powyższego równania wynika, że jeżeli $\Sigma V_i = \Sigma V_{i-1}$, przepływ

w danym przedziale czasu będzie wynosił zero (w warunkach Polski nie jest to możliwe do zaobserwowania). Można więc wywnioskować, że przebieg krzywej sumowej będzie miał zawsze charakter rosnący. Dodatkowo można zauważyć, że im bardziej krzywa sumowa w swoim przebiegu oddala się od swojej siecznej, tym bardziej nierównomierne jest natężenie przepływu w badanym przekroju rzeczonym. Dla rzek i potoków górskich krzywa sumowa będzie istotnie odbiegać od siecznej. W przypadku rzek pojeziernych, w których przepływ jest wyrównany, krzywa sumowa będzie miała przebieg zbliżony do siecznej. Na rys. 3.2 przedstawiono krzywą sumową w układzie prostokątnym w przekroju na rzece o wyrównanym odpływie.



Rys. 3.2. Krzywa sumowa odpływu Wisły w przekroju wodowskazowym Puławy w układzie prostokątnym

Jak widać na rys. 3.2, krzywa sumowa w układzie prostokątnym, wykreślona dla długiego przedziału czasu, jest mało czytelna. W tym wypadku wielkość wykresu krzywej ogranicza możliwość dokładnego jej wyrysowania. W celu zwiększenia dokładności wykresu można dokonać obrotu krzywej sumowej i wykreślić ją w układzie skośnym. Oś odciętych układu skośnego będzie się pokrywała z sieczną krzywej sumowej wyrysowanej w układzie prostokątnym. Na osi rzędnych układu skośnego nadal będą się znajdowały wartości objętości odpływu wody (ΣV). Kąt obrotu układu skośnego jest ściśle uzależniony od średniorocznego natężenia przepływu i wyznacza się go na podstawie średniorocznego natężenia przepływu z dłuższego czasu. Średnioroczne natężenie przepływu (Q_{sr}) uzyskuje się, dzieląc całkowitą objętość wody przepływającej przez przekrój w analizowanym przedziale czasu (ΣV) przez liczbę sekund w analizowanym przedziale obliczeniowym (ΣT) (3.5). Jak wiadomo, co cztery lata występuje rok przestępny. Zatem przy analizowaniu przedziału obejmującego przynajmniej jeden rok przestępny średnia liczba dni dla jednego roku nie jest równa 365. Liczba dni roku średniego będzie się

zawsze zawierała w zakresie od 365 do 366. Dokładną wartość ustalamy na podstawie liczby lat przestępnych ujmowanych w analizowanym przedziale czasu.

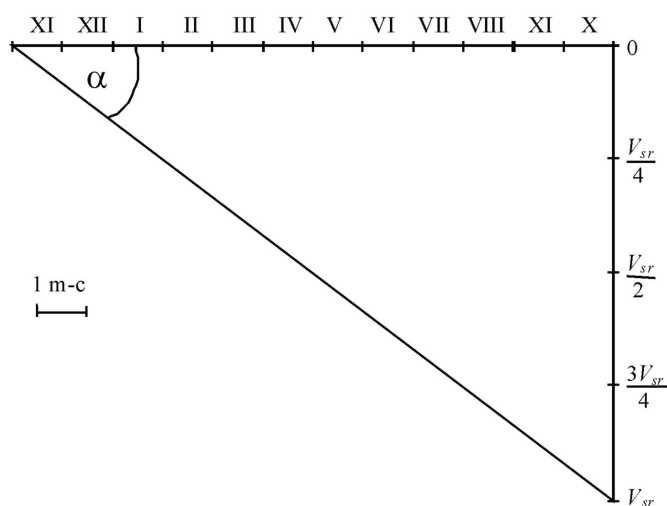
$$Q_{sr} = \frac{\sum V}{\sum T} = \frac{\sum V}{p \cdot 366 \cdot 24 \cdot 3600 + n \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600} \quad (3.5)$$

gdzie p oraz n – liczba lat przestępnych i zwykłych; $\sum V$ – całkowity odpływ w analizowanym czasie; $\sum T$ – czas całkowity. Ponieważ krzywa sumowa opisuje zależność sumarycznego odpływu od czasu, należy określić, jaka jest objętość wody przepływającej przez przekrój obliczeniowy dla jednego roku przy założeniu wystąpienia przepływu średniorocznego. W tym celu dokonuje się przemnożenia wcześniej wyznaczonego natężenia przepływu średniego przez liczbę sekund dla roku średniego w analizowanym wieloleciu. Wykorzystuje się przedział jednego roku, uwzględniając przy tym liczbę lat przestępnych uwzględnionych przy wyznaczeniu przepływu średniego:

$$V_{sr} = Q_{sr} \cdot \left(365 + \frac{p}{L} \right) \cdot 24 \cdot 3600 \quad (3.6)$$

gdzie p – liczba lat przestępnych [lata]; L – liczba wszystkich analizowanych lat [lata].

Po wyznaczeniu średniorocznej objętości wody V_{sr} wykonuje się wykres pomocniczy do krzywej sumowej w układzie skośnym. Ma on postać trójkąta prostokątnego, którego dwie przyprostokątne odzwierciedlają jeden rok w miesiącach oraz średnioroczną objętość wody (rys. 3.3). Należy przy tym pamiętać, że jeśli średnioroczny odpływ nie zostanie dokładnie określony na wykresie pomocniczym, to przełoży się to na błąd domknięcia krzywej sumowej. Przykładowo, jeśli analizujemy przedział 10 lat i zamiast $V_{sr} = 505$ mln m^3 na wykresie pomocniczym odłożymy 10 cm = 500, wówczas ostatni punkt krzywej sumowej w układzie skośnym będzie położony powyżej osi czasu w odległości równej 50 mln $m^3 = 0,5$ cm.



Rys. 3.3. Wykres pomocniczy do krzywej sumowej w układzie skośnym

Wielkość wykresu pomocniczego przekłada się na skalę układu skośnego krzywej sumowej. Wobec tego skala wykresu pomocniczego musi być dobrana w taki sposób, aby wykres krzywej sumowej był czytelny, lecz nie przekraczał rozsądnej wielkości (format A4). Dotyczy to zwłaszcza skali objętości przepływu, której nie należy nadmiernie zmniejszać, ponieważ ze względu na niewielką rozpiętość wykresu nie będzie możliwa analiza krzywej sumowej. Z drugiej strony, przy bardzo nierównomiernym przepływie może się zdarzyć, że wykres krzywej sumowej znajdzie się poza pierwotnie przewidzianym formatem wykresu. Aby uniknąć takiej sytuacji, należy przeprowadzić dokładną analizę przebiegu krzywej sumowej w układzie prostokątnym i ocenić, w jakim stopniu oscyluje ona wokół swojej siecznej.

Przykładowo, dobór skali czasu można sprowadzić do założenia, że 1 miesiąc = 1 cm na osi czasu, a wówczas jedna formatka A3 (297×420 mm) wystarczy do wykreślenia krzywej sumowej dla 3 lat. Inną możliwością jest założenie, że 1 miesiąc = 0,5 cm na osi czasu, co oznacza, że dla wykreślenia krzywej sumowej dla 12 lat wystarczą nam dwie strony papieru milimetrowego formatu A3. Skala pionowa objętości wody jest powiązana ze zmiennością przebiegu wykresu krzywej sumowej w układzie prostokątnym wokół siecznej (rys. 3.2). Możliwe jest oszacowanie tej zmienności poprzez ustalenie odległości pomiędzy punktami najdalej oddalonymi od siecznej ($W-W'$) w skali objętości przepływu. Po dokonaniu obrotu krzywej sumowej punkty te wyznacza nam maksymalny zasięg krzywej sumowej w pionie. Oznacza to, że po uwzględnieniu zmiany skali na wykresie odległość między punktami W i W' nie może przekraczać pożądanej wysokości strony.

Tangens kąta pomiędzy przyprostokątną i przeciwprostokątną w wykresie pomocniczym jest średniorocznym natężeniem przepływu. Przeciwprostokątna w wykresie pomocniczym zostanie wykorzystana jako linia przepływu zerowego na wykresie krzywej sumowej w układzie skośnym. Oznacza to, że wykres krzywej sumowej będzie równoległy do linii pomocniczej w przypadku braku przepływu w badanym przekroju. Sytuacja taka nie jest możliwa do zaobserwowania na obszarze Polski, ponieważ żadna z monitorowanych rzek płynących na terenie naszego kraju nie jest rzeką sezonową. Jeśli na wykresie krzywej sumowej zaobserwuje się taki przypadek, należy się dokładnie przyjrzeć danym użytym do tworzenia wykresu i skorygować błąd.

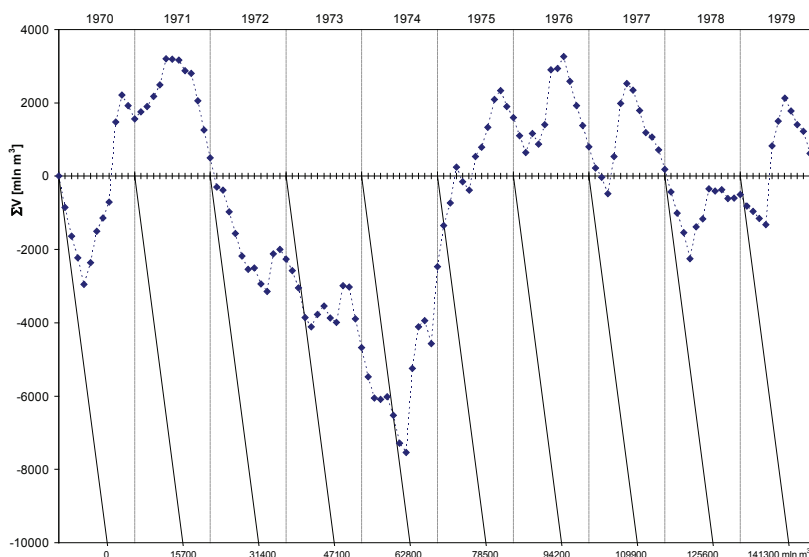
Wykreślanie krzywej sumowej w układzie skośnym rozpoczynamy od przeniesienia skali wykresu z wykresu pomocniczego w taki sposób, że na osi odciętych odkładamy czas (np. w miesiącach), a na osi rzędnych objętość odpływu. Następnie, zgodnie z proporcjami ustalonymi na wykresie pomocniczym, wyrysowujemy linie pomocnicze, które odzwierciedlają zerowy przyrost objętości wody przepływającej przez przekrój rzeczny. Linie pomocnicze powinny się znajdować pod osią czasu i obejmować jeden rok hydrologiczny (listopad–październik). Kolejne punkty wykresu krzywej sumowej, odpowiadające przyrostom objętości wody w danej chwili, będą odnoszone w górę od linii pomocniczych, zgodnie ze skalą wykresu (rys. 3.4).

Podczas kreślenia wykresu krzywej sumowej można się ograniczyć do tylko jednej linii pomocniczej wychodzącej z początku układu współrzędnych. Będzie to możliwe w przypadku wykreślenia krzywej sumowej w programach graficznych, jednak przy przedstawianiu wykresu na papierze lub przy dokonywaniu wydruku z programu graficznego czytelność wykresu oddającego dłuższy przedział czasu będzie ograniczona. Z tego względu zaleca się wprowadzanie linii pomocniczych w odstępie jednego roku. Na-

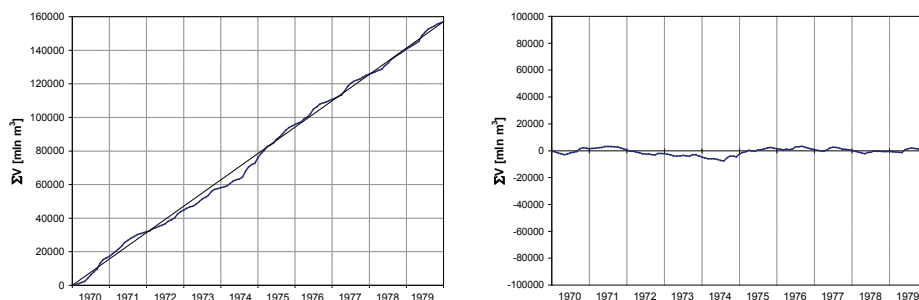
leży przy tym pamiętać, że kolejna prosta pomocnicza będzie odzwierciedlała średnioroczną objętość wody V_{sr} przemnożoną przez numer tej prostej:

$$V^l = (l-1) \cdot V_{sr} \quad (3.7)$$

gdzie V^l – objętość przepływu dla n -tej prostej [mln m³]; l – kolejny numer prostej [-]; V_{sr} – średnioroczna objętość wody [mln m³]. W końcowym efekcie na wykresie krzywej sumowej dla X lat znajdzie się $X - 1$ linii pomocniczych, z których ostatnia będzie reprezentowała całkowitą objętość wody pomniejszoną o średnioroczną objętość wody (V_{sr}). Przy zachowaniu niezmięionej skali pionowej i poziomej krzywa sumowa w układzie skośnym powinna mieć dokładnie taki sam przebieg jak krzywa sumowa w układzie prostokątnym (rys. 3.5).

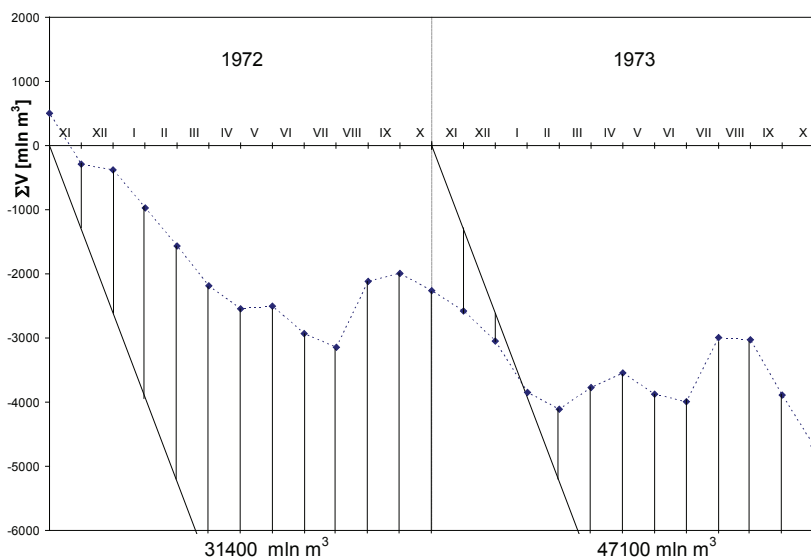


Rys. 3.4. Krzywa sumowa dla Wisły w przekroju wodowskazowym Puławy w układzie skośnym



Rys. 3.5 Krzywa sumowa objętości odpływu rzeki Wisły w Puławach w układzie prostokątnym (a) i skośnym (b)

Należy zdać sobie sprawę z faktu, że średnioroczna objętość przepływu jest wartością uśrednianą w dłuższym przedziale czasu i nie w każdym roku objętość przepływu będzie porównywalna z wartością średnią. Taka sytuacja ma najczęściej miejsce w rzekach o charakterze górskim i w małych zlewniach, gdzie natężenie przepływu może się znacznie zmieniać w różnych przedziałach czasu, a przepływy ekstremalne znacznie odbiegają od średnich. Oznacza to, że w przypadku niektórych zlewni przy przejściu z jednego roku hydrologicznego w następny sumaryczna objętość przepływu będzie mniejsza od tej, którą reprezentuje kolejna linia pomocnicza. W takiej sytuacji należy od sumarycznej objętości przepływu z danej chwili odjąć objętość przepływu reprezentowaną przez linię pomocniczą i tę wartość odnieść w dół od rozpatrywanej linii (rys. 3.6). Oczywiście wartości od poprzedniej linii pomocniczej można również odnosić w górę, do momentu gdy sumaryczna objętość przepływu nie przekroczy wartości reprezentowanej przez kolejną linię pomocniczą. W tym wypadku należy przedłużać linie pomocnicze pod wykresem do żądanej odległości.



Rys. 3.6. Fragment krzywej sumowej pokazujący nieregularne natężenie przepływu w kolejnych latach

Najprostszą metodą konstrukcji krzywej sumowej będzie wprowadzenie funkcji dyskretnych objętości wody przepływającej przez przekrój obliczeniowy do programu graficznego. Sprowadza się to do wyznaczenia równania prostej pomocniczej, reprezentującej przepływ zerowy, a następnie naniesienia na wykresie przyrostu objętości przepływu w stosunku tej prostej. Prosta pomocnicza przechodzi przez punkt początkowy układu współrzędnych i przez punkt o współrzędnych: $x = \Sigma T$ i $y = \Sigma V$. Równanie prostej pomocniczej, wyznaczone dla prostej przechodzącej przez dwa punkty będzie wyglądało następująco:

$$y = -\frac{\Sigma V}{\Sigma T} x \quad (3.8)$$

gdzie ΣV – całkowita objętość wody [mln m³], ΣT – całkowity czas [miesiące]. Punkty na krzywej sumowej w układzie skośnym będą wprowadzane dla kolejnych miesięcy i będą miały wartość:

$$y = -\frac{\Sigma V}{\Sigma T} M_i + \Sigma V_i \quad (3.9)$$

gdzie: M_i – numer kolejnego miesiąca oraz ΣV_i – suma objętości wody od początku analizowanego czasu do miesiąca M_i . Analogiczną konstrukcję można wykonać, bazując na objętości przepływu średniej dla jednego roku, w przypadku konstrukcji krzywej sumowej w programie graficznym parametr ten nie ma jednak znaczenia, a może być źródłem błędów i pomyłek.

3.2. Wyznaczanie pojemności użytkowej zbiornika metodą graficzną

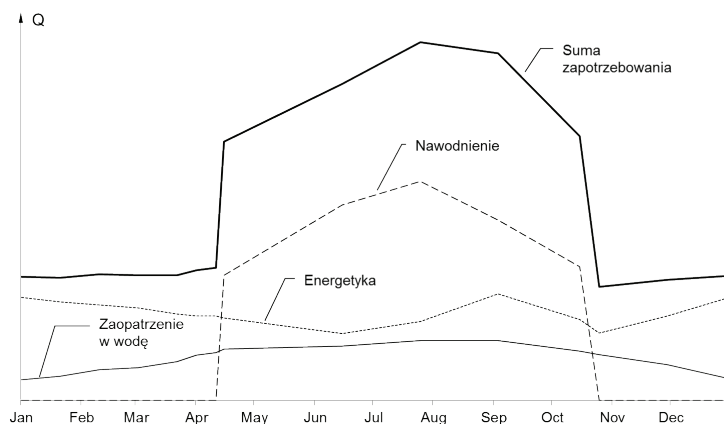
Podstawową kwestią w wyrównaniu odpływów jest ustalenie pojemności użytkowej zbiornika retencyjnego. Pojemność zbiornika retencyjnego jest ograniczona warunkami naturalnymi oraz ekonomicznymi. Wobec tego konieczne jest dokonanie doboru optymalnej pojemności w celu zaspokojenia potrzeby wyrównania odpływu przy jednoczesnym zminimalizowaniu kosztów i strat poniesionych wskutek zalania terenu. Należy pamiętać, że dane wejściowe wykorzystywane do wyznaczenia pojemności użytkowej zbiornika będą obciążone niepewnością oszacowania, a ich jakość będzie zależeć od długości ciągu obserwacyjnego. Innymi słowy, procent pewności określenia wyrównania wieloletniego jest tym większy, im dłuższy jest ciąg, za pomocą którego wyrównanie zostało obliczone.

Jednym ze sposobów wyznaczenia pojemności użytkowej zbiornika jest metoda graficzna bazująca na krzywej sumowej. Decydując się na jej zastosowanie, należy przeanalizować krzywą sumową uzyskaną z odpowiednio reprezentatywnego ciągu danych, zawierających także wartości przepływów niżówkowych. Przy wyznaczaniu pojemności użytkowej trzeba się skoncentrować na stałym zaspokajaniu potrzeb wodnych użytkowników na żądanym poziomie. W tym celu niezbędne jest ustalenie potrzeb danego użytkownika i ich uzależnienie od wielkości przepływu średniego z badanego przedziału czasu. Pojemność użytkową zbiornika można wówczas uzależnić od wielkości przepływu gwarantowanego oraz zapewnić przepływ średni przy danej pojemności zbiornika.

Potrzeby użytkowników wody często nie dają się jednoznacznie określić na przestrzeni czasu, choć w odniesieniu do pewnych grup użytkowników możliwe jest ustalenie pewnej regularności w przedziale roku, tygodnia lub doby [8]. Na przykład woda użytkowana do nawodnień w rolnictwie jest pobierana wyłącznie w sezonie wegetacyjnym. W Polsce jest to zwykle czas od połowy kwietnia do połowy października. Należy przy tym pamiętać, że zarówno wielkość, jak i regularność poboru wody ulegają znacznym i trudnym do określenia wahaniom, które są uwarunkowane przede wszystkim warunkami atmosferycznymi, rodzajem upraw oraz sposobem nawadniania. Maksymalny pobór wody obserwuje się na przełomie czerwca i lipca.

Podobna sytuacja dotyczy użytkowników komunalnych. Ilość wody pobieranej do celów komunalnych wychodzi od pewnej stałej wartości i zwiększa się w półroczu letnim, osiągając maksimum w maju i sierpniu. W tej grupie użytkowników można zauważyć wyraźne wyrównanie dobowe, które ma jednak stosunkowo mały udział w całkowitym

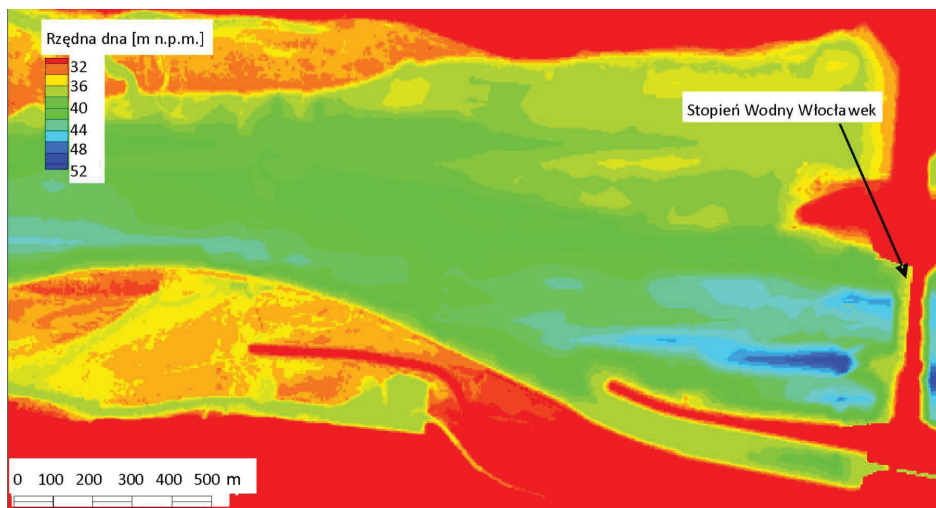
zapotrzebowaniu w wodę wszystkich użytkowników (nawodnienia, energetyka, przemysł). Wobec tego planowanie gospodarki wodnej na zbiorniku zwykle nie uwzględnia wyrównania dobowego na potrzeby użytkowników komunalnych.



Rys. 3.7. Schematyczny wykres zapotrzebowania na wodę (wg [4])

Jednym z głównych obszarów użytkowania wody ze zbiornika retencyjnego jest energetyka. Użytkownicy z tej grupy również potrzebują pewnej stałej objętości wody, jednak – w przeciwieństwie do innych działów gospodarki wodnej – zapotrzebowanie energetyki na wodę zwiększa się w sezonie zimowym. Zadaniem zbiornika energetycznego pracującego w systemie szczytowym jest przetrzymywanie zapasów wody z okresów o małym zapotrzebowaniu na moc na okres maksymalnego zużycia energii. Jeśli zbiornik ma dostatecznie dużą pojemność, można stosować wyrównanie roczne, a wówczas rezerwa z lata będzie wykorzystywana zimą. W sytuacji mniejszej pojemności użytkowej stosuje się wyrównanie dobowe, w którym zrzut wody jest dostosowany do zapotrzebowania na energię elektryczną w ciągu dnia. Przepływ instalowany jest zrzucany przez turbozespoły w godzinach szczytu porannego i popołudniowego, w pozostałych zaś godzinach zrzut jest ograniczony do przepływu nienaruszalnego. Przepływ nienaruszalny, ustalony w celu zapewnienia warunków życia biologicznego i właściwej pracy ujęć wody poniżej zapory, jest zwykle znacznie mniejszy od przepływu instalowanego. Zrzut wody ze zbiorników szczytowych z wyrównaniem dobowym jest bardzo nierównomierny, co powoduje ryzyko nadmiernej erozji w stanowisku dolnym. Przykładem tego typu sytuacji może być erozja poniżej Stopnia Wodnego Włocławek, spowodowana pracą szczytową elektrowni (rys. 3.8). W Polsce wiele planów dyspozytorskich dużych zbiorników retencyjnych jest podporządkowanych potrzebom energetyki.

Innym podstawowym obszarem użytkowania wody jest żegluga. Ruch na drogach wodnych rozpoczyna się około 1 marca i kończy w połowie grudnia. W tym czasie drogi wodne muszą być zasilane taką ilością wody, aby zapewnić odpowiednie głębokości tranzytowe. Ze względu na stosunkowo duże przepływy w sezonie wiosennym zasilanie dróg wodnych rozpoczyna się zwykle na początku maja lub później i jest prowadzone interwencyjnie, w sytuacji gdy głębokości w rzekach i kanałach spadają poniżej minimalnej głębokości tranzytowej.



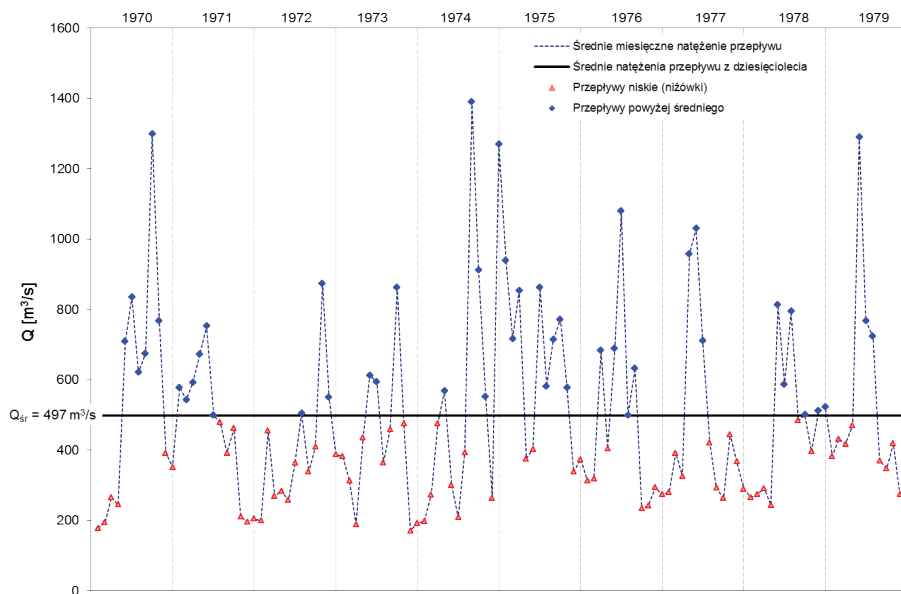
Rys. 3.8. Batymetria dna Wisły poniżej Stopnia Wodnego Włocławek

Użytkowanie wody w przemyśle jest bardzo zróżnicowane, uwarunkowane potrzebami poszczególnych przedsiębiorstw i trudno ustalić jednaki scenariusz dla więcej niż jednej gałęzi przemysłu. W zakładach przemysłowych dominuje zwykle wyrównanie dobowe, tygodniowe bądź zachodzi całkowicie równomierny pobór wody. W pewnych przedsiębiorstwach, w których produkcja jest uzależniona od pory roku, zapotrzebowanie na wodę może przypadać na krótki czas (np. cukrownie w czasie kampanii produkcyjnej).

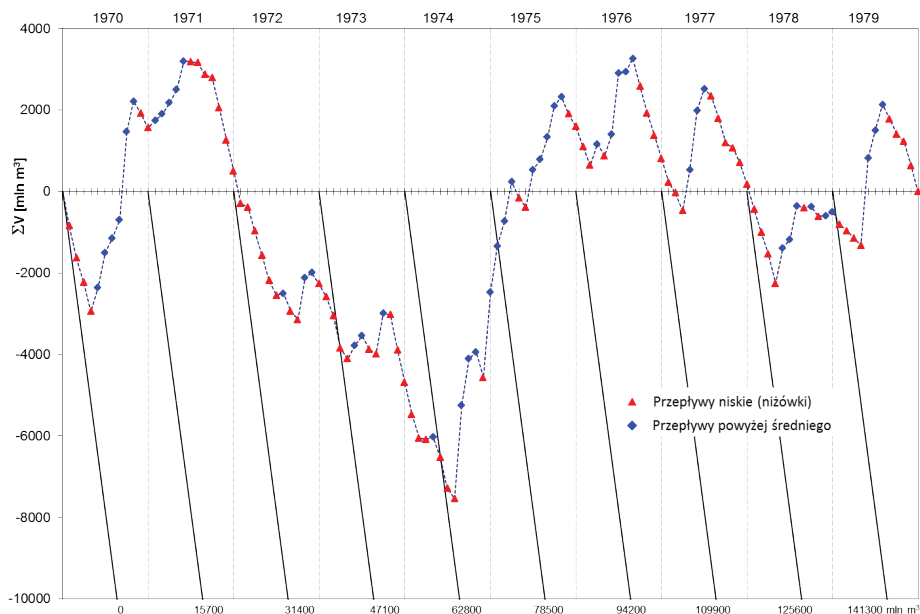
Poprzez gwarancję pokrycia potrzeb odbiorców rozumiemy możliwość dostarczenia wody z pewnym prawdopodobieństwem. Prawdopodobieństwo zaspokojenia potrzeb użytkowników w 100% z pewnością nie jest możliwe. Można jednak stwierdzić, że prawdopodobieństwo zaspokojenia potrzeb w sezonie wiosennym będzie wyższe niż w sezonie letnim, podczas niżówek. Pojęcie gwarancji zawiera zobowiązanie dostawy wody do odbiorcy w żądanej ilości i odpowiedniej jakości, na czym odbiorca może oprzeć swoją działalność.

Jak wspomniano, metoda graficzna określania pojemności użytkowej zbiornika bazuje na analizie krzywej sumowej i wyznaczeniu przedziałów czasu o przepływie niższym od średniego z wielolecia (niżówki). Przedstawiona poniżej metoda opiera się na metodzie Ripple'a, która – mimo że z założenia ma charakter wykresowy – może dawać dokładne rezultaty przy zastosowaniu programów graficznych. Dodatkowym mankamentem przedstawianego sposobu postępowania jest brak uwzględnienia strat na parowanie i innych w całkowitym bilansie wody w zbiorniku. W metodzie tej wykorzystuje się informację o dopływie wody do przekroju, gdzie założono utworzenie zbiornika w rezultacie wykonania zapory. Im dłuższy czas, z którego pochodzą dane historyczne, tym dokładniejszą analizę można przeprowadzić. Wynika stąd kolejne istotne uproszczenie proponowanej metody, wiążące się z przyjęciem założenia braku zmienności parametrów hydrologicznych rozpatrywanej zlewni i bezpośredniego przełożenia danych historycznych na czas późniejszy.

Przykładowy przebieg natężenia przepływu przez przekrój rzeczny pokazano na rys. 3.9. Na wykresie naniesiono linię poziomą, która reprezentuje wartość przepływu średniego z wielolecia. Wszystkie wartości znajdujące się na wykresie poniżej tej linii oznaczają, że w danym czasie przepływ był niższy od średniego i analogicznie – punkty leżące powyżej linii wskazują przepływ wyższy od średniego. Po przeniesieniu tych punktów na krzywą sumową w układzie skośnym możemy jednoznacznie stwierdzić, że wszystkie niżówki są położone na fragmentach krzywej opadającej (rys. 3.10). Inaczej mówiąc, gdy kąt nachylenia krzywej sumowej pokazanej na rys. 3.10 jest mniejszy od zera, to przepływy są mniejsze od średniego. Jest to zgodne z przedstawioną wcześniej interpretacją kąta nachylenia stycznych do krzywej sumowej, który równa się przepływowi z danej chwili. Jeśli kąt nachylenia stycznej do krzywej sumowej w układzie skośnym jest równy zero, oznacza to, że przepływ jest równy przepływowi średniemu (oś rzędnych układu współrzędnych). Z drugiej strony, nachylenie linii pomocniczych interpretuje się jako przepływ zerowy. Wszystkie wartości siecznych do krzywej, pośrednie pomiędzy poziomą osią rzędnych a linią pomocniczą (punkty oznaczone trójkątami na rys. 3.10), określają niżówki. Natomiast gdy krzywa sumowa ma przebieg wnoszący, tj. kąt nachylenia siecznej ma wartość dodatnią (punkty oznaczone diamentami na rys. 3.10), przepływy są większe od średniego. Nie ma tutaj znaczenia, czy krzywa sumowa znajduje się pod czy nad osią rzędnych układu współrzędnych. Analizując wyłącznie krzywą sumową w układzie skośnym, możemy stosunkowo łatwo odnaleźć czas, w którym przepływ osiągnął maksimum, a będzie to miejsce, gdzie przyrost pomiędzy punktem poprzednim i następnym jest największy (lipiec 1970 r., czerwiec i październik 1974 r. oraz marzec 1979 r.).



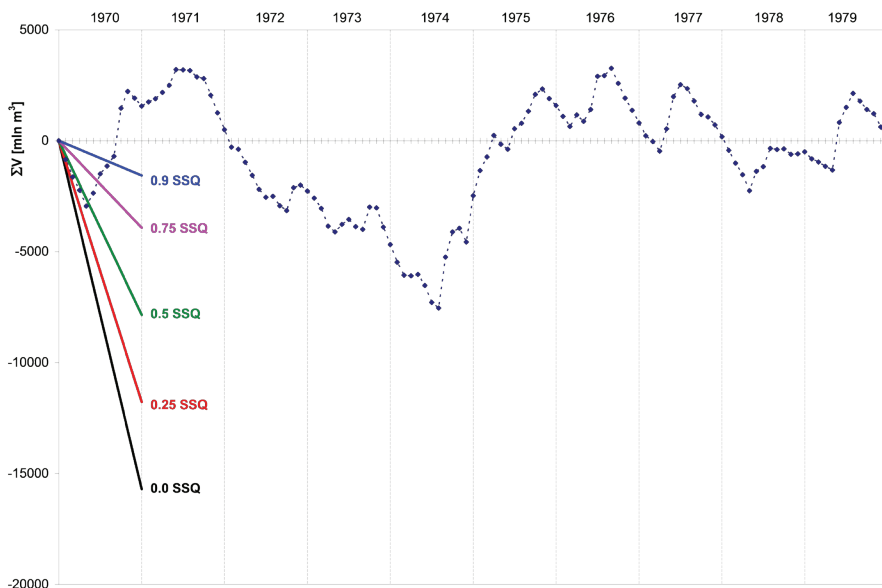
Rys. 3.9. Rozgraniczenie przepływu na wartości powyżej i poniżej średniej z wielolecia (Wisła, Puławy)



Rys. 3.10. Interpretacja spadku krzywej sumowej w układzie skośnym; punkty trójkątne oznaczają niżówki (Wisła, Puławy)

Posługując się tą interpretacją, można w łatwy sposób nanieść na wykres krzywej sumowej proste pomocnicze odpowiadające przepływowi równemu połowie lub innej części przepływu średniego. Na rys. 3.11 pokazano rozetkę przepływów mniejszych od średniego, zaczepioną na początku układu współrzędnych. Techniczne wykonanie tej konstrukcji sprowadza się do podziału kąta zawartego pomiędzy linią poziomą a prostą reprezentującą brak przepływu (kąt obrotu krzywej sumowej w układzie skośnym) na wymagane części.

Po naniu rozetki na wykres krzywej sumowej można się szybko zorientować, w jakich granicach zawierał się przepływ w danym przedziale czasu. Przykładowo, początkowy odcinek krzywej sumowej na rys. 3.11 (od listopada 1969 r. do lutego 1970 r.) ma nachylenie odpowiadające przepływowi pomiędzy wartościami 0,25 SSQ i 0,5 SSQ. Zatem jeśli średni przepływ dla analizowanego przekroju wynosi około 500 m³/s, to przepływ w początku roku hydrologicznego 1970 był rzędu 200 m³/s. Jest to zgodne z wykresem natężenia przepływu pokazanym na rys. 3.9. Rozetki przepływów niskich zostaną wykorzystane do określenia głębokości niżówek w analizowanym okresie.

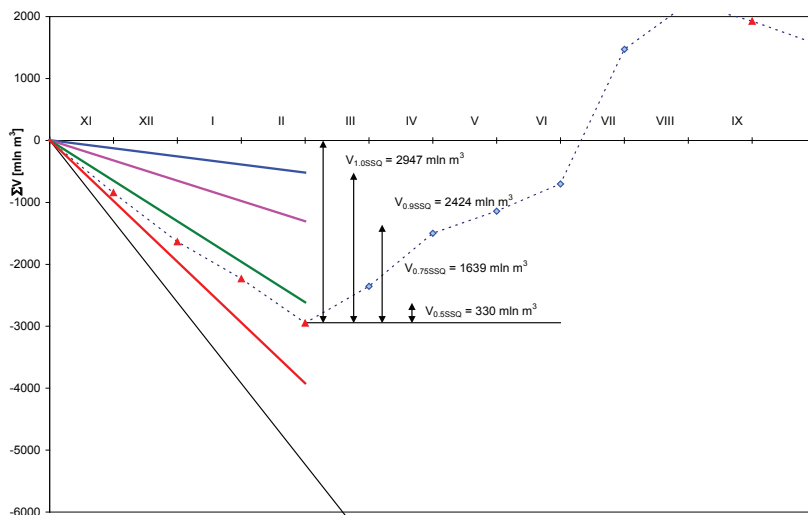


Rys. 3.11. Linie pomocnicze, których nachylenie reprezentuje przepływy mniejsze od przepływu średniego (Wisła, Puławy)

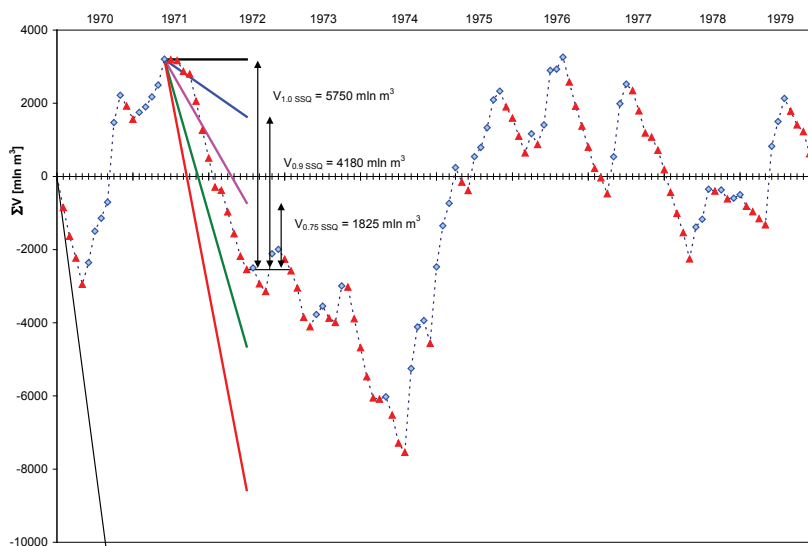
3.2.1. Wyznaczenie deficytu wody w funkcji przepływu

W celu określenia głębokości niżówek należy w pierwszej kolejności przeanalizować wszystkie rozpatrywane dane i dokonać wyboru najbardziej ekstremalnych sytuacji. Bierzemy pod uwagę zarówno sytuacje hydrologiczne, w których przepływy były najniższe, jak i te, w których obserwowano przepływ poniżej średniego w długim przedziale czasu. Na przedstawionym przykładzie pierwszy typ niżówki znajduje się na początku rozpatrywanego dziesięciolecia (rys. 3.12 – 4 miesiące od listopada 1969 r. do lutego 1970 r.). Na podstawie naniesionych linii pomocniczych widać że przepływ nie przekroczył wówczas połowy przepływu średniego. Drugi typ niżówki pokazano na rys. 3.13, gdzie czas trwania przepływu niskiego wyniósł 12 miesięcy (od kwietnia 1971 r. do kwietnia 1972 r.). Mimo że w rozpatrywanym przedziale czasu przepływ nie był ekstremalnie niski, to długi czas trwania zjawiska przekłada się na znaczne niedobory wody na poziomie przepływu średniego.

Następnym etapem pracy jest naniesienie rozetki reprezentującej wymagane pobory wody w początkowym punkcie każdej niżówki. Przyjmuje się, że niżówka rozpoczyna się w miesiącu, w którym przepływ był niższy od uprzednio wyliczonego przepływu średniego. Na wykresie krzywej sumowej odpływu w układzie skośnym będzie to pierwszy punkt poprzedzający opadający odcinek krzywej.



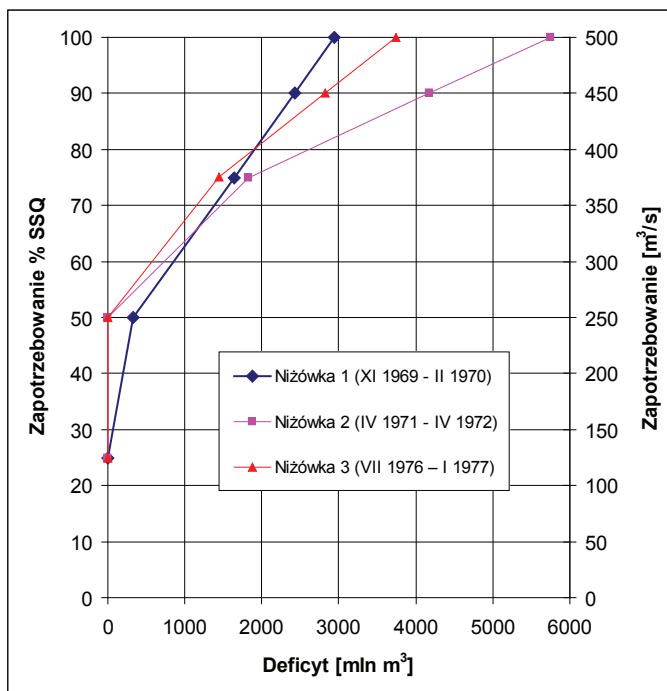
Rys. 3.12. Przykładowa niżówka, podczas której przepływ był niższy od połowy przepływu średniego (Wisła, Puławy)



Rys. 3.13. Przykładowa niżówka, podczas której przepływ niski trwał przez 12 miesięcy (Wisła, Puławy)

Zakładając dowolny pobór wody w rozpatrywanym przedziale czasu, można teraz określić, jakiego rzędu niedobory wody wystąpiły podczas każdej z analizowanych niżówek. W niniejszym opracowaniu założono pobór wody równy przepływowi średniemu lub mniejszy. Objętość niedoboru wody w każdej z analizowanych sytuacji określa różnica pomiędzy rzędną punktu na krzywej sumowej w miesiącu reprezentującym ko-

niec niżówki a rzędną na prostej pomocniczej wytyczonej dla danego przepływu w tym samym miesiącu. W sytuacji przedstawionej na rys. 3.12, przy poborze wody równym przepływowi średniemu (linia pozioma), objętość niedoboru wody w czasie 4 miesięcy wyniosła 2947 mln m³. Oznacza to, że w przedziale czasowym od listopada 1969 do lutego 1970 roku użytkownik czy też grupa użytkowników pobierających 497 m³/s wody doświadczyła braku rzędu 3 mld m³, co oznacza konieczność zmniejszenia produkcji lub dostarczenia tej objętości wody z innego źródła. Jeśli zapotrzebowanie użytkownika wody wynosi 75% przepływu średniego ($Q = 373 \text{ m}^3/\text{s}$), wówczas deficyt w tym czasie wyniesie 1,6 mld m³, natomiast, jeśli stanowi ono 50% przepływu średniego ($Q = 249 \text{ m}^3/\text{s}$), niedobory wyniosą zaledwie 0,3 mld m³. Jeśli prześledzimy w ten sam sposób sytuację przedstawioną na rys. 3.13, to zaobserwujemy, że dla poboru wody równego połowie przepływu średniego nie wystąpiły niedobory wody, natomiast dla przepływu średniego deficyt dochodzi do 5,7 mld m³. Wynika to z faktu, że przedstawiona niżówka trwała bardzo długo, co przełożyło się na głębokie niedobory wody na poziomie przepływu średniego. Przedstawienie zależności deficytu od zapotrzebowania na wodę dla poszczególnych przypadków jest podsumowaniem tego etapu pracy (rys. 3.14).



Rys. 3.14. Zależność deficytu od zapotrzebowania na wodę dla trzech przykładowych niżówek występujących na Wiśle w przekroju wodowskazowym Puławy w latach 1973–1982

Podsumowując, można stwierdzić, że wielkość uzyskanego deficytu wody przekłada się na wymaganą objętość użytkową zbiornika. Aby zapobiec niejednoznaczności wyników w postaci zróżnicowania deficytu wody dla poszczególnych niżówek, optymalnie byłoby przeprowadzić obliczenia pojemności użytkowej dla danego zapotrzebowania

na podstawie hydrogramu roku o prawdopodobieństwie średniego odpływu. Ponieważ ustalenie takiego hydrogramu jest kłopotliwe, można dokonać uśrednienia wyników dla kilku niszówek z analizowanego wielolecia (np. trzy najistotniejsze niszówki z dekady).

Innym ujęciem tego zagadnienia jest ustalenie odpływu użytecznego przy danej pojemności użytkowej zbiornika. Wówczas do każdej z analizowanych niszówek należy w pierwszej kolejności odnieść wartość objętości użytkowej, a następnie określić wielkość odpływu, który zapewni ta objętość w danej sytuacji hydrologicznej. Objętość użytkowa może być uwarunkowana ukształtowaniem czaszy zbiornika oraz możliwością zalania terenów przyległych.

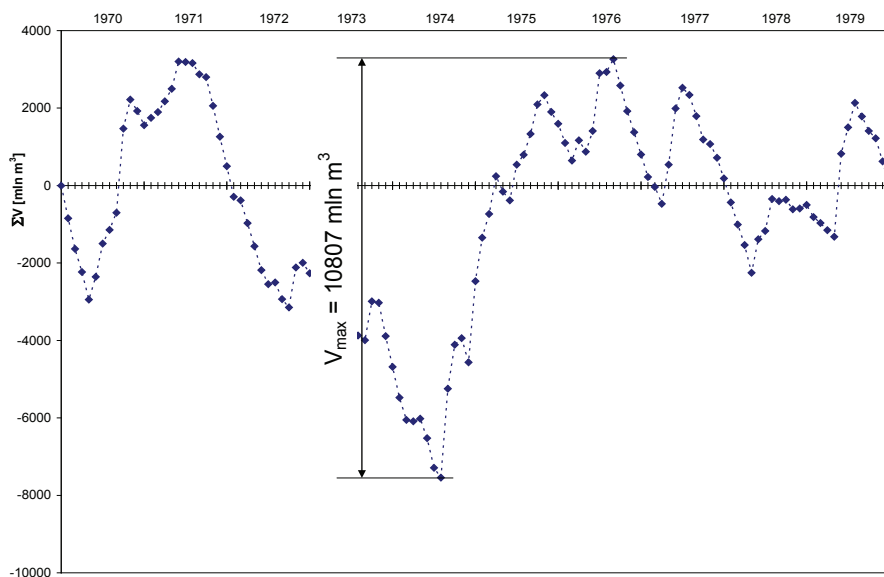
3.2.2. Wyznaczenie stopnia zapewnienia przepływu w funkcji objętości zbiornika

Zagadnienie dotyczące ustalenia gwarancji zapewnienia wymaganego przepływu dla założonej objętości zbiornika jest rozwiązywane metodą ekwidystant. Jest to metoda graficzna wykorzystująca ekwidystanty funkcji objętości przepływu w czasie (krzywa sumowa). Konstrukcja ekwidystant opiera się na przesunięciu każdego punktu wykresu wyjściowego krzywej sumowej w układzie skośnym o wielkość związaną z założoną objętością zbiornika. Górnym ograniczeniem objętości użytkowej zbiornika będzie objętość maksymalna, która oznacza objętość wystarczającą do zaspokojenia wszystkich potrzeb obecnych i przyszłych w odniesieniu do przepływów historycznych. W najprostszym przypadku można założyć, że potrzeby użytkowników wody będą niezmiennie w czasie. Jeśli dodatkowo założymy, że potrzeby wodne są na poziomie przepływu średniego, to za objętość maksymalną przyjmuje się różnicę pomiędzy maksymalnym i minimalnym punktem na krzywej sumowej w układzie skośnym (rys. 3.15). Wybudowanie zbiornika o takiej objętości będzie skutkowało 100% gwarancją dostarczenia wody w ilości przepływu średniego przy założeniu, że warunki hydrologiczne nie ulegną zmianie w stosunku do danych historycznych wykorzystanych do konstrukcji krzywej sumowej.

Jak wspomniano, objętość maksymalna stanowi górne ograniczenie objętości użytkowej zbiornika, powyżej której zwiększanie objętości użytkowej nie ma uzasadnienia. Zwykle jest to znaczna objętość i nie jest opłacalne wykonywanie zbiornika o takiej wielkości. Rzeczywista objętość użytkowa zbiornika zostanie dobrana w taki sposób, aby w wystarczający sposób gwarantowała zaspokajanie potrzeb wodnych użytkowników, a przy tym była uzasadniona z ekonomicznego punktu widzenia. Dobór objętości zbiornika można wyznaczyć w odniesieniu do objętości maksymalnej lub wprowadzając arbitralnie przyjętą objętość wynikającą z kształtu czaszy projektowanego zbiornika i możliwości zalania terenu przyległego do rzeki. Dla tych objętości i przy założonym poborze wody określa się gwarancję pokrycia potrzeb.

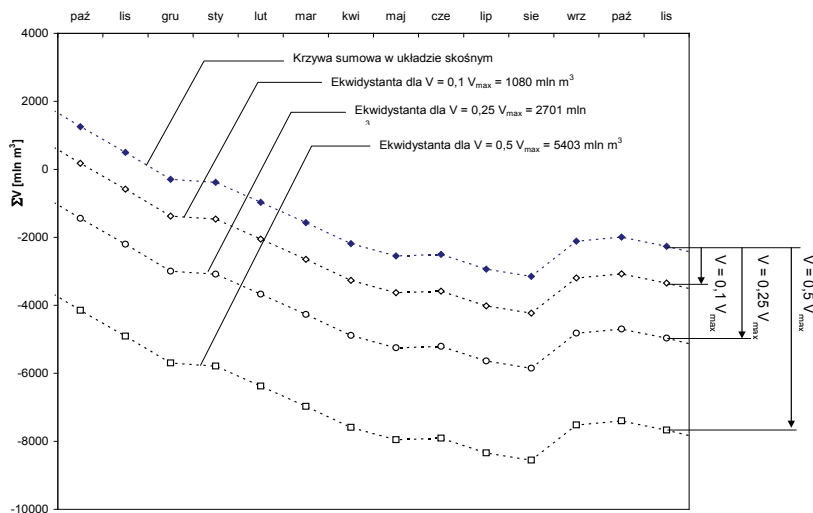
W przedstawionym poniżej przykładzie dla uproszczenia założono, że pobór wody jest równy natężeniu przepływu średniego z wielolecia. Pierwszym etapem pracy przy ustalaniu gwarancji zapewnienia przepływu średniego dla określonej pojemności zbiornika jest wyznaczanie ekwidystant krzywej sumowej. Ponieważ analizowany przedział czasu jest dłuższy od jednego roku, aby zachować przejrzystość sytuacji, ekwidystanty będą wykreślane w stosunku do krzywej sumowej w układzie skośnym. Ekwidystanta to linia równoległa do wykresu wyjściowego. W opisywanej metodzie ekwidystanta krzywej sumowej jest przesunięta w pionie o stałą wartość objętości przepływu. Obję-

tość ta reprezentuje projektowaną pojemność użytkową zbiornika i jak pokazano na rys. 3.16, jest odniesiona do objętości maksymalnej. Jeśli objętość użytkowa nie jest znana, rysujemy kilka ekwidystant w celu określenia optymalnej gwarancji zapewnienia wymaganego przepływu. Jeżeli pojemność użytkowa jest znana, wówczas należy wykreślić jedną ekwidystantę w odległości V_u odpowiadającej tej objętości. Następnie możliwe jest przeprowadzenie działań graficznych i analitycznych w celu określenia rozrządu zasobów wodnych w ramach danej objętości. Ekwidystanty są wykreślane pod zasadniczą krzywą sumową.



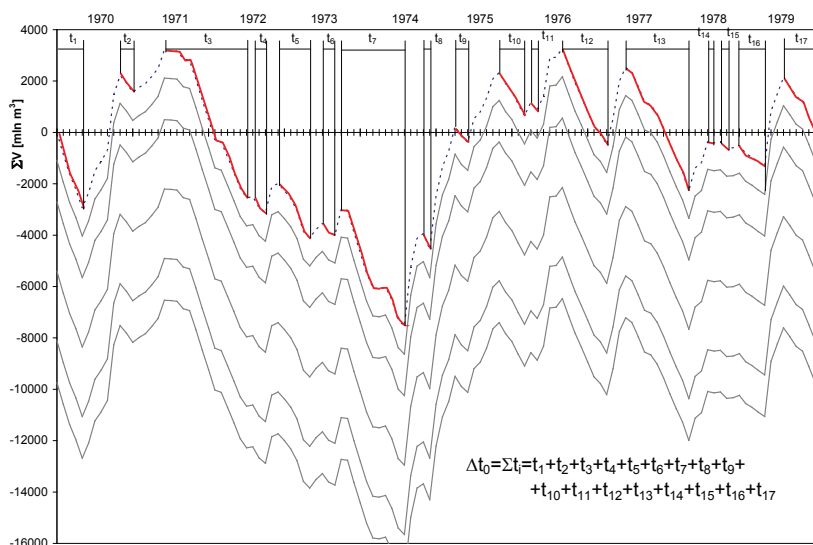
Rys. 3.15. Maksymalna objętość zbiornika wyznaczona na podstawie krzywej sumowej z dziesięciu lat (Wisła, Puławy)

Ustalenie gwarancji zapewnienia przepływu w zależności od objętości użytkowej zbiornika rozpoczynamy od ustalenia czasu, w którym przepływ był mniejszy od wymaganego. Aby odnieść się do warunków poprzedzających istnienie zbiornika, pierwsza analiza będzie dotyczyła braku objętości użytkowej. W tym celu w uprzednio założonym przedziale czasowym sumuje się długość czasu, w którym przepływ był niższy od wymaganego. Na rys. 3.17 pokazano sumę czasu trwania przepływu niższego od średniego dla przedziału dziesięciu lat. Ponieważ w przedstawianym przykładzie przepływ gwarantowany to przepływ średni, dlatego na krzywej sumowej zaznaczono wszystkie odcinki krzywej opadającej. Jak opisano w poprzednim rozdziale, interpretacją natężenia przepływu na krzywej sumowej w układzie skośnym jest kąt nachylenia stycznej do krzywej, a przepływ średni reprezentuje kąt zerowy (prosta pozioma). Zgodnie z tą interpretacją wszystkie odcinki krzywej, dla których przyrost jest ujemny, reprezentują chwilowy przepływ mniejszy od średniego.



Rys. 3.16. Ekwidystanty krzywej sumowej w układzie skośnym, wykreślone w odniesieniu do objętości maksymalnej

Sumę czasu, kiedy przepływ był niższy od wymaganego, określa się na podstawie osi poziomej. Dokładność obliczeń jest uzależniona od rozdzielczości danych wykorzystanych do konstrukcji krzywej sumowej. W prezentowanym przykładzie dane reprezentują przepływ średniomiesięczny.



Rys. 3.17. Wyznaczenie całkowitego czasu trwania (Δt_0) przepływów niższych od średniego dla braku pojemności użytkowej zbiornika (Wisła, Puławy)

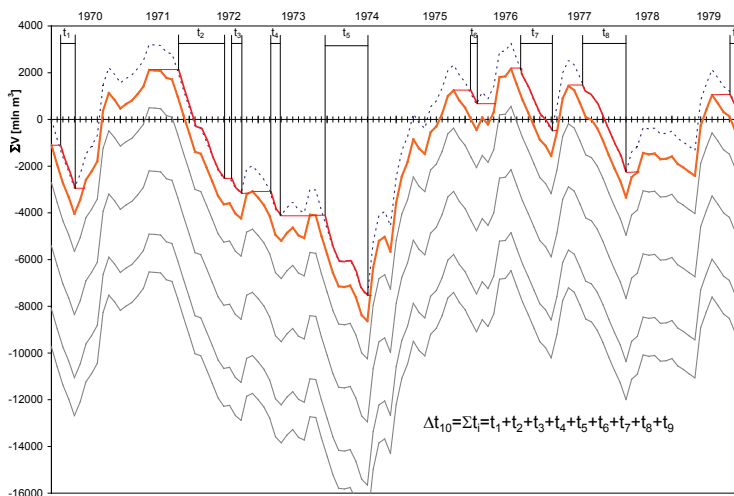
Po określeniu czasu deficytu wody dla wymaganego przepływu w warunkach bez zbiornika można zacząć wyznaczanie czasu wystąpienia niedoborów wody przy uwzględnieniu pracy zbiornika z daną objętością użytkową. Na rys. 3.18 przedstawiono konstrukcję służącą do określenia gwarancji zapewnienia przepływu średniego dla pojemności użytkowej zbiornika równej 10% objętości maksymalnej. Na rysunku zaznaczono ekwidystantę (linia pomarańczowa) przesuniętą o $0,1 V_{\max}$ od wyjściowej krzywej sumowej (linia przerywana). Przesunięcie ekwidystanty jest powiązane z rozpatrywaną wartością pojemności zbiornika, która w tym wypadku wynosi $V = 10\% V_{\max} = 1080 \text{ mln m}^3$. Techniczne wyznaczenie czasu trwania przepływu niższego od średniego sprowadza się do prowadzenia linii reprezentującej przepływ wymagany lub wyższy pomiędzy ekwidystantą a wyjściową krzywą sumową. Ponieważ w przykładzie uwzględniono odpływ na poziomie przepływu średniego, pomiędzy krzywą sumową a jej ekwidystantą kreśli się linie poziome. Punkt przecięcia krzywej sumowej przez linię poziomą określa początek czasu, gdy mimo istnienia zbiornika odpływ jest niższy od średniego. Zakończenie czasu niedoboru wody wyznacza punkt, w którym wyjściowa krzywa sumowa zaczyna się wznosić, czyli przepływ jest większy od średniego. Należy wówczas poprowadzić linię poziomą do momentu, gdy przetnie się ona z ekwidystantą lub z wyjściową krzywą sumową. Sytuacja pierwsza, tj. przecięcie linii poziomej z ekwidystantą, obrazuje przypadek całkowitego uzupełnienia pojemności użytkowej. W tym przypadku nie ma możliwości dalszego gromadzenia wody i odbywa się jałowy zrzut, w ilości takiej jak objętość wody dopływającej. Jeśli prosta pozioma przecina krzywą sumową, nie przecinając ekwidystanty, oznacza to, że zbiornik nie zdołał się całkowicie wypełnić i mimo początkowego pozytywnego bilansu wodnego, na skutek niskiego przepływu, znowu rozpoczyna się okres odpływu mniejszego od średniego.

Po wykonaniu powyższej konstrukcji zgodnie ze skalą osi poziomej sumujemy całkowity czas, w którym przepływ był mniejszy od wymaganego. Jak należy się spodziewać, w sytuacji uwzględnienia objętości użytkowej zbiornika czas, w którym przepływ będzie niższy od wymaganego Δt_{10} , będzie krótszy w stosunku do czasu Δt_0 , wyznaczonego dla sytuacji bez zbiornika. Czas trwania przepływów niższych od wymaganego będzie tym krótszy, im większa jest objętość użytkowa, i bliski zeru dla pojemności zbliżonej do objętości maksymalnej. Na kolejnych rysunkach (rys. 3.17–3.22) przedstawiono wyznaczenie czasu trwania przepływów niższych od średniego dla różnych pojemności użytkowych zbiornika.

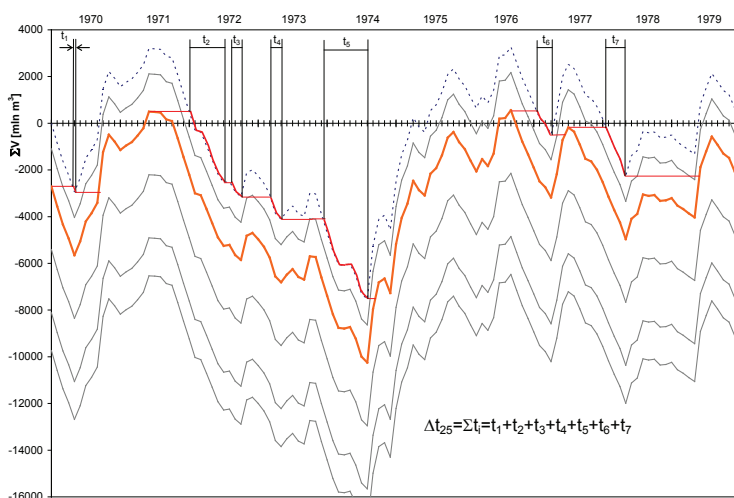
Ustalenie gwarancji zapewnienia przepływu średniego GW dla danej pojemności użytkowej oblicza się jako stosunek sumy czasu trwania odpływu większego od wymaganego ($T - \Delta t$) do całkowitego rozpatrywanego czasu, T :

$$GW = \frac{T - \Delta t}{T} \cdot 100\% \quad (3.10)$$

Jeśli w analizowanym przekroju rozpatrujemy zbiornik, którego objętość użytkowa nie jest znana, możemy w ten sposób ustalić optymalną wielkość pojemności, która z dostatecznie wysoką gwarancją zaspokoi potrzeby wszystkich użytkowników. W tym celu konstruujemy wykres zależności pojemności użytkowej zbiornika od gwarancji.



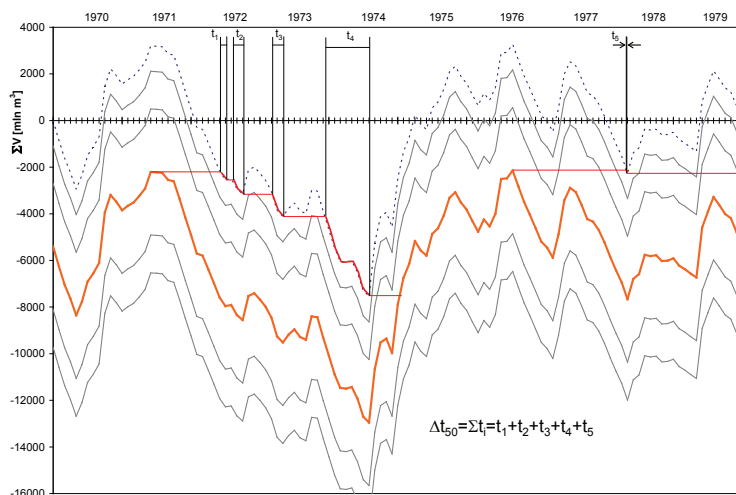
Rys. 3.18. Wyznaczenie całkowitego czasu trwania (Δt_{10}) przepływów niższych od średniego dla pojemności użytkowej zbiornika wynoszącej 10% objętości maksymalnej (Wisła, Puławy)



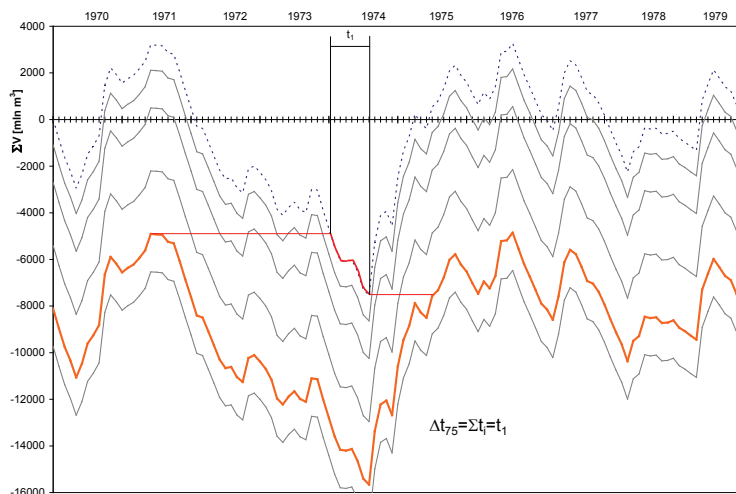
Rys. 3.19. Wyznaczenie całkowitego czasu trwania (Δt_{25}) przepływów niższych od średniego dla pojemności użytkowej zbiornika wynoszącej 25% objętości maksymalnej (Wisła, Puławy)

W przypadku ogólnym, gdy wymagany przepływ Q jest różny od natężenia przepływu średniego Q_{sr} , należy w pierwszej kolejności określić wykres pomocniczy, na którym naniesiony zostanie kąt reprezentujący przepływ Q . Wykonuje się to poprzez wykreślenie prostej, która w odniesieniu do prostej reprezentującej przepływ zerowy jest położona pod kątem, który wyznacza wymagane natężenie przepływu Q . Dla przepływu średniego kąt jest utworzony przez linię zerowego przepływu i linię poziomą (rys. 3.23). Jeśli rozpatrujemy przepływ Q mniejszy od przepływu średniego, wówczas kąt będzie zawarty między półprostą przepływu zerowego i półprostą skierowaną w dół (rys. 3.24).

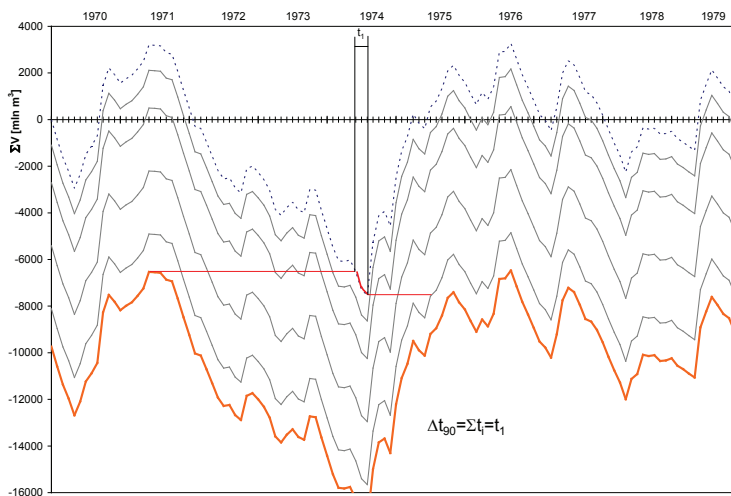
Dla przypadku, gdy przepływ jest większy od średniego, druga półprosta określająca kąt będzie linią wznoszącą (rys. 3.25). W konsekwencji tego postępowania linie odpływu łączące punkty na ekwidystantach z wyjściową krzywą sumową będą miały nachylenie zgodne z wytyczonym kątem. Na wykresie przepływ niższy od wymaganego będzie uwzględniany, gdy lokalny przyrost krzywej sumowej będzie mniejszy od wyznaczonego uprzednio kąta reprezentującego wymagany przepływ (rys. 3.23–3.25). Jak łatwo zauważyć na przedstawionych wykresach, całkowity czas trwania deficytu wody będzie tym większy, im większy jest wymagany pobór wody ze zbiornika.



Rys. 3.20. Wyznaczenie całkowitego czasu trwania (Δt_{50}) przepływów niższych od średniego dla pojemności użytkowej zbiornika wynoszącej 50% objętości maksymalnej (Wisła, Puławy)

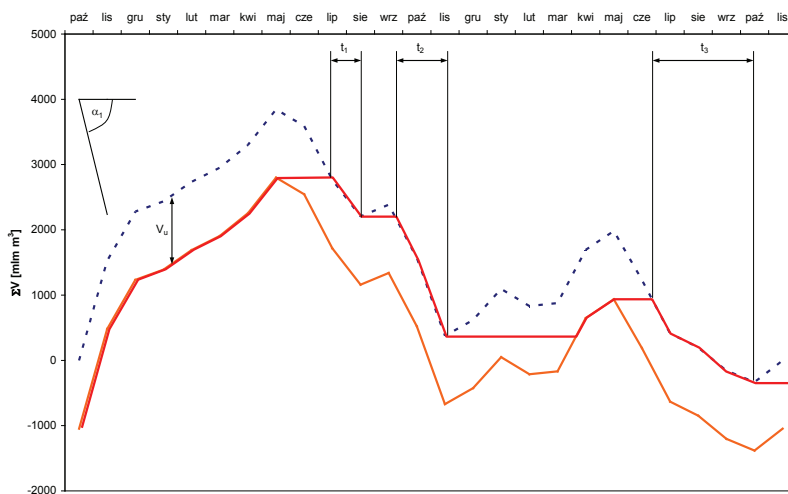


Rys. 3.21. Wyznaczenie całkowitego czasu trwania (Δt_{75}) przepływów niższych od średniego dla pojemności użytkowej zbiornika wynoszącej 75% objętości maksymalnej (Wisła, Puławy)

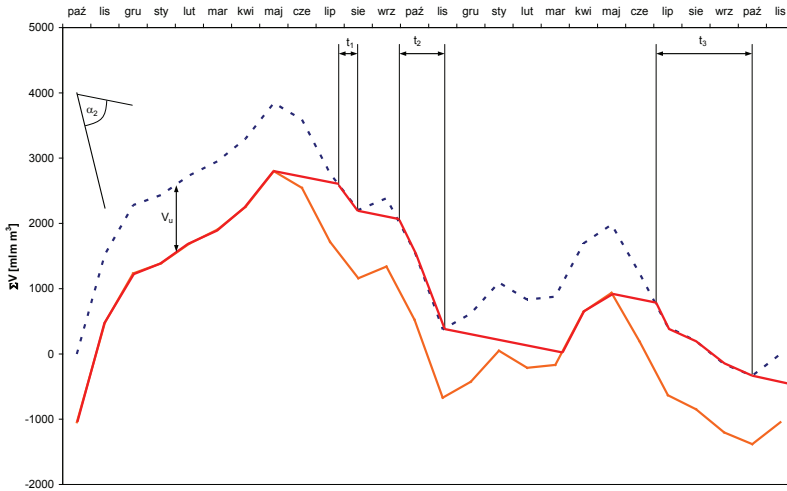


Rys. 3.22. Wyznaczenie całkowitego czasu trwania (Δt_{90}) przepływów niższych od średniego dla pojemności użytkowej zbiornika wynoszącej 90% objętości maksymalnej (Wisła, Puławy)

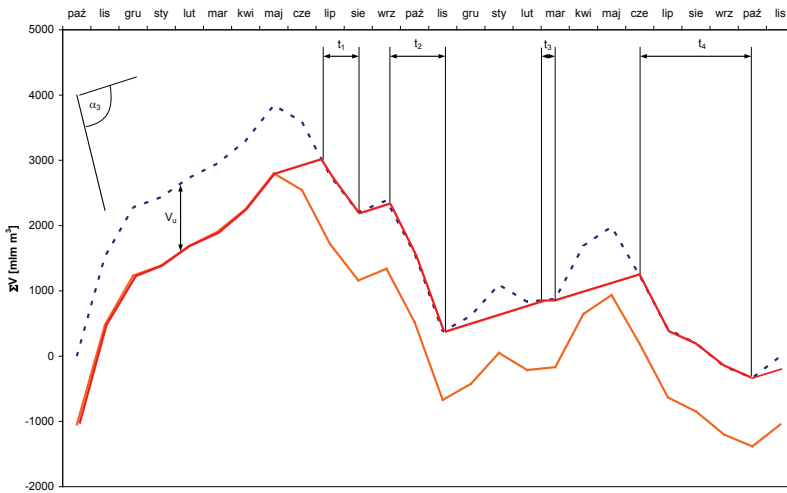
Metoda ekwidystant umożliwi również wyznaczenie czasu trwania deficytu wody dla poboru zmiennego w czasie. Sprowadza się to do uzmiennienia w czasie nachylenia prostej reprezentującego wymagany odpływ. Jakość wyniku uzyskanego przy użyciu opisywanej metody ekwidystant będzie uzależniona od dokładności wykresu krzywej sumowej (dane dzienne, dekadowe, miesięczne) oraz od szczegółowości prognozy zapotrzebowania na wodę. Schematyczny wykres zapotrzebowania na wodę dla różnych użytkowników pokazano na rys. 3.7.



Rys. 3.23. Wyznaczenie czasu trwania deficytu wody dla zapotrzebowania równego Q_{sr}



Rys. 3.24. Wyznaczenie czasu trwania deficytu wody dla zapotrzebowania mniejszego od Q_{sr}



Rys. 3.25. Wyznaczenie czasu trwania deficytu wody dla zapotrzebowania większego od Q_{sr}

Pytania do samodzielnego przemyślenia:

1. Jakie są ograniczenia stosowania metody ekwidystant do wyznaczenia pojemności użytkowej zbiornika?
2. Gdzie na wykresie ekwidystant można odnaleźć punkt, w którym część użytkowa zbiornika będzie całkowicie wypełniona/opróżniona?
3. Czy linia projektowanego odpływu zawsze będzie linią prostą?

Literatura

- [1] Bajkiewicz-Grabowska E., Magnuszewski A.: *Przewodnik do ćwiczeń z hydrologii ogólnej*, Warszawa: PWN 2002.
- [2] Chow V.T.: *Handbook of Applied Hydrology*, New York: McGraw-Hill 1964.
- [3] Cornell.edu *Variable Source Area Hydrology* (dostęp: listopad 2012).
- [4] Dziewoński Z.: *Zbiorniki rolnicze, część I. Skrypt nr 44*, Wrocław: WSR 1968.
- [5] EEA: *CORINE Land Cover raster data*, European Environmental Agency 2012.
- [6] Kolerski T., Kowalik M.: *Wyznaczenie odpływu ze zlewni niekontrolowanej Kanału Raduni podczas powodzi w 2001 r.*, Inżynieria Morska i Geotechnika, 1/2014, s. 3–13.
- [7] Kowalik M.: *Powódź w Gdańsku 2001 – zastosowanie metody SCS dla zlewni kanału Raduni*, praca magisterska, Wydział Budownictwa Lądowego i Inżynierii Środowiska, Katedra Hydrotechniki, Gdańsk: Politechnika Gdańska 2012.
- [8] Lambor J.: *Gospodarka wodna na zbiornikach retencyjnych*, Warszawa: Arkady 1962.
- [9] Mays L.W.: *Water Resources Engineering*, New York: John Wiley 2005.
- [10] Majewski W., Jasińska E., Kolerski T., Olszewski T.: *Zagrożenie powodziowe Gdańska oraz proponowane zabezpieczenia w świetle powodzi w lipcu 2001 r.*, Gospodarka Wodna, 7/2006.
- [11] Ozga-Zielińska M., Byczkowski J.: *Hydrologia stosowana*, Warszawa: Wyd. Naukowe PWN 1997.
- [12] Pociask-Karteczka J.: *Zlewnia. Właściwości i procesy*, wyd. 2 zm, Kraków: Wyd. UJ 2006.
- [13] Rodrigues-Iturbe I., Valdes J.B.: *The Geomorphological Structure of Hydrologic Response*, Water Resource Research, 1979, Vol. 15, No. 6.
- [14] Soczyńska U.: *Hydrologia dynamiczna*, Warszawa: PWN 1997.
- [15] Szymkiewicz R.: *Modelowanie matematyczne przepływów w rzekach i kanałach*, Warszawa: PWN 2000.
- [16] Szymkiewicz R., Gąsiorowski D.: *Podstawy hydrologii dynamicznej*, Warszawa: WNT 2010.
- [17] U.S. Department of Agriculture and Soil Conservation Service, *A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds*, Washington, DC: Tech. Paper 1973.