

## HYDROMETEOROLOGICZNE ASPEKTY WYMIAROWANIA URZĄDZEŃ DO RETENCJI WÓD OPADOWYCH Z TERENÓW ZURBANIZOWANYCH

*Stanisław Krzanowski, Andrzej Wałęga*

Zakład Gospodarki Wodnej i Ochrony Wód  
Akademia Rolnicza im. Hugona Kołłątaja w Krakowie  
Al. Mickiewicza 24/28,30-059 Kraków  
e-mail: rmkzrano@cyf-kr.edu.pl

**Streszczenie.** W pracy dokonano porównania wyników symulacji hydrogramu odpływu wykorzystując model zlewni w postaci pojedynczego i podwójnego zbiornika liniowego. Obliczenia przeprowadzono dla zlewni zurbanizowanej o powierzchni  $0,45 \text{ km}^2$  zlokalizowanej w Krakowie-Bieżanowie. Jako podstawowy parametr wejściowy przyjęto wysokość opadu deszczu ze stacji UJ Ogród Botaniczny w Krakowie zanotowaną dnia 9.09.1963 r. w czasie trwania 120 min równą 99 mm. Dodatkowo wykonano obliczenia dla opadu o prawdopodobieństwie 1% i czasie trwania 90 min ustalonego w oparciu o równanie Bogdanowicz-Stachy. Z przebiegu hydrogramu wynika, że odpływ w przypadku modelu zlewni w postaci dwóch zbiorników liniowych uzyskuje kulminację po 30 min, a  $Q_{max}$  (maksymalna objętość przepływu) osiąga wartość  $5,35 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Stwierdzono, że kulminacja odpływu dla modelu zlewni jako pojedynczego zbiornika liniowego wystąpiła po 10 min trwania zjawiska i wyniosła  $Q_{max} = 1,82 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

**Słowa kluczowe:** Hydrogram odpływu, wody opadowe, retencja

### WSTĘP

Znaczenie obliczeń hydrologicznych dla prawidłowego zwymiarowania zaprojektowanych urządzeń do odprowadzania, retencji i oczyszczania wód opadowych wynika z bardzo dużej zmienności ich odpływu w czasie z uszczelnionych powierzchni rozpatrywanej zlewni, a także probabilistycznego pojawienia się opadów deszczu i związanego z nimi spływu kanalizacją. Czynniki te wymuszają potrzebę odmiennego od stosowanego dotychczas podejścia do wymiarowania urządzeń służących do retencji i oczyszczania spływów deszczowych z terenów przekształconych antropogenicznie.

Coraz powszechniej do opisu przebiegu zjawiska odpływu wód opadowych wykorzystuje się modele matematyczne, dzięki którym można określać związki przyczynowo-skutkowe między zachodzącymi zjawiskami umożliwiając tym samym ich właściwą ocenę (Buřill 1984, Osmuska-Mróż 1984, Zawilski 1997).

Celem pracy jest wykazanie przydatności modelu opad-odpływ do symulowania wielkości odpływu z niekontrolowanej zlewni zurbanizowanej dla projektowania obiektów do retencji i infiltracji wód opadowych do gruntu.

#### DOTYCHCZASOWE SPOSOBY USTALANIA NATĘŻENIA DESZCZU MIARODAJNEGO I OBJĘTOŚCI ODPŁYWU WÓD OPADOWYCH

Dotychczas najczęściej do ustalenia miarodajnej ilości spływów opadowych ze zlewni zurbanizowanej stosowano formułę racjonalną (Błaszczuk i in. 1974, Edel 2000, Geiger, Dreseitl 1999, Zasady ... 1990):

$$Q = q_m \cdot \Psi \cdot \varphi \cdot A \cdot 10^{-3} \quad (\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}) \quad (1)$$

gdzie:  $q_m$  – natężenie deszczu miarodajnego ( $\text{dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$ ),  
 $\Psi$  – współczynnik spływu (–),  
 $\varphi$  – współczynnik opóźnienia odpływu (–),  
 $A$  – powierzchnia zlewni (ha).

Jest to formuła oparta na tzw. opadzie blokowym deszczu o stałym natężeniu dla zadanego czasu trwania i częstości pojawienia się. W praktyce projektowania systemów odwodnienia, właściwe określenie deszczów miarodajnych sprawia zwykle duże problemy. Praktycznie prawidłowe przyjęcie deszczów miarodajnych dla projektowania systemów odwodnienia wymaga określenia natężeń deszczów nawalnych dla zadanej lokalizacji oraz poznania częstości i czasów trwania ich występowania. Jest to możliwe jedynie na bazie wieloletniego ciągu obserwacji pluwiograficznych oraz jego gruntownego opracowania statystycznego (Licznar i in. 2005). Według wytycznych niemieckich (Geiger, Dreseitl 1999) ciąg obserwacyjny opadów powinien wynosić co najmniej 20 lat. W przypadku braku takich informacji natężenie deszczu miarodajnego jest określane na podstawie formuł empirycznych.

Dotychczas do wymiarowania kanalizacji deszczowej na terenie Polski powszechnie stosowaną jest formuła Błaszczuka (Błaszczuk i in. 1974), w której natężenie opadu uzależnione jest od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu w zależności od średniej rocznej wysokości opadu oraz czasu jego trwania.

Na podkreślenie zasługuje również opracowana przez Chomicza klasyfikacja ulew i deszczów nawalnych wraz z formułami służącymi do określania największych wydajności deszczów nawalnych w funkcji czasu ich trwania (Chomicz

1951, 1952). Wytyczne niemieckie (ATV 1990) odnośnie wymiarowania urządzeń służących do retencji i infiltracji wód opadowych do gruntu jako podstawę do ustalenia objętości spływu zalecają formułę Reinholda dla deszczu piętnastominutowego ( $q_{15}$ ), wraz z równaniem wiążącym natężenie deszczu  $q_{15}$  z innymi deszczami o odmiennych czasach trwania i prawdopodobieństwach przekroczenia:

$$q = q_{15} \frac{38}{t+9} \left( \frac{1}{\sqrt[4]{n}} - 0,369 \right) \quad (\text{dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}) \quad (2)$$

gdzie:  $q_{15}$  – natężenie deszczu 15-minutowego o prawdopodobieństwie  $p = 100\%$ ,  
 $t$  – czas trwania deszczu (min),  
 $n = 1/c$  – prawdopodobieństwo pojawienia się deszczu wyrażone liczbą dziesiętną, a  $c$  oznacza liczbę lat pojawienia się deszczu o natężeniu  $q_{15}$  lub większym.

W 1998 roku opracowano w Instytucie Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Warszawie system obliczania maksymalnych opadów prawdopodobnych, według zależności (Bogdanowicz, Stachy 1998):

$$P_{\max(t,p)} = 1,42 \cdot t_d^{0,33} + \alpha(-\ln p)^{0,548} \quad (\text{mm}) \quad (3)$$

gdzie:  $t_d$  – czas trwania deszczu (min),  
 $p$  – prawdopodobieństwo (–),  
 $\alpha$  – parametr położenia i skali (mm).

Według badań przeprowadzonych przez Krzanowskiego i Wałęgę (2004) oraz Licznara i in. (2005) wyniki natężenia opadu uzyskane z metody opracowanej przez Bogdanowicz i Stachy'ego dla krótkich czasów trwania i niskich prawdopodobieństw są wyższe od uzyskanych z powszechnie stosowanych formuł, a zatem ich wykorzystanie do wymiarowania kanalizacji deszczowej daje większą pewność jej niezawodnego działania w przypadku ekstremalnych zjawisk pogodowych.

Wyznaczenie maksymalnego przepływu wód opadowych w badanym przekroju kanału można wyliczyć metodą natężeń granicznych (Błaszczuk i in. 1974, Edel 2000). Podstawą tej metody jest założenie o równości prawdopodobieństw opadu atmosferycznego i odpływu. W metodzie tej należy dla każdego punktu sieci ustalić miarodajny deszcz i jego parametry: czas trwania i natężenie. Ponieważ czas trwania deszczu przyjmuje się równy czasowi przepływu od początku kanału do rozpatrywanego przekroju, zwiększonemu o czas dopływu do kanału i czas retencji kanałowej, konieczne jest dla każdego punktu sieci (węzłów) obliczenie tych wielkości. Wielkości obliczone w węzłach są miarodajne dla całego odcinka powyżej aż do punktu następnego.

Obecnie uznaje się, że takie podejście przy określaniu maksymalnych objętości przepływu wód opadowych jest uproszczeniem mogącym prowadzić do błędów i nieprawidłowych warunków eksploatacji sieci kanalizacyjnej, między innymi z powodu nie uwzględniania zmiennego charakteru przepływu tych wód. Oprócz  $Q_{max}$ , potrzebne są dodatkowe charakterystyki zjawiska odpływu przy projektowaniu kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych oraz otwartych odcinków kanałów deszczowych, gdzie odpływ z terenów zurbanizowanych łączy się z odpływem z obszarów nie przekształconych antropogenicznie. Potrzebne są one również do określania ładunków i stężeń zanieczyszczeń w ściekach opadowych, na które wymiaruje się urządzenia do ich oczyszczania. Nowe podejście do ustalania objętości przepływu wód opadowych polega na zastosowaniu modeli relacji opad-odpływ, jako narzędzia transformacji opadów prawdopodobnych w odpływy o tym samym czasie powtarzalności. Zastosowanie modeli matematycznych pozwala ponadto na symulację pełnych hydrogramów, których maksimum stanowi poszukiwaną wartość przepływu prawdopodobnego. Uzyskujemy w ten sposób pełniejszą informację obejmującą poza kulminacją, także objętość, czas trwania oraz kształt hydrogramu. Wyznaczenie hydrogramu przepływu w przekroju zamkniętym zlewnię jest zagadnieniem skomplikowanym i obwarowanym wieloma wstępnymi założeniami. W większości przypadków w małych zlewniach odpływ gruntowy w całkowitym odpływie jest niewielki, a zatem zagadnienie sprowadza się przeważnie do modelowania odpływu powierzchniowego w okresie występowania dużych opadów deszczu (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997).

#### OPIS ZLEWNI DOŚWIADCZALNEJ

Zlewnia dla której dokonano symulacji odpływu wód opadowych zlokalizowana jest w Krakowie-Bieżanowie. Jest to zlewnia o całkowitej powierzchni 45 ha i zróżnicowanym sposobie zagospodarowania. Na podstawie wizji terenu i podkładów kartograficznych wydzielono dwie, różne pod względem sposobu formowania się odpływu zlewnie cząstkowe: przepuszczalną (użytkowaną przeważnie jako łąka i nieużytki pokryte roślinnością trawiastą i krzakami) oraz nieprzepuszczalną (tereny komunikacyjne – ulica Półnki i Złocieniowa, kolejowe oraz mieszkalne). Powierzchnia terenów przepuszczalnych wynosi 38,7 ha, a nieprzepuszczalnych 6,305 ha. Obszar zlewni pokryty jest mało przepuszczalnymi glebami gliniastymi, średni spadek zlewni wynosi 1,07%.

Analizowana zlewnia została odwodniona poprzez oddanie do użytku w 2000 r. zbiornika retencyjno-infiltracyjnego pełniącego dodatkowo rolę terenowej oczyszczalni śpływów opadowych. Jest to obiekt zlokalizowany na nieużytkach należących do PKP Kraków-Bieżanów. Powierzchnia zbiornika wynosi 1605 m<sup>2</sup>, a pojemność wyliczona dla opadu o wysokości 99 mm i czasie trwania 2 godz.

wynosi 1951 m<sup>3</sup>. Przyczyną lokalizacji stawu na tym terenie było w przypadku większych opadów deszczu okresowe zalewanie jezdni pod wiaduktem wzdłuż ulicy Półłanki, co powodowało ograniczenie lub całkowitą przerwę w komunikacji, gdyż obniżenie terenu czyniło ten obszar bezodpływowym (Krzanowski, Radecki-Pawlik 1998). Ostatnio taki przypadek zdarzył się w lipcu 1997 roku, gdy nawalny opad deszczu spowodował przerwę w komunikacji w wyniku wystąpienia wody na powierzchnię jezdni o wysokości warstwy około 80 cm. Ponadto spływy opadowe w czasie ulewnych opadów deszczu zostają dodatkowo wzbogacone w różne substancje, które nagromadziły się w okresie pogody bezopadowej na powierzchni zlewni. Ten problem dotyczy zwłaszcza terenów komunikacyjnych o dużym obciążeniu ruchem. Prowadzi to w konsekwencji do znacznego zanieczyszczenia odbiorników tych spływów.

#### OPIS STRUKTURY ZASTOSOWANYCH MODELI

W niniejszym artykule określono hydrogramy odpływu wód opadowych ze zlewni zurbanizowanej dla dwóch modeli konceptualnych: w postaci dwóch zbiorników liniowych, podanego w pracy (P'ug, Wisner 1982) oraz pojedynczego zbiornika liniowego opracowanego przez Instytut Kształtowania Środowiska w Warszawie (Bielawski 1983, Osmulska-Mróż 1984).

W pierwszym modelu parametry są identyfikowane na podstawie wzorów empirycznych i pomiarów charakterystyk fizycznych analizowanego obszaru. Podstawą do ustalenia kształtu hydrogramu odpływu jest oszacowanie opadu efektywnego. Opad ten wyznaczono na podstawie metody SCS, opracowanej w Stanach Zjednoczonych przez Służbę Ochrony Gleb (Soil Conservation Service). W metodzie tej opad efektywny uzależniono od:

- rodzaju gleb pokrywających obszar zlewni,
- sposobu użytkowania terenu zlewni,
- początkowego stanu wilgotnościowego gleb w zlewni

i ujęto w postaci bezwymiarowego parametru *CN*. Wartości *CN* można znaleźć w pracy (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997).

Struktura modelu transformacji opadu efektywnego w odpływ powierzchniowy została przyjęta w postaci dwóch zbiorników liniowych połączonych równolegle (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997). Pierwszy ze zbiorników zasilany jest opadem efektywnym ze zlewni niezurbanizowanej. Na podstawie dostępnej dokumentacji kartograficznej i zagospodarowania przestrzennego badanego obszaru stwierdzono, że obszary niezurbanizowane użytkowane są głównie jako łąki na gruntach należących do kategorii D (gleb o małej przepuszczalności). Przyjęto

wartość  $CN = 78$ , a po uwzględnieniu początkowego nawilżenia zlewni skorygowano ją do  $CN' = 60$  (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997). Potencjalną retencję zlewni wyznaczono ze wzoru:

$$R = 254 \left( \frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (\text{mm}) \quad (4)$$

Po podstawieniu do wzoru (4) wartości  $CN' = 60$  uzyskano  $R = 169,3$  mm. Straty początkowe określone z zależności:

$$S_p = \mu R \quad (\text{mm}) \quad (5)$$

gdzie:  $\mu$  – parametr zależny od wartości  $CN$  (według Ozgi-Zielińskiej i Brzezińskiego (1997) dla  $CN' = 60$  wartość  $\mu = 0,075$ ), wyniosły 12,7 mm.

Skumulowany opad efektywny  $P_e(t)$  (mm) określono z zależności:

$$P_e(t) = \begin{cases} \frac{[P(t) - S_p]^2}{P(t) - S_p + R} & \text{dla } P(t) > S_p \\ 0 & \text{dla } P(t) \leq S_p \end{cases} \quad (6)$$

gdzie:  $P(t)$  – skumulowany opad całkowity (mm).

Jako wejście do modelu przyjęto średnie natężenie opadu efektywnego  $I_e$  w kolejnych  $i$ -tych przedziałach czasowych  $\Delta t$  ze wzoru:

$$I_e(i) = \frac{P_e(i\Delta t) - P_e[(i-1)\Delta t]}{\Delta t} \quad (\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}) \quad (7)$$

gdzie:  $\Delta t$  – przyjęty krok czasowy (h),

$P_e(t)$  – skumulowany opad efektywny (mm),

$i$  – indeks kolejnych przedziałów czasowych  $\Delta t$ ,  $i = 1, 2, \dots$

W przypadku terenów o powierzchni nieprzepuszczalnej, docierający na ich powierzchnię opad całkowity początkowo wypełnia retencję powierzchniową  $d_B$  tych obszarów, a reszta podlega transformacji w drugim zbiorniku w jedną z dwóch składowych odpływu  $Q$ . Wartość  $d_B$  ustalono z zależności:

$$d_B = 0,77 \cdot J_{sr}^{-0,49} \quad (\text{mm}) \quad (8)$$

gdzie:  $J_{sr}$  – średnie nachylenie powierzchni obszarów nieprzepuszczalnych ( $\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$ ).

Dla ustalonego z mapy średniego nachylenia zlewni równego  $J_{sr} = 0,0107 \text{ m}\cdot\text{m}^{-1}$  retencja powierzchniowa obszarów nieprzepuszczalnych wyniosła  $d_B = 7,11 \text{ mm}$ . W obliczeniach opadu efektywnego z obu powierzchni założono stały krok czasowy  $\Delta t = 10 \text{ min}$  ( $0,167 \text{ h}$ ). Procedura wyznaczenia opadu efektywnego w obszarach o powierzchniach nieprzepuszczalnych polegała na porównaniu pierwszego impulsu opadu pomnożonego przez krok czasowy  $\Delta t$  z wielkością retencji powierzchniowej  $d_B$ . Jeżeli zaszła relacja:  $\Delta t I^1 \geq d_B$  to retencja zostaje wypełniona, a impuls opadu zmniejszono do wartości  $I_e^1 = (I^1 - d_B)/\Delta t$ . Jeżeli zachodziła relacja:  $\Delta t I^1 \leq d_B$  to pierwszy impuls opadu jest całkowicie zatrzymany przez retencję i wówczas  $I_e^1 = 0$ , natomiast pojemność wolnej retencji powierzchniowej zostaje zmniejszona do wartości  $d_B - \Delta t I^1$ . Procedurę powtarzano do momentu ustania opadu.

Pojedynczy zbiornik liniowy modelu opisany został układem równań różniczkowych:

$$\begin{cases} \frac{dS(t)}{dt} = I(t) - Q(t) \\ S(t) = kQ(t) \end{cases} \quad (9)$$

gdzie:  $S(t)$  – ilość wody w zbiorniku,  
 $I(t)$  – natężenie opadu,  
 $Q(t)$  – objętość odpływu ze zbiornika,  
 $k$  – współczynnik retencyjności zbiornika.

Wartość współczynnika  $k$  ustalono dla obszarów o powierzchniach przepuszczalnych jak i nieprzepuszczalnych z równania:

$$k = 3,68 \frac{L^{0,6} n^{0,6}}{I_{e \max}^{0,4} J_{sr}^{0,3}} \quad (10)$$

gdzie:  $L$  – odległość w km od badanego przekroju do najdalszego punktu w zlewni,  
 $n$  – współczynnik szorstkości Manninga (dla obszarów przepuszczalnych przyjęto  $n = 0,35$ , dla nieprzepuszczalnych  $n = 0,014$ ),  
 $I_{e \max}$  – maksymalne natężenie opadu efektywnego ( $\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ ),  
 $J_{sr}$  – średnie nachylenie obszaru ( $\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ ).

Rzędne hydrogramu jednostkowego opisuje równanie:

$$u(i) = \left[ 1 - \exp\left(-\frac{\Delta t}{k}\right) \right] \exp\left(\frac{(1-i)\Delta t}{k}\right) \text{ dla } i = 1, 2, \dots \quad (11)$$

będące wynikiem iteracyjnego rozwiązania równania (9). Funkcję transformującą opad efektywny w odpływ powierzchniowy opisano równaniem:

$$Q^{1,2}(i) = 0,278A_{1,2} \sum_{j=1}^i u^{1,2}(i-j+1)I_e^{1,2}(j) \quad (12)$$

gdzie:  $Q^{1,2}(i)$  – rzędne odpływu odpowiednio ze zlewni o powierzchni przepuszczalnej (1) i nieprzepuszczalnej (2) ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ),

$A_{1,2}$  – powierzchnia obszarów o powierzchniach przepuszczalnych (1) i nieprzepuszczalnych (2) ( $\text{km}^2$ ),

$u^{1,2}$  – rzędne bezwymiarowego hydrogramu jednostkowego dla obszarów o powierzchniach przepuszczalnych (1) i nieprzepuszczalnych (2),

$I_e^{1,2}$  – średnie natężenie opadu efektywnego o czasie trwania  $\Delta t$ , dla obszarów o powierzchniach przepuszczalnych (1) i nieprzepuszczalnych (2) ( $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ).

Rzędne całkowitego hydrogramu odpływu określono jako sumę odpływu powierzchniowego ze zlewni o powierzchniach przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych.

Model opisujący odpływ wód deszczowych ze zlewni w postaci pojedynczego zbiornika liniowego został opracowany w Instytucie Kształtowania Środowiska w Warszawie. Przyjęta w tym modelu zmiana ilości wody akumulowanej w zbiorniku jako różnica między dopływem  $I$  a odpływem  $Q$  opisana została równaniem (Bielawski 1983):

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (13)$$

gdzie:  $S$  – akumulowana ilość wody równa:

$$S = k \cdot Q \quad (14)$$

gdzie:  $k$  – współczynnik retencyjności zbiornika, określony z zależności:

$$k = 5,72 \cdot A^{0,31} \cdot U^{0,42} \cdot P^{-0,42} \quad (\text{min}) \quad (15)$$

gdzie:  $A$  – powierzchnia zlewni (ha),

$U$  – uszczelnienie zlewni (%),

$P$  – średni spadek zlewni (%).

Rozwiązując równania (13) i (14) oraz przyjmując warunek brzegowy, że przy  $t = 0$ ,  $Q = 0$  otrzymano zależność pozwalającą obliczyć część wznoszącą hydrogramu odpływu w postaci:

$$Q(t) = I_e(t) \cdot \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t}{k}\right) \right] \quad (16)$$

gdzie:  $I_e(t)$  – natężenie opadu efektywnego określone z zależności:

$$I_e(t) = 0,0123 \cdot (U - 22,42) \cdot (I(t) - S_p) \quad (17)$$



Jeżeli opad efektywny ustaje po czasie  $t_1$ ,  $Q_1 = Q_{max}$ , to przepływ w dowolnym czasie większym od  $t_1$  można otrzymać jako:

$$Q(\tau) = Q_1 \cdot \exp\left(-\frac{\tau}{k}\right) \quad (18)$$

gdzie:  $\tau = t - t_1$  – jest równe czasowi, jaki upłynął od zakończenia opadu do rozpatrywanej chwili.

Wzór (18) opisuje opadającą część hydrogramu odpływu. Podobnie jak w poprzednio opisywanej metodzie przyjęto krok czasowy równy  $\Delta t = 10$  min.

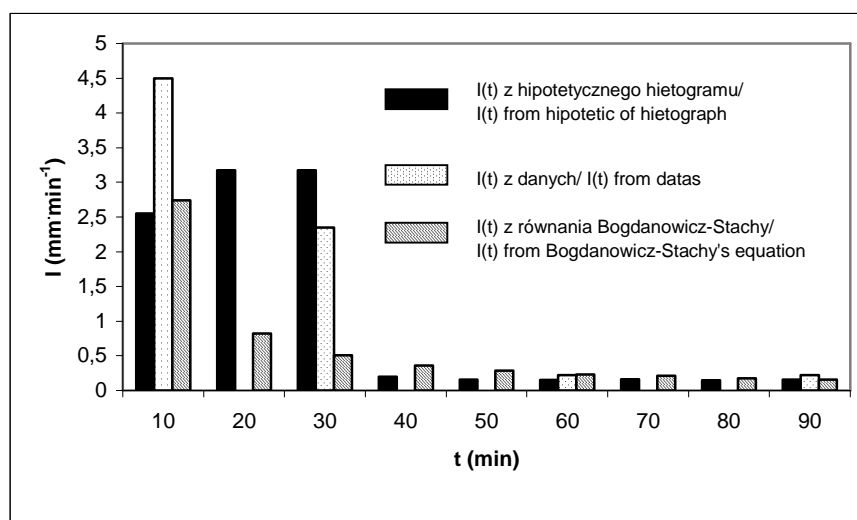
#### METODYKA SPORZĄDZENIA HIETOGRAMÓW OPADU

Ze względu na fakt, iż do obu opisanych modeli potrzebna jest informacja odnośnie przebiegu zjawiska opadowego w czasie, konieczne było określenie hietogramów opadu na podstawie danych pluwiograficznych. Obliczenia wykonano dla dwóch wariantów. W wariantcie pierwszym przyjęto jako miarodajny opad z dnia 9.09.1963 r. w wysokości 99 mm o czasie 120 min zanotowany na stacji meteorologicznej UJ Ogród Botaniczny w Krakowie. Zdecydowano się na ten opad ze względu na wyniki ekspertyzy przeprowadzonej przez IMGW w Krakowie, w której zaleca się aby ten właśnie opad przyjmować do wymiarowania sieci kanalizacyjnej Krakowa (Ekspertyza ... 1998). Według Niedźwiedzia (1989) był to opad, którego prawdopodobieństwo wystąpienia wyniosło  $p = 1\%$ . Ze względu na dostępne materiały pluwiograficzne, w których przedmiotowy opad był określony dla różnych kroków czasowych, na potrzeby niniejszego artykułu autorzy wykorzystali opisaną przez Kupczyk i Suligowskiego (1997, 1998) metodę hipotetycznych hietogramów w celu ustalenia wysokości opadów w równych – 10 min odstępach czasowych. Autorzy Ci na podstawie danych pluwiograficznych z wielolecia 1961-1990 dla obszaru Polski wydzielili trzy typy genetyczne opadów, w których wysokość opadu w czasie opisuje szereg równań analitycznych. Ze względu na zbliżone warunki topograficzne obliczenia wykonano dla stacji Kielce, będącej reprezentatywną dla obszarów wyżynnych. Równania opisujące wysokość opadu jako procent sumy całkowitej, w funkcji czasu trwania podane są w pracy Kupczyk i Suligowskiego (1997).

W drugim wariantcie dokonano obliczeń hydrogramu odpływu dla opadu o prawdopodobieństwie wystąpienia 1% i przedziale czasowym od 0 do 120 min. ustalonego empirycznie, według formuły opracowanej przez Bogdanowicz i Stachy'ego (1998). Skorzystano w tym przypadku z zależności (3) omówionej wcześniej. W obliczeniach przyjęto również krok czasowy równy  $\Delta t = 10$  min.

## WYNIKI

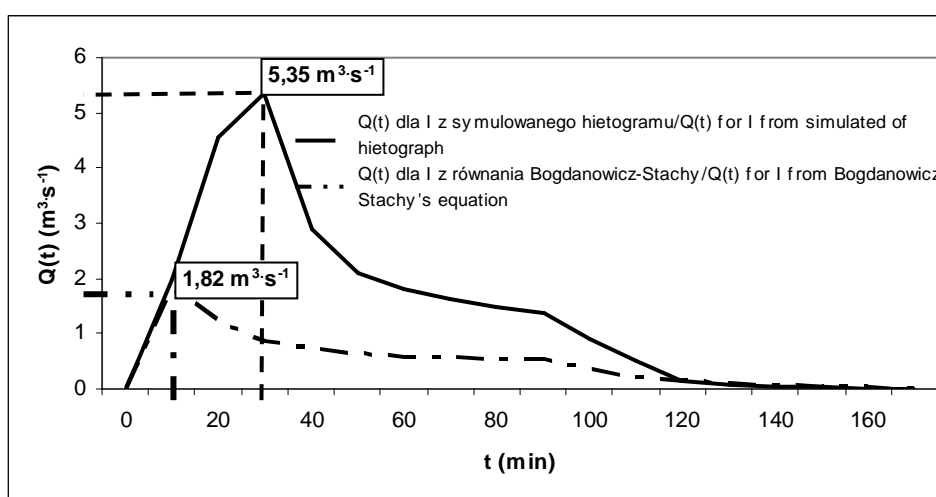
Przebieg natężeń chwilowych opadu odnotowany na Stacji UJ Ogród Botaniczny w Krakowie z 9.09.1963 r. przedstawiono na rysunku 1. Z rysunku wynika, iż był to opad nawałny, gdzie największe natężenie deszczu wystąpiło w pierwszych 10 min. trwania zjawiska i wyniosło  $4,5 \text{ mm}\cdot\text{min}^{-1}$ . Ze względu na różne odstępy czasu w trakcie rejestrowania opadu na stacji, ustalono hipotetyczny hietogram analizowanego zjawiska opadowego o równym 10 min. kroku czasowym (rys. 1). Daje się zauważyć stopniowy wzrost natężenia opadu w jego pierwszych 30 min trwania, po czym wartość ta ulega gwałtownemu spadkowi i utrzymuje się na stałym poziomie ( $0,147\text{-}0,197 \text{ mm}\cdot\text{min}^{-1}$ ) do końca jego trwania.



**Rys. 1.** Natężenia chwilowe deszczu uzyskane z pomiarów oraz symulowane  
**Fig 1.** Temporary rain intensity obtained from measurements and simulated

Dla opadu o prawdopodobieństwie wystąpienia 1% określono również wysokość i natężenie opadu za pomocą systemu równań opracowanych przez Bogdanowicz i Stachy'ego (rys. 1). Rozkład natężeń opadu w tym przypadku ma wyraźną tendencję spadkową w miarę wydłużania się czasu jego trwania. Podobnie jak w przypadku danych rzeczywistych najwyższe natężenie chwilowe wystąpiło w pierwszych 10 min i wyniosło  $2,74 \text{ mm}\cdot\text{min}^{-1}$ . Porównując uzyskane wyniki można stwierdzić, że wyliczone natężenie opadu systemem równań Bogdanowicz-Stachy'ego jest bardzo zbliżone do uzyskanego z hietogramu hipotetycznego w pierwszych 10 min trwania zjawiska (różnica wyniosła 0,07%). Największe rozbieżności pomiędzy hietogramami modelowymi a danymi pomiarowymi miały miejsce w pierwszych 30 min.

Wyniki symulacji odpływu opracowane w oparciu o pierwszy model zlewni zurbanizowanej w postaci dwóch zbiorników liniowych przedstawia rysunek 2. Dla natężeń chwilowych opadów wyliczonych w oparciu o symulowany hietogram uzyskano zdecydowanie większe wartości odpływów całkowitych w stosunku do modelu opartego na równaniach Bogdanowicz i Stachy'ego. Przebieg hydrogramów jest determinowany samym zjawiskiem opadowym, głównie wartością opadu efektywnego. Im jest on większy tym reakcja zlewni będzie bardziej gwałtowna (Nowicka i in. 1997). Z rysunku 1 wynika, że w przypadku natężeń opadów uzyskanych z symulacji hietogramu obserwuje się ich wzrost w ciągu pierwszych 30 min zjawiska, co z kolei znalazło swoje odzwierciedlenie w przebiegu hydrogramu odpływu (rys. 2). Odpływ uzyskuje kulminację po 30 min., a  $Q_{max}$  osiąga wartość  $5,35 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Zdecydowanie łagodniejszy ma przebieg hydrogram obliczony dla opadu ustalonego metodą Bogdanowicz-Stachy'ego. Kulminacja odpływu w tym przypadku wystąpiła po 10 min trwania zjawiska i wyniosła  $Q_{max} = 1,82 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Zauważyć można przy tym, że w pierwszych 10 min, a także powyżej 120 min odpływu uzyskane wartości z obu metod pokrywają się, co wynika z podobnego przebiegu samych opadów.

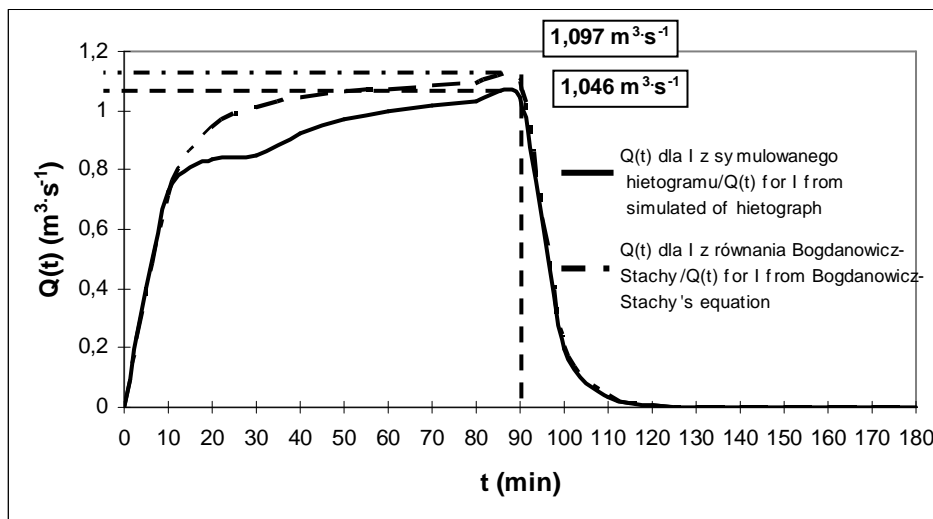


**Rys. 2.** Hydrogram odpływu wód opadowych ze zlewni uzyskany w oparciu o model dwóch zbiorników liniowych

**Fig. 2.** Hydrograph of rainfall water flow from the basin obtained based on the model of two linear reservoirs

Odmienne przebieg od omówionych powyżej mają hydrogramy odpływu uzyskane z drugiego modelu zlewni w postaci pojedynczego zbiornika liniowego opracowanego w Instytucie Kształtowania Środowiska w Warszawie (rys. 3). Zauważyć można znacznie rozciągniętą w czasie fazę kulminacji, trwającą 90 min. Tak znacz-

ne różnice w czasie kulminacji w obu rozpatrywanych modelach są spowodowane odmienną ich strukturą. W modelu pierwszym decydujące o przebiegu hydrogramu mają spływy ze zlewni o powierzchni nieprzepuszczalnej, charakteryzujące się gwałtownymi kulminacjami. W drugim przypadku do ustalenia opadu efektywnego brana jest pod uwagę cała zlewnia, a sposób użytkowania charakteryzowany jest tylko przez stałą  $U$ , informującą o uszczelnieniu wyrażanym w procentach. Poza tym, drugi model został opracowany dla zlewni mieszkalno-przemysłowych, w których odpływ charakteryzuje się znacznie dłuższym czasem osiągnięcia przepływu  $Q_{max}$ . Porównując uzyskane hydrogramy (rys. 3) daje się zauważyć ich podobny przebieg dla obu metod ustalania natężenia opadu. Nieco większą wartość szczytowych przepływów uzyskano dla opadu oszacowanego równaniem Bogdanowicz-Stachy'ego.



**Rys. 3.** Hydrogramy odpływu ze zlewni zurbanizowanej określone dla modelu pojedynczego zbiornika liniowego

**Fig. 3.** Hydrographs of flow from urbanized basin determined for the single linear reservoir model

Ustalony w oparciu o wzór (1) całkowity odpływ ze zlewni przy przyjęciu średniego współczynnika spływu  $\Psi = 0,23$ , współczynnika opóźnienia odpływu  $\varphi = 0,386$  i opadu o natężeniu 99 mm w ciągu 120 min wyniósł  $5,49 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , a dla opadu równego 58,8 mm i takim samym czasie trwania oraz prawdopodobieństwie 1% określonego w oparciu o wzór Bogdanowicz-Stachy –  $Q = 3,26 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Porównując uzyskane wyniki można stwierdzić dużą zgodność pierwszego modelu opartego na zlewni w postaci dwóch zbiorników liniowych z odpływem uzyskanym

z metody racjonalnej – różnica wyniosła 2,55%. W przypadku wykorzystania do obliczeń opadu określonego z równania Bogdanowicz-Stachy uzyskana wartość odpływu z formuły racjonalnej jest większa o 44,2% w stosunku do wyliczonej z modelu. Dla analizowanej zlewni wydaje się, że właściwszym do określania odpływu powierzchniowego jest model oparty na dwóch zbiornikach liniowych, gdyż uzyskano najbardziej zbliżone wyniki do określonych w oparciu o powszechnie stosowaną formułę racjonalną. Należy przy tym pamiętać, że struktura modeli opad-odpływ umożliwia uzyskanie dokładniejszych wyników w stosunku do powszechnie stosowanych wzorów empirycznych, gdyż uwzględnia szereg dodatkowych czynników, jak rodzaj gleby, początkową jej wilgotność, zdolność do retencji i infiltracji oraz zmienny w czasie przebieg opadu.

Na podstawie uzyskanych wyników, z obu prezentowanych modeli, ustalono potrzebną pojemność retencyjną zbiornika do odprowadzania spływów opadowych w oparciu o metodę Annena i Londonga opisaną przez Tabernackiego (1980). Zestawienie wyników obliczeń podano w tabeli 1. Wielkość odpływu ze zbiornika retencyjno-infiltracyjnego stanowi sumę wydatku na infiltrację i parowanie z wolnej powierzchni wody. Procedura ustalenia tych wielkości dla istniejącego w omawianej zlewni obiektu została przedstawiona w pracach Krzanowskiego i Radeckiego-Pawlika (1998, 2002).

**Tabela 1.** Wyniki obliczeń potrzebnej pojemności zbiornika retencyjno-infiltracyjnego dla założonych warunków

**Table 1.** The results of calculations of needed volume of retention-infiltration reservoir for assumed conditions

Parametr Parameter	Model zlewni jako pojedynczy zbiornik liniowy Model of catchment as a single linear reservoir		Model zlewni jako podwójny zbiornik liniowy Model of catchment as a double linear reservoir	
	I z symulowanego hietogramu I from simulated of hietograph	I z równania Bogdanowicz- Stachy I from Bogdanowicz- Stachy's equation	I z symulowanego hietogramu I from simulated hietograph	I z równania Bogdanowicz- Stachy I from Bogdanowicz- Stachy's equation
$F$ (m <sup>2</sup> )			4055	
$Q_{odp}$ (m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> )			0,991	
$Q_{maxdop}$ (m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> )	1,046	1,097	5,35	1,82
$V_R$ (m <sup>3</sup> )	1506	1580	6206	2009
$T_{opr}$ (d)	12,3	18,4	90	34,5

$F$  – powierzchnia infiltracji area of infiltration,  $Q_{odp}$  – objętość odpływu ze zbiornika capacity of outflow from reservoir,  $Q_{maxdop}$  – maksymalny dopływ do zbiornika maximum inflow to reservoir,  $V_R$  – pojemność zbiornika volume of reservoir,  $T_{opr}$  – czas opróżnienia zbiornika time of reservoir emptying.

## WNIOSKI

1. W niekontrolowanych zlewniach zurbanizowanych właściwym podejściem do określenia odpływu powierzchniowego jest opracowanie modeli typu opad-odpływ pozwalających określić wartość przepływu, całkowitą objętość odpływu, kształt hydrogramu i jego przebieg w czasie.

2. W przypadku braku danych pluwiograficznych opadów, będących podstawą do opracowania hietogramu, można stosować metodę symulowanego hietogramu opracowaną przez Kupczyk i Suligowskiego dla konkretnego regionu kraju. Wykonane obliczenia pozwoliły na stwierdzenie, że uzyskane wyniki z tej metody są bardzo zbliżone do danych rzeczywistych zwłaszcza, dla dłuższych czasów trwania opadu.

3. Kształt i przebieg hydrogramów odpływu jest silnie uzależniony od parametru wejścia jakim jest natężenie opadu efektywnego a także sposobu zagospodarowania zlewni. W przypadku obecności w zlewni obszarów o powierzchniach nieprzepuszczalnych widoczna jest szybsza kulminacja odpływu.

4. Dla obszarów zurbanizowanych o znacznym udziale powierzchni nieprzepuszczalnych właściwszy do symulacji odpływu jest model oparty na podwójnym zbiorniku liniowym. Hydrogramy uzyskane z tego modelu uwzględniają wpływ różnego sposobu użytkowania zlewni na przebieg odpływu, początkowy stan wilgotnościowy podłoża i zmienną w czasie trwania opadu zdolność retencyjną i infiltracyjną gruntu.

5. Celem ostatecznego stwierdzenia przydatności omawianych modeli do symulacji odpływu ze zlewni zurbanizowanych koniecznym jest ich weryfikacja z rzeczywistymi wartościami spływu powierzchniowego uzyskanymi w oparciu o badania terenowe.

## PIŚMIENNICTWO

- ATV-A138 1990. Bau und Bemessung von Anlagen zur dezentralen Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser.
- Bielawski Z. 1983. Obszar zlewni miejskiej jako pojedynczy zbiornik liniowy. *Gospodarka Wodna* 4, Warszawa, 103-106.
- Błaszczak P., Roman M., Stamatello H. 1974. *Kanalizacja*. T. 1. Arkady, Warszawa.
- Bogdanowicz E., Stachy J. 1998. Maksymalne opady deszczu w Polsce. *Charakterystyki projektowe. Materiały Badawcze*, s: *Hydrologia i Oceanologia*, 23. IMGW, Warszawa.
- Buřill M.C. 1984. Hydrological aspects of the study of non-point on a motorway catchment. *Proc. III International Conference on „Urban storm drainage”, Planning and control of urban storm drainage*, vol. 1, Göteborg, Sweden, June 4-8, 275-283.
- Chomicz K. 1951. Ulewy i deszcze nawalne w Polsce. *Wiad. Służ. Hydrol.* T. 2, z. 4.
- Chomicz K. 1952. Wzór na najwyższe opady w Polsce. *Gosp. Wod. R.* 12, 8 (69).
- Edel R. 2000. *Odwodnienie dróg*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa,

- Ekspertyza dotycząca opadów i temperatur powietrza w roku mokrym i suchym w Krakowie. IMGW Oddział w Krakowie. 1998. Opracowanie wykonane na zlecenie Biura Projektów i Realizacji Budownictwa kolejowego „TRANSKOL” sp. z o.o. Kraków.
- Geiger W., Dreseitl H. 1999. Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych. Poradnik retencjonowania i infiltracji wód deszczowych do gruntu na terenie zabudowanym. Oficyna Wydawnicza Projprzem – EKO, Bydgoszcz.
- Krzanowski S., Radecki-Pawlik A. 1998. Studium nad zagospodarowaniem wód opadowych z deszczów nawalnych w rejonie wiaduktu kolejowego na ciągu ulicy Półłanki w Krakowie-Bieżanowie. Maszynopis AR w Krakowie.
- Krzanowski S., Radecki-Pawlik A. 2002. Wykorzystanie małej retencji do zagospodarowania wód opadowych z terenów zurbanizowanych. Zesz. Nauk. AR w Krakowie, 393, ser. Inżynieria Środowiska, 23, 245-256.
- Krzanowski S., Wałęga A. 2004. Możliwość likwidacji lokalnego zastoiska wody opadowej poprzez wykorzystanie infiltracji podziemnej. Acta Agrophysica, 3(1), 87-97.
- Kupczyk E., Suligowski R. 1997. Statystyczny opis struktury opadów atmosferycznych jako element wejścia do modeli hydrologicznych. [W:] Predykcja opadów i wezbrań o zadanym czasie powtarzalności, red. Urszula Soczyńska, Warszawa, 21-86.
- Kupczyk E., Suligowski R. 1998. Określanie hietogramów hipotetycznych na podstawie statystycznej i fizycznej analizy opadów atmosferycznych. [W:] Hydrologia u progu XXI wieku, red. Artur Magnuszewski, Urszula Soczyńska, Warszawa, 181-189.
- Licznar P., Łomotowski J., Rojek M. 2005. Pomiary i przetwarzanie danych opadowych dla potrzeb projektowania i eksploatacji systemów odwodnieniowych. PZiTS, Poznań.
- Niedźwiedz T. 1989. Heavy rainfalls in Cracow. Zesz. Nauk. Uniwersytetu Jagiellońskiego CMXXVIII, Prace Geograficzne 75, 11-22.
- Nowicka B., Soczyńska U., Somorowska U., Ignar S., Ostrowski J. 1997. Modele transformacji opadu efektywnego w odpływ. [W:] Predykcja opadów i wezbrań o zadanym czasie powtarzalności, red. Urszula Soczyńska, Warszawa, 87-105.
- Osmulska-Mróż B. 1984. Model odpływu i zanieczyszczenia miejskich ścieków opadowych i mieszanych oraz ich oddziaływanie na odbiornik. Człowiek i Środowisko 8, 1, 41-64.
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J. 1997. Hydrologia stosowana. Wydawnictwo Naukowe PWN., Warszawa.
- P'ug C., Wisner P. 1982. OTTHYMO a model for master drainage plans. M.A.Sc. Thesis, Dept. of Civ. Eng. University of Ottawa.
- Tabernacki J. 1990. Deszczowe zbiorniki retencyjne w kanalizacji. Wodociągi i kanalizacja. Nowa technika w inżynierii sanitarnej 11. Arkady, Warszawa, 219-273, 1980.
- Zasady ochrony środowiska w projektowaniu, budowie i utrzymaniu dróg. Dział 07. Ochrona wód w otoczeniu dróg. 1990. Warszawa.
- Zawilski M. 1997. Prognozowanie wielkości odpływu i ładunków zanieczyszczeń ścieków opadowych odprowadzanych z terenów zurbanizowanych. Zesz. Nauk. Politechniki Łódzkiej, 792, ser. Rozprawy Naukowe, 246, Łódź.

## HYDROMETEOROLOGICAL ASPECTS OF DIMENSIONING OF DEVICES FOR RETENTION OF RAINFALL WATER FROM URBANIZED AREAS

*Stanisław Krzanowski, Andrzej Wałęga*

Department of Water Management and Water Protection, Agricultural University  
Al. Mickiewicza 24/28, 30-059 Kraków  
e-mail: rmkzano@cyf-kr.edu.pl

**Abstract.** A comparison of simulation results of flow hydrograph using basin model in the form of single and double linear reservoir was carried out in the work. The calculations were performed for an urban basin of an area of  $0.45 \text{ km}^2$  located in Kraków-Bieżanów. As the basic input parameter, the rainfall of 99 mm was taken, that fell down during 120 min on 9th September, 1963, recorded at the meteorological station of the Jagiellonian University Botanical Garden in Kraków. Additionally, calculations were made for a rainfall of 1% probability and duration of 90 min, determined based on the Bogdanowicz-Stachy equation. From hydrograph course it results that the discharge, in the case of a double linear reservoir, attains culmination after 30 min, and  $Q_{max}$  (maximum capacity flow) gains value of  $5.35 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . It was found that culmination of discharge for the basin model as a single linear reservoir took place after 10 min of the phenomenon duration and achieved  $Q_{max} = 1.82 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

**Key words:** hydrograph of flow, rain water, retention