

Wyznaczanie odpływu ze zlewni niekontrolowanych Kanału Raduni podczas powodzi w 2001 r.

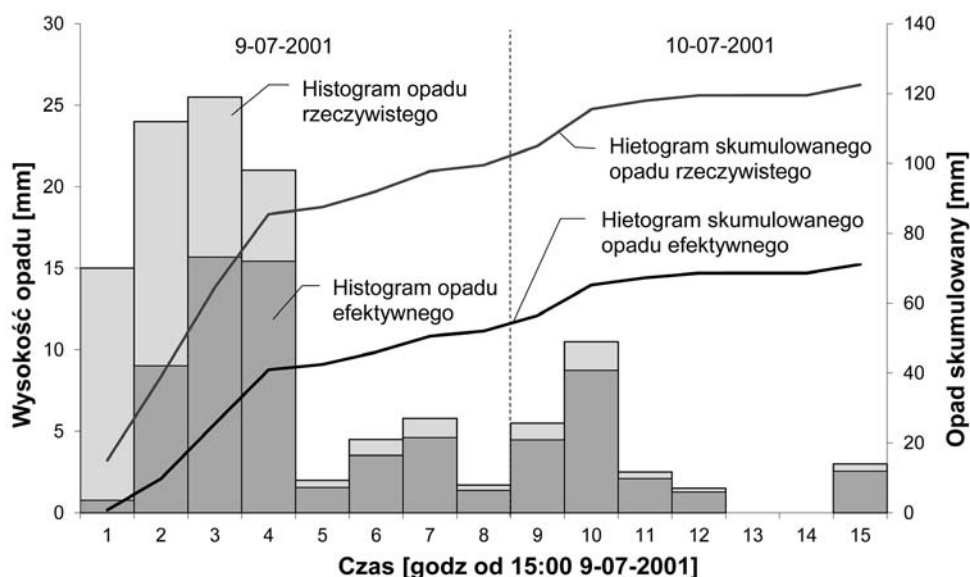
Dr inż. Tomasz Kolerski, mgr inż. Michał Kowalik
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

POWÓDŹ W GDAŃSKU 2001

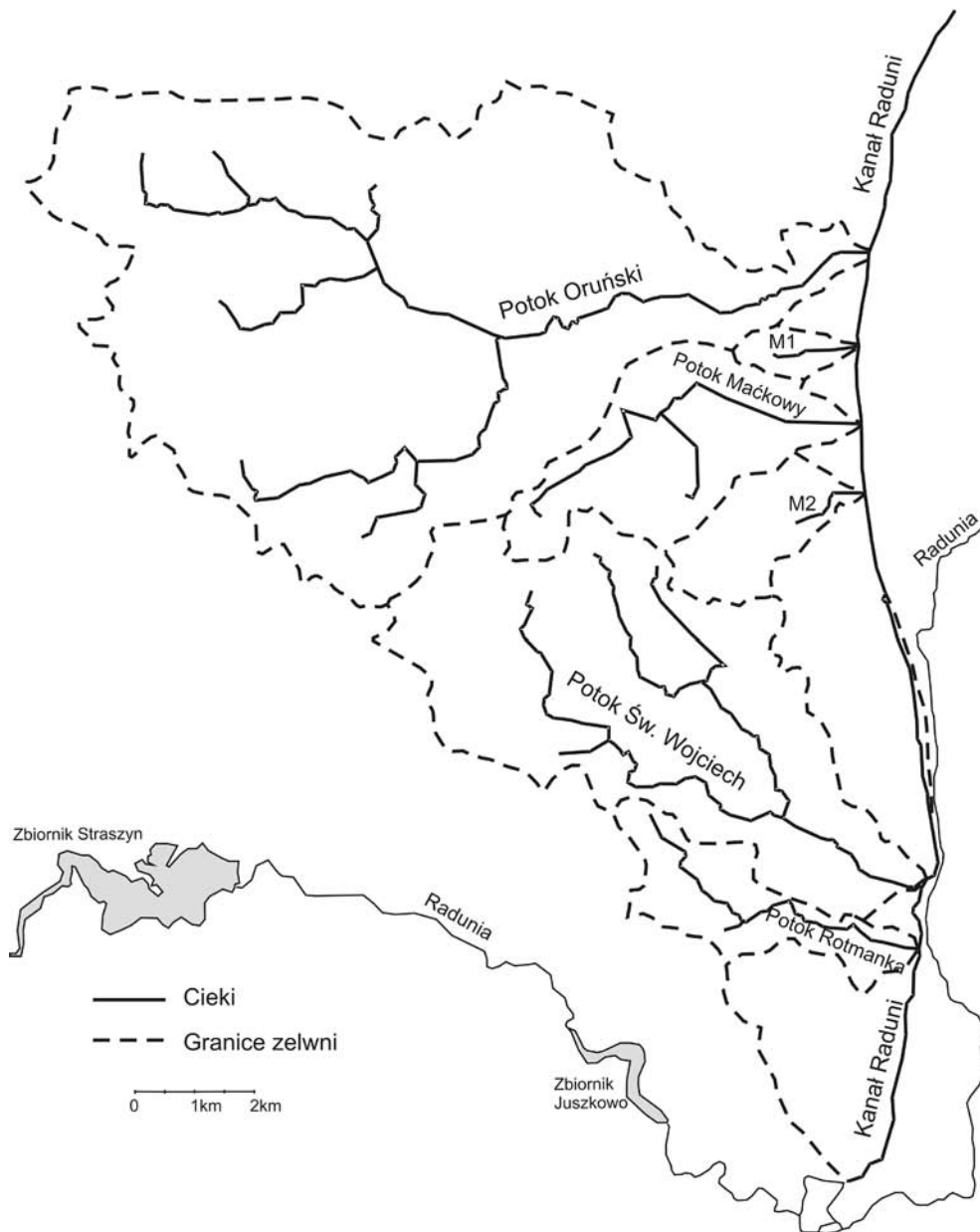
Zagadnienie odpływu ze zlewni niekontrolowanej jest problemem niejednoznacznym i trudnym do rozwiązania [8]. Ze względu na brak dostatecznego monitoringu rzek na terenie Polski wciąż dyskutuje się optymalny sposób określenia przepływu w rzekach na podstawie opadu. Wyznaczanie wysokości opadu efektywnego i hydrogramu odpływu ze zlewni niekontrolowanej będzie pokazane na przykładzie sytuacji z Gdańska, gdzie w lipcu 2001 r. miała miejsce katastrofalna powódź. Zlewnia Kanału Raduni została opomiarowana w ostatnich latach, lecz w czasie powodzi w lipcu 2001 roku nie miała żadnego wodowskazu. Powódź z 2001 r. była spowodowana deszczem nawalnym, którego maksimum było skoncentrowane nad tzw. Wysoczyzną Gdańską. Na obszarze Wysoczyzny Gdańskiej położona jest głównie zlewnia Kanału Raduni; tzw. Nowa Radunia to sztuczny ciek wybudowany w XIV w celu zaopatrzenia miasta w wodę. Poza niewielkimi modyfikacjami, wynikającymi z rozbudowy miasta na przestrzeni dziejów, Kanał pozostaje w niezmienionej formie do chwili obecnej. Główną i najbardziej istotną zmianą charakteru hydraulicznego przepływu w Kanale jest podział budowli na dwa niezależnie działające odcinki. Podczas budowy linii kolejowej łączącej Gdańsk z południem Polski przecięto Kanał i przepuszczono wodę syfonem umieszczonym pod torami kolejowymi. Spowodowało to podział Kanału na docinek miejski, poniżej syfonu, oraz odcinek położony powyżej syfonu, gdzie o warunkach hydraulicznych przepływu w korycie decyduje przepustowość syfonu (11 m³/s) oraz zrzutów do Optywu Motławy (obecnie dwa zrzuty: 12 i 6.2 m³/s, w 2001 r. jedynie 12 m³/s) i do Raduni (zrzut 13 m³/s, w 2001 r.

nieistniejący). W ostatnich latach zabudowa mieszkaniowa Gdańska przesunęła się w rejon zlewni Kanału Raduni, powodując tym samym zmianę jej naturalnej retencji. Konsekwencją zmniejszenia naturalnej retencji zlewni jest zwiększenie spływu powierzchniowego, co w przypadku opadu będzie powodowało przyspieszenie reakcji zlewni wywołujące gwałtowniejsze i wyższe wezbranie w stosunku do stanu sprzed urbanizacji tego terenu. W 2001 roku zarówno na dopływach, jak i na Kanale Raduni nie było żadnej stacji monitorującej ilość opadu. Deszczomierze umieszczone były na lotnisku Rębiechowo, Porcie Północnym oraz Świbnie. Najbliższy deszczomierz znajduje się na terenie Politechniki Gdańskiej, lecz nie spełnia on wszystkich wymogów, aby być traktowany jako element sieci monitorującej opad. Ze względu na skromną ilość materiału pomiarowego zarejestrowanego w lipcu 2001 r., zdecydowano o wykorzystaniu danych z deszczomierza Politechniki Gdańskiej w poniższym przykładzie obliczeniowym. Histogram opadu rzeczywistego nad Gdańskiem w dniach 9 i 10 lipca, zarejestrowanego przez deszczomierz Politechniki Gdańskiej pokazano na rys. 1.

Dnia 9 lipca 2001 r. 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 jego przepustowość i jedyne istniejącego wówczas zrzutu awaryjnego. Skutkiem tego było przelanie się wody ponad koronę obwałowania w pięciu miejscach i zalanie niżej położonych lewostronnych terenów. Dopływ do Kanału był określany w sposób pośredni na podstawie powierzchni zalanych obszarów i pomiaru natężenia deszczu z okolicznych stacji. W literaturze ocenia się maksymalną wielkość przepływu w Kanale Raduni jako około



Rys. 1. Histogram opadu i hietogram opadu skumulowanego dla Gdańska z 9 i 10 lipca 2001 r. (dane ze stacji Politechnika Gdańska) oraz wyliczony rozkład opadu efektywnego dla zlewni potoku Św. Wojciech



Rys. 2. Zlewnia Kanału Raduni powyżej syfonu pod torami kolejowymi (bez potoku Siedlickiego)

100 m³/s [3, 4]. 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. 2). Dodatkowo wody deszczowe mogą dopływać do Kanału Raduni ze zlewni bezpośrednich oraz mniejszych dopływów [4]. Można ocenić, że w ciągu pierwszych 4 godzin krytycznego opadu na zlewnie wszystkich potoków zasilających Kanał Raduni spadło około 80 ÷ 90 mm deszczu, wytwarzając opad efektywny przekraczający 40 mm (przykład dla potoku Św. Wojciech pokazano na rys. 1).

METODYKA

Natężenie przepływu w rzece jest ściśle powiązane z ilością opadu zasilającego jej zlewnię. Z tego względu, aby ustalić relację pomiędzy opadem a odpływem w rzece, należy dokładnie określić powierzchnię zlewni rzeki dla danego przekroju obli-

zeniowego. Zlewnia to obszar topograficzny, z powierzchni którego całość wód formujących spływ powierzchniowy jest odprowadzona poprzez jeden przekrój zamykający. Granica zlewni stanowi linia oddzielająca teren, z którego odpływ odbywa się w kierunku danego cieku od obszaru zasilającego inny cieki. Jeśli zlewnia nie jest usytuowana na terenie zurbanizowanym, to spływ powierzchniowy będzie formował się zgodnie z nachyleniem terenu. W tym przypadku do wytyczenia granicy 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. Może być to związane z obszarem administracyjnym lub innymi uwarunkowaniami lokalnymi, co należy uwzględnić w wyznaczeniu powierzchni zlewni. Trzeba przy tym pamiętać, że każdy kolektor ma własną zlewnię, której powierzchnię należy wytyczyć, a następnie dodać bądź odrzucić z powierzchni analizowanej zlewni.

W zlewniach niekontrolowanych, w celu prawidłowego ustalenia przepływu na długości ciekła 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, jej użytkowanie oraz występujące na niej gleby będzie decydowało o wielkości dopływu punktowego do ciekła głównego. Obszar przylegający do rzeki głównej nieobjęty zlewniami cząstkowymi tworzy tzw. przyrzecze. Inaczej rzecz ujmując, jest to obszar, z którego woda odprowadzana jest 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.

Opad efektywny stanowi część opadu całkowitego, która nie będzie retencjonowana na powierzchni ziemi ani nie będzie infiltrowana w głębsze warstwy wodonośne. Objętość wody, którą określa się mianem opadu efektywnego, jest transportowana w dół zlewni zgodnie z prawami fizyki. W przekroju zamykającym zlewnię opad efektywny będzie powodował 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, natomiast, jeśli ta sama zależność przedstawiona jest w postaci wykresu słupkowego wówczas nosi ona nazwę histogramu opadu (rys. 1). Różnica pomiędzy opadem rzeczywistym a opadem efektywnym to straty, które głównie uwzględniają infiltrację, natomiast w mniejszym stopniu intercepcję oraz retencję powierzchniową.

Wyznaczenie splywu powierzchniowego ze zlewni niekontrolowanej na skutek wystąpienia pojedynczego epizodu opadowego jest typowym zadaniem inżynierskim dla wielu zagadnień hydrologicznych, jak również przy projektowaniu obiektów hydrotechnicznych, lub innych zagadnieniach pokrewnych. Sprowadza się ono do transformacji opadu w odpływ w ramach zlewni i dla danej sytuacji meteorologicznej. Przy tak postawionym problemie dane wejściowe będzie stanowił rozkład opadu w czasie i przestrzeni nad analizowaną zlewnią. W przypadku braku szczegółowej informacji o rozkładzie przestrzennym opadu, można szacować splyw powierzchniowy na podstawie opadu jednostajnie rozłożonego nad powierzchnią zlewni. Sytuacja ta jest często spotykana w przypadku małych zlewni, gdzie brak jest wystarczającej infrastruktury pomiarowej do rejestracji opadu. Błąd powstający na skutek uśredniania opadu nad małą zlewnią nie będzie powodował znacznego niedoszacowania splywu powierzchniowego.

Wyznaczenie wysokości opadu efektywnego powstającego na skutek danej sytuacji meteorologicznej można dokonać na podstawie metody SCS (ang. *Soil Conservation Service*). Metodę tę opracowano w 1972 roku w Departamencie Rolnictwa i Ochrony Gleb [9] i zyskała sporą popularność ze względu na swoją prostotę oraz łatwość aplikowania w dowolnym obszarze przy stosunkowo niewielkiej liczbie danych wejściowych. W metodzie tej uzależniono wysokość opadu efektywnego od wysokości opadu rzeczywistego oraz od trzech podstawowych parametrów: użytkowania terenu zlewni, rodzaju gleb w zlewni oraz uwilgocenia zlewni. Wszystkie wymienione tu czynniki są stosunkowo łatwe do oszacowania bez wnikliwej analizy procesów zachodzących w ramach zlewni.

Informacje dotyczące użytkowania terenu mogą pochodzić z map topograficznych, ortofotomapy, mapy katastru lub planu zagospodarowania przestrzennego w sytuacji wykonywania prognoz. Na podstawie wymienionych źródeł opracowuje się układ przestrzenny użytkowania terenu. Metoda SCS szereguje poszczególne rodzaje zagospodarowania terenu w formie tabelarycznej. Tabele te opracowano pierwotnie do rodzajów użytkowania terenu spotykanego w Stanach Zjednoczonych. W momencie aplikacji metody do warunków krajowych tabele te podlegały odpowiedniej modyfikacji w celu odtworzenia specyfiki Polski [5]. W tabeli wymienia się rodzaj użytkowania terenu oraz przyporządkowany mu parametr CN (ang. *curve number*). Wartość parametru CN jest zmienna w zakresie od 0 do 100, gdzie obszary całkowicie nieprzepuszczalne przyjmują wartość 100, natomiast w miejscach o nieograniczonej chłonności wody $CN=0$. Oczywiście ograniczenia te są jedynie wartościami teoretycznymi i w rzeczywistości parametr CN waha się pomiędzy wartością 30 (łąka na glebach przepuszczalnych) a 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.

W sytuacji, gdy zlewnia nie jest całkowicie uszczelniona poprzez jej wybetonowanie czy wyasfaltowanie, rodzaj gleb będzie miał kluczowe znaczenie w procesie infiltracji. W metodzie SCS gleby kwalifikuje się do 4 grup przepuszczalności, które są określone na podstawie prędkości filtracji.

Ostatnim elementem brany pod uwagę przy wyznaczeniu wysokości opadu efektywnego jest informacja o sytuacji w zlewni w okresie poprzedzającym analizowany epizod. Autorzy metody SCS uznali, że zlewnia ma pamięć sięgającą 5 dni, a opad z tego okresu będzie decydował o stanie uwilgocenia gleb. Wyróżniono przy tym sezon wegetacyjny i pozawegetacyjny, w których to okresach wysokość opadu w różnym stopniu będzie wpływała na wilgotność zlewni. Wynika to z faktu, że w okresie wegetacyjnym rośliny pobierają część wody, wobec czego osiągnięcie wysokiego uwilgocenia gruntu będzie wywoływane przez wyższe opady. Stopień wilgotności zlewni jest czynnikiem decydującym o zmianie parametru CN .

Metoda SCS opiera się na twierdzeniu, 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 :

$$\frac{F(t)}{R} = \frac{P_e(t)}{P(t) - S_p} \quad (1)$$

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].

Skumulowany opad rzeczywisty w (1) jest daną wejściową znaną z założenia. Potencjalna retencja zlewni R jest wyliczana na podstawie parametru CN charakteryzującego zlewnie:

$$R = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \text{ [mm]} \quad (2)$$

Ponieważ formułę utworzono w USA, występująca we wzorze (2) wartość 25,4 ma na celu zamianę jednostek z cali na mi-

limetry. Po odpowiednim przekształceniu (1) można otrzymać wzór na skumulowany opad efektywny:

$$P_e(t) = \frac{(P(t) - S_p)^2}{P(t) - S_p + R} \quad [\text{mm}] \quad (3)$$

W liczniku równania znajduje się różnica skumulowanego opadu efektywnego $P(t)$ i strat początkowych S_p . Należy postawić warunek, w którym mówi się, że jeśli wysokość skumulowanego opadu rzeczywistego nie przekracza wysokości strat początkowych, wówczas opad efektywny nie wytworzy się. Straty początkowe stanowią tę część opadu, która podlega infiltracji, intercepcji oraz jest zatrzymywana w zagłębieniach terenowych i nie została ujęta w ramach skumulowanej infiltracji i oblicza się w następujący sposób:

$$S_p = \mu \cdot R \quad [\text{mm}] \quad (4)$$

gdzie:

$\mu = 0,075 \div 0,1$ – współczynnik wyznaczany w stosunku do przyjętego parametru CN [6].

GEOMORFOLOGICZNY HYDROGRAM JEDNOSTKOWY

W celu dokonania transformacji opadu efektywnego w odpływ ze zlewni można zastosować metodę hydrogramu jednostkowego [8]. Identyfikacja parametrów hydrogramu sprowadza się do analizy funkcji wejścia i wyjścia w czasie. Funkcje te można uzyskać jedynie na drodze pomiaru, co stanowi problem 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 (ang. *IGUH – Instantaneous Geomorphological Unit Hydrogram*). Założeniem tej metody jest powiązanie charakteru geomorfologicznego zlewni z wielkością odpływu generowanego z jednostkowego opadu efektywnego [7]. Opis geomorfologiczny zlewni można przeprowadzić na podstawie map topograficznych. Należy przy tym upewnić się, że zlewnia spełnia geomorfologiczne prawa sieci rzecznej Hortona.

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:

$$R_B = \frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^{M-1} \frac{N_i}{N_{i+1}} \quad (5)$$

gdzie:

M – najwyższy rząd cieków w ramach rozpatrywanej zlewni,
 N_i – liczba cieków rzędu i .

Mianem pojedynczego segmentu określa się odcinek rzeki danego rzędu od momentu jego utworzenia do miejsca, gdzie przechodzi w rząd wyższy lub jest dopływem cieków tego samego rzędu. Kolejnym wskaźnikiem jest wskaźnik długości cieków, który jest opisany przez następujące równanie:

$$R_L = \frac{1}{M-1} \left(\sum_{i=1}^{M-1} \frac{\bar{L}_{i+1}}{\bar{L}_i} \right) \quad (6)$$

gdzie:

\bar{L}_i – oznacza średnią długość cieków rzędu i .

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

$$R_A = \frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^{M-1} \frac{A_{i+1}}{A_i} \quad (7)$$

Komentarza wymaga wyznaczanie powierzchni zlewni rzędu i . Podobnie, jak w przypadku rzędowości cieków, dla zlewni obowiązuje taka sama zasada, w której mówi się, że zlewnia cieków danego rzędu na ten sam rząd [1]. W celu wyznaczania całkowitej powierzchni zlewni rzędu pierwszego należy jedynie ustalić sumaryczną powierzchnię wszystkich podzlewni, z których woda cięży bezpośrednio do cieków rzędu pierwszego. W przypadku ogólnym powierzchnię zlewni danego rzędu można opisać za pomocą następującego równania:

$$A_n = \left(\sum_{i=1}^{N_1} A_1 + \sum_{i=1}^{N_2} A_2 + \dots + \sum_{i=1}^{N_{n-1}} A_{n-1} \right) + \left(\sum_{i=1}^{N_{02}} A_{02} + \sum_{i=1}^{N_{03}} A_{03} + \dots + \sum_{i=1}^{N_{0n}} A_{0n} \right) \quad (8)$$

gdzie:

N_n – liczba podzlewni rzędu n ,

N_{0n} – liczba zlewni bezpośrednich cieków rzędu n .

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

Hydrogram geomorfologiczny jest specyficznym rodzajem hydrogramu jednostkowego o kształcie trójkątnym. Wynika z tego, że do jego wyznaczenia jest niezbędna znajomość współrzędnych trzech punktów opisujących ten hydrogram. Chodzi tu o wysokość i czas wystąpienia kulminacji oraz czas podstawy hydrogramu, czyli jak długo stan wody będzie utrzymywał się powyżej wielkości bazowej (rys. 3). Wysokość kulminacji h_p , w metodzie hydrogramu jednostkowego opisują się jednostką $(\text{h})^{-1}$ i wyznacza się na podstawie równania:

$$h_p = 1,31 R_L^{0,43} \frac{v}{L_0} \quad [\text{h}^{-1}] \quad (9)$$

gdzie:

v – prędkość wody $[\text{m/s}]$,

L_0 – długość cieków głównego $[\text{km}]$.

Na osi czasu należy określić moment, w którym wystąpi kulminacja t_p oraz czas trwania wezbrania, czyli czas podstawy hydrogramu t_b . Wielkości te w metodzie hydrogramu geomorfologicznego opisuje się następującymi równaniami:

$$t_p = 0,44 \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0,55} R_L^{-0,38} \frac{L_0}{v} \quad [\text{h}] \quad (10)$$

$$t_b = \frac{2}{h_p} \quad [\text{h}] \quad (11)$$

W równaniu (9) i (10) występuje prędkość wody, którą wyznacza się na podstawie modelu fali kinematycznej:

$$v = 0,665 \frac{S^{0,5}}{nb^{2/3}} (0,1 \cdot I_e \cdot A_n)^{0,4} \quad [\text{m/s}] \quad (12)$$

gdzie:

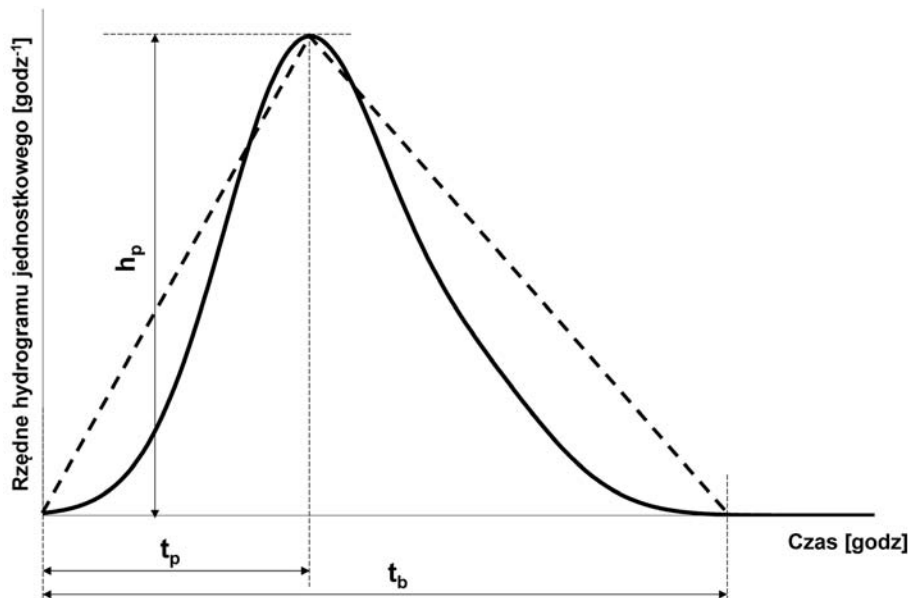
I_e – natężenie opadu efektywnego $[\text{mm/h}]$,

A_n – powierzchnia zlewni najwyższego rzędu $[\text{km}^2]$,

S – spadek podłużny cieków głównych $[-]$,

n – współczynnik szorstkości cieków głównych według Manninga,

b – szerokość cieków przy ujściu $[\text{m}]$.



Rys. 3. Schemat pojedynczego geomorfologicznego hydrogramu jednostkowego

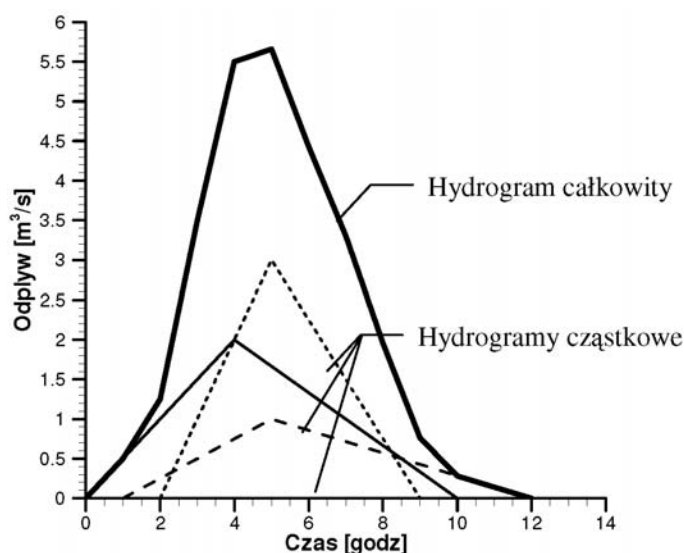
Tak wyznaczone współrzędne hydrogramu jednostkowego należy następnie odnieść do natężenia opadu efektywnego i całkowitej powierzchni zlewni. Po uwzględnieniu efektu skali ostateczne natężenie przepływu spływu powierzchniowego w przekroju zamykającym zlewnię można opisać za pomocą równania:

$$Q = h_p I_e \frac{A_n 10^3}{3600} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (13)$$

Występujące w (13) natężenie opadu efektywnego jest średnią wartością w jednostce czasu. Oznacza to, że przedstawiona procedura będzie prowadziła do ustalenia pojedynczego hydrogramu, który będzie reakcją zlewni na opad o stałym natężeniu w czasie. Najczęściej jednostką czasu jest tu godzina, wobec czego, gdy dane wejściowe są w rozdzielczości godzinowej, wyznaczenie hydrogramu odpływu ze zlewni niekontrolowanej będzie wymagało powtórzenia procedury dla wszystkich godzin, w których opad efektywny wystąpi, a następnie, w celu określenia całkowitego hydrogramu odpływu ze zlewni, należy sumować wartości przepływu w kolejnych hydrogramach (rys. 4).

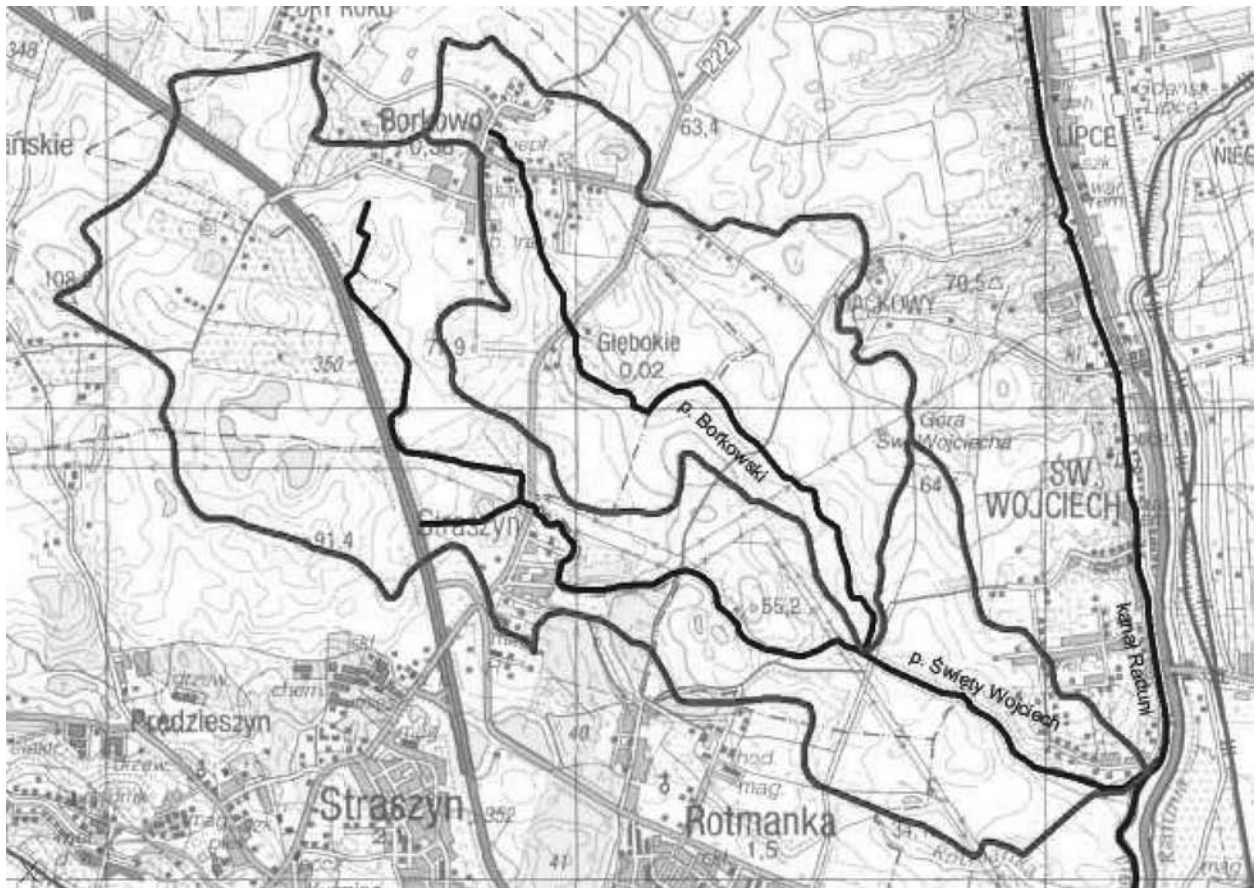
WYNIKI OBLICZEŃ

Obliczenie opadu efektywnego przeprowadzono na podstawie sposobu użytkowania oraz gleb występujących w poszczególnych zlewniach. Dane uzyskano z materiałów Wojewódzkiego Zasobu Geodezyjnego i Kartograficznego Województwa Pomorskiego. W artykule pokazano przykładowe wyniki dla tylko jednego z głównych dopływów Kanału Raduni, tj. potoku Święty Wojciech (powierzchnia zlewni $A = 7,5$ [km²]; długość potoku od źródła do ujścia do Kanału Raduni $L = 5,5$ [km]; średni spadek podłużny koryta $S = 0,0124$ [-]). Na pozostałych potokach obliczenia przeprowadzono w sposób analogiczny. Granicę zlewni potoku Święty Wojciech wraz ze zlewnią głównego dopływu, potoku Borkowskiego, wyznaczoną na podstawie rzeźby terenu oraz zlewni kolektorów deszczowych przedstawiono na rys. 5. Podział na rodzaje użytkowania gruntu oraz rodzaje

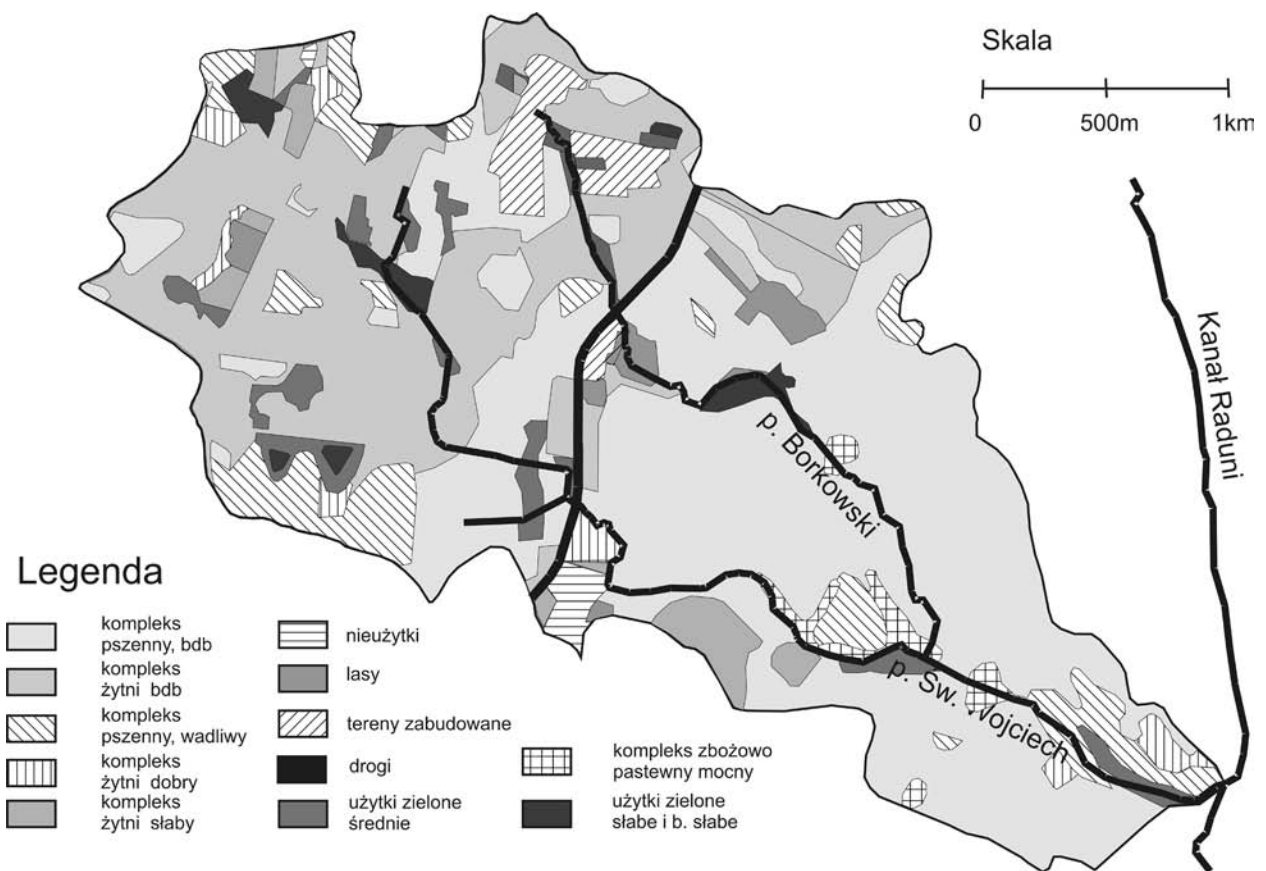


Rys. 4. Hydrogram całkowity odpływu ze zlewni na skutek 3 godzinnej epizodu opadowego

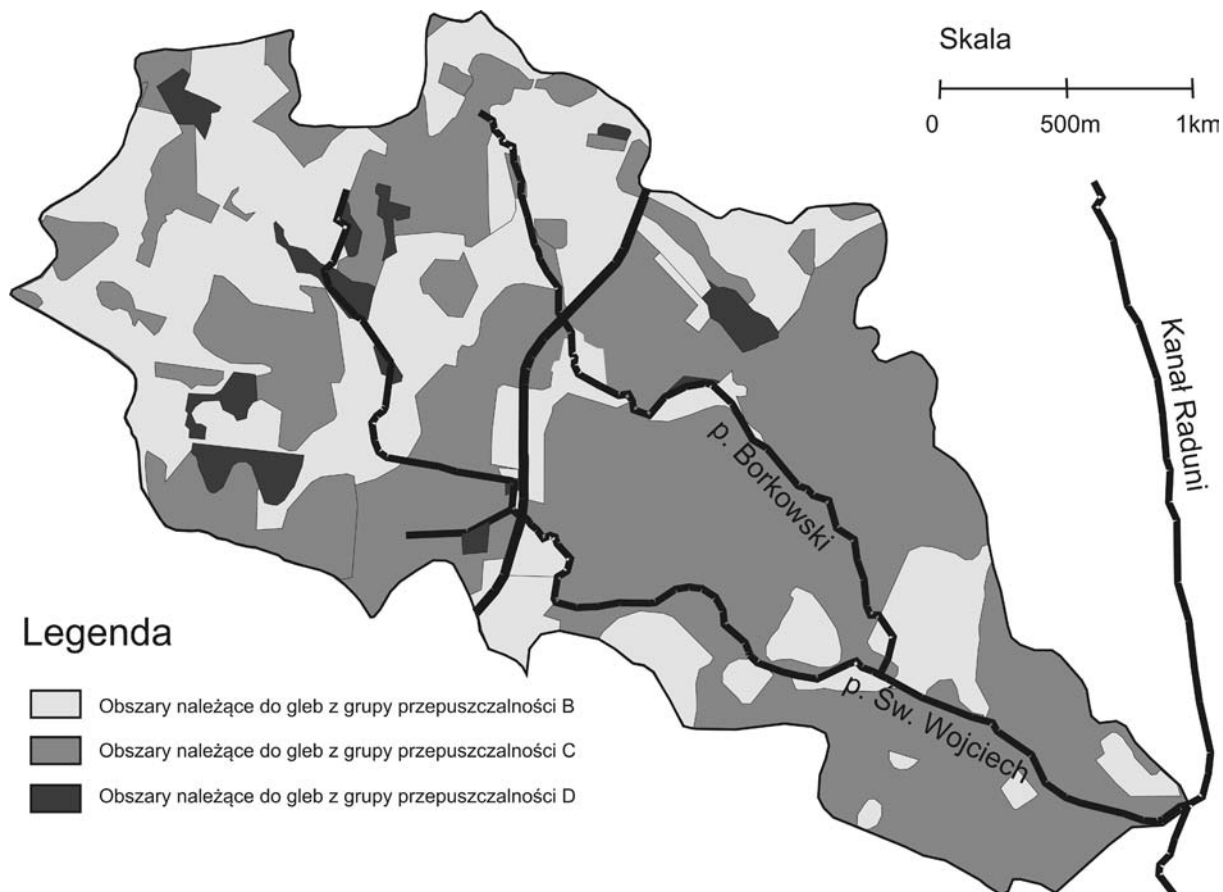
gleb w zlewni potoku Święty Wojciech ilustrują odpowiednio: rys. 6 i 7. Na podstawie map glebowych uzyskanych w Wojewódzkim Ośrodku Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej oraz na podstawie metodyki opisanej powyżej określono dla zlewni potoku Święty Wojciech parametr $CN = 78$. Hietogram skumulowanego opadu efektywnego dla całego epizodu opadowego przedstawiono na rys.1. Hydrogram odpływu ze zlewni potoku Święty Wojciech wyznaczony metodą geomorfologicznego hydrogramu jednostkowego przedstawiono rys. 8. Pogrubiona linia wyznacza natężenie odpływu w ujściu potoku do Kanału Raduni podczas powodzi w 2001 roku. Do obliczeń wykorzystano następujące parametry zlewni: wskaźnik bifurkacji $R_B = 2,0$ [-]; wskaźnik długości cieków $R_L = 1,05$ [-] oraz wskaźnik powierzchni zlewni $R_A = 1,25$ [-]. Zestawienie wyników dopływu do Kanału Raduni ze zlewni wszystkich potoków pokazano na rys. 9.



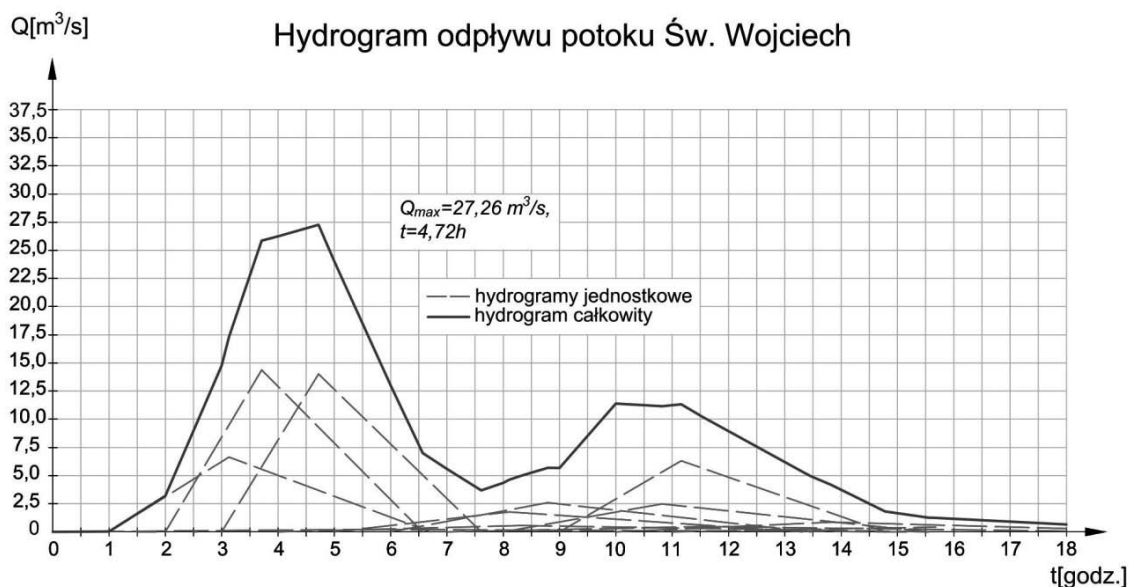
Rys. 5. Granica zlewni potoku Święty Wojciech z zaznaczonymi podzlewniami (podkład mapowy przedstawia sytuację z 2001 r.)



Rys. 6. Podział zlewni potoku Święty Wojciech ze względu na zagospodarowanie (stan na rok 2001)



Rys. 7. Podział zlewni potoku Święty Wojciech ze względu na przepuszczalność gleb

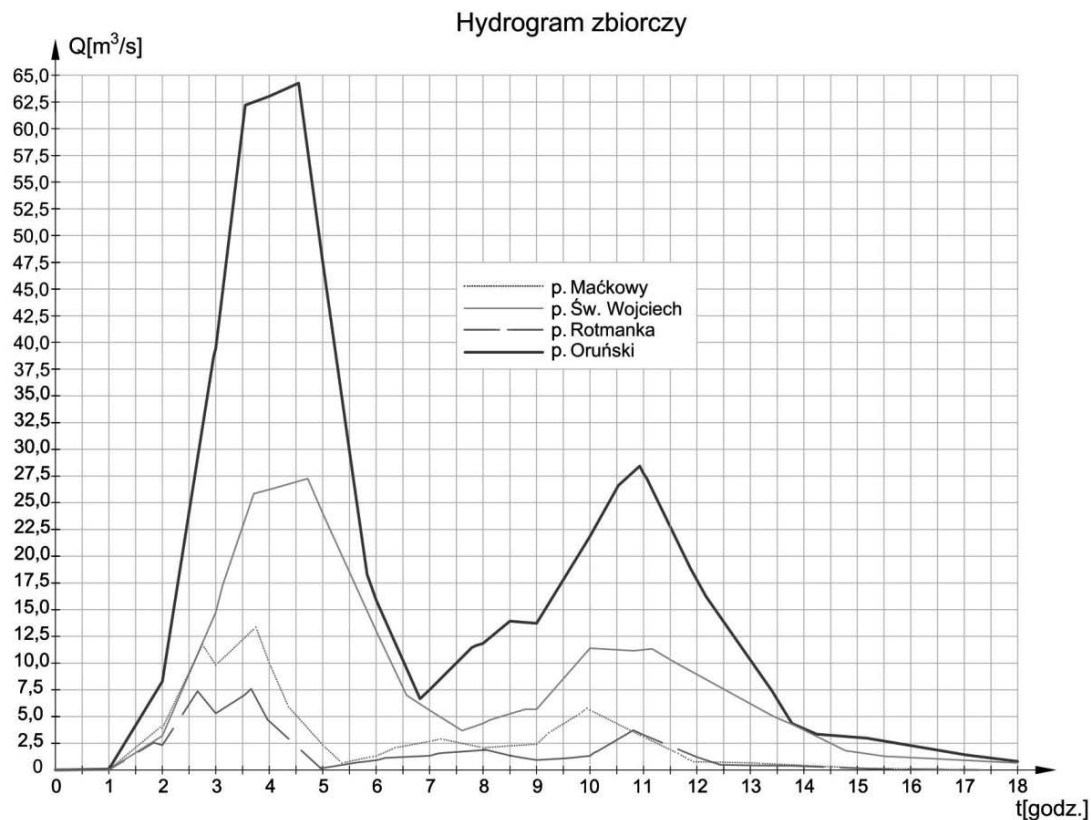


Rys. 8. Hydrogram odpływu z potoku Święty Wojciech 9 i 10 lipca 2001 roku

PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Artykuł miał za zadanie wskazać na możliwość wykorzystania stosunkowo prostej formuły do oszacowania odpływu ze zlewni niekontrolowanej. Przy dokładnym odtworzeniu użytkowania terenu oraz gleb zalegających w zlewni zaproponowana meto-

da daje satysfakcjonujące wyniki. Sumując maksima fal wezbraniowych dopływów Kanału Raduni, otrzymujemy wartość 112,5 m³/s, co jest wynikiem zbliżonym do oszacowań [3], [4] opracowanych na podstawie obszaru zalanego w 2001 r. Kulminacje nie występują w tym samym czasie i są rozłożone na około dziesięciokilometrowym odcinku kanału. Mimo to, wynik daje orientacyjną wartość natężenia przepływu, która dotarła do



Rys. 9. Hydrogramy dopływu do Kanału Raduni z prawostronnych dopływów w dniach 9 i 10 lipca 2001 roku

Kanału Raduni podczas powodzi w szczytowym jej momencie, co wskazuje na dużą wiarygodność metody zaadoptowanej do obszaru Gdańska.

W przypadku dostępu do nowszych danych, w bardzo łatwy sposób można dokonywać korekty do sytuacji bieżącej. Jest to w sprzeczności do tak zwanych metod czarnoskrzynkowych, gdzie użytkownik nie ma wglądu w proces obliczeniowy. W metodzie SCS i geomorfologicznego hydrogramu jednostkowego praktycznie każdy użytkownik mający dostęp do danych opadowych oraz użytkownika terenu może przy odpowiednim nakładzie czasowym dokonać przeliczenia odpływu ze zlewni niekontrolowanej.

Z drugiej strony, proponowana metoda jest metodą bardziej kompleksową i ujmującą więcej parametrów od często stosowanych metod uproszczonych, takich jak: metoda stałych natężeń deszczu, metoda Błaszczyka czy metoda Lambora [4]. Stwarza to większy komfort dla projektanta, ponieważ nie musi on opisywać całej zlewni za pomocą kilku, niekoniecznie właściwie dobranych współczynników. Metoda SCS opiera się wyłącznie na danych wejściowych (opad, użytkowanie zlewni, gleby) i nie wymaga kalibracji, co pozwala na eliminację błędów ludzkich i w konsekwencji złej interpretacji zjawiska. W proponowanej metodzie hydrogramu geomorfologicznego wykorzystuje się wielkości opisujące zlewnie (powierzchnia zlewni, długość cieków). Jedynym parametrem kalibracyjnym, który może powodować przeszacowanie lub niedoszacowanie wyników jest stosowany do określenia prędkości wody współczynnik szorstkości Manninga. Powszechne wykorzystanie tego współczynnika w obliczeniach hydraulicznych pozwala oczekiwać, że użytkownik zastosuje prawidłową wartość.

LITERATURA

1. Chow V. T.: Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill, New York 1964.
2. Kowalik M., Powódź w Gdańsku 2001 – zastosowanie metody SCS dla zlewni kanału Raduni. Praca magisterska, Politechnika Gdańska, 2012.
3. Majewski W., Jasińska E., Kolarski T., Olszewski T.: Zagrożenia powodziowe Gdańska oraz proponowane zabezpieczenia w świetle powodzi w lipcu 2001 r. Gospodarka Wodna, nr 7/2006, str. 260-267.
4. Nather M., Górecka M., Doliński P., Pieńkowska T.: Program inwestycyjny zabezpieczenia przeciwpowodziowego miasta Gdańska od wód zlewni Kanału Raduni. Gdańskie Melioracje, Gdańsk 2002.
5. Ozga Zielińska M., Byczkowski J.: Hydrologia stosowana. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1997.
6. Pociask-Karteczka J.: Zlewnia. Właściwości i procesy. Wyd. 2 zm. Wyd. Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków 2006.
7. Rodrigues-Iturbe I., Valdes J. B.: The Geomorphological Structure of Hydrologic Response. Water Resource Research, Vol. 15, No. 6, 1979.
8. Szymkiewicz R., Gąsiorowski D., Podstawy hydrologii dynamicznej. WNT, Warszawa 2010.
9. U.S. Department of Agriculture and Soil Conservation Service, A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds. Tech. Paper, Washington, DC, 1973.