

**Mariusz BARSZCZ**

Katedra Inżynierii Wodnej, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie  
Department of Hydraulic Engineering, Warsaw University of Life Sciences – SGGW

## **Wpływ wybranych parametrów obliczeniowych na błąd symulacji przepływów i parametry modelu Nasha w zlewni miejskiej**

### **The influence of selected calculation's parameters on flow simulation error and Nash model parameters in urban catchment**

**Słowa kluczowe:** zlewnia miejska, proces opad–odpływ, parametry modelu Nasha, symulacja przepływów

**Key words:** urban catchment, rainfall–runoff process, Nash model parameters, flow simulation

#### **Wprowadzenie**

Do obliczania przepływów maksymalnych wezbrań w zlewniach miejskich z dużą dokładnością, potrzebnych do projektowania obiektów inżynierii wodnej, konieczne jest doskonalenie istniejących modeli hydrologicznych. W tym celu dokonano oceny przydatności conceptualnego modelu opad–odpływ według Nasha do symulacji przepływów po opadach deszczu w zlewni Potoku Służewieckiego. Przy zastosowaniu tego modelu prowadzono obliczenia przepływów maksymalnych dla

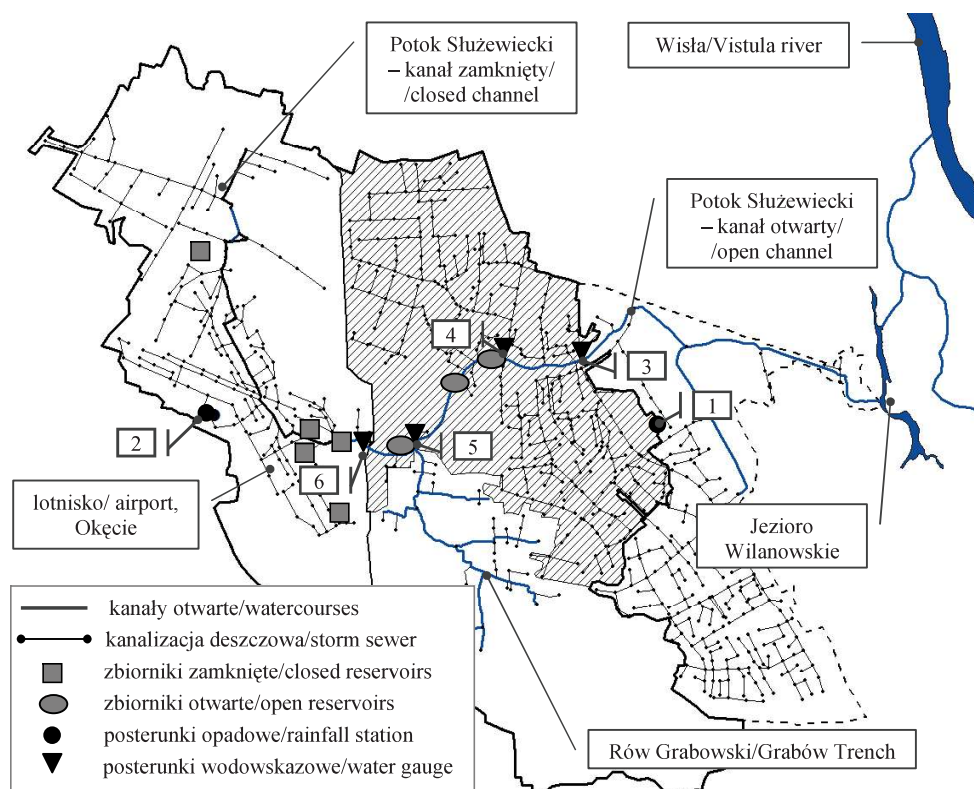
13 pomierzonych epizodów opadowych, a następnie porównywano je z przepływami obserwowanymi w profilu Rosoła. Zakres analiz obejmował również identyfikację parametrów modelu Nasha ( $N$ ,  $K$ ). Przepływy maksymalne i parametry modelu obliczano dla dwóch różnych wielkości powierzchni zlewni: 31,2 i 14,7 km<sup>2</sup> (scenariusz 1), dwóch kroków czasowych obliczeń: 10 i 30 min (scenariusz 2), oraz dwóch alternatywnych lokalizacji punktu końca hydrogramu bezpośredniego (scenariusz 3). Celem tej analizy było określenie wpływu przyjęcia do obliczeń dwóch różnych (alternatywnych) wartości określonego parametru obliczeniowego na parametry modelu oraz zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów. Niniejsza praca jest kontynuacją innej pracy autora (Barszcz, 2014), w której przyjmowano do obliczeń różne wielkości opadów dla

danego zdarzenia, to jest ustalonych na podstawie jednego lub dwóch posterunków opadowych.

### Opis zlewni i systemu pomiarowego

Zlewnia Potoku Służewieckiego jest położona w Warszawie i obejmuje całość lub fragmenty dzielnic: Ochota, Włochy, Mokotów, Ursynów i Wilanów. Jej powierzchnia do ujścia w Jeziorze Wilanowskim wynosi 55,2 km<sup>2</sup>. Badana

zlewnia charakteryzuje się 21-procentowym udziałem powierzchni nieprzepuszczalnych i skanalizowaniem wynoszącym w przybliżeniu 60% (Barszcz, 2010). Przedstawione w pracy analizy ograniczyły się do części zlewni ograniczonej profilem pomiarowym Rosoła, zlokalizowanym w Potoku Służewieckim na km 4+980, zamykającym zlewnię o powierzchni 43 km<sup>2</sup> (rys. 1). Potok Służewiecki jest kanałem zamkniętym (w górnej części zlewni) lub otwartym (poniżej obszaru portu lotniczego na Okęciu), do którego wody opadowe są



Objaśnienia/Explanations: posterunki pomiarowe/gauge stations: 1 – SGGW, 2 – Okęcie, 3 – Rosoła, 4 – Staw Służewiecki, 5 – Staw Berensewicza, 6 – Kłobucka.

RYSUNEK 1. Lokalizacja posterunków opadowych i wodowskazowych oraz granice zlewni cząstkowych

FIGURE 1. Location of rainfall and water gauge stations as well boundary of sub-catchments

odprowadzane ze zlewni za pomocą kanalizacji deszczowej.

Na rysunku 1 przedstawiono lokalizację posterunków wodowskazowych i opadowych, które uwzględniono w analizach. Niemal wszystkie posterunki (poza jednym opadowym) zainstalowano w ramach projektu badawczego COST/210/2006. Posterunek opadowy Okęcie należy do sieci pomiarowej IMiGW. Hydrogramy stanów wody i wysokości opadów zostały zarejestrowane za pomocą elektronicznych urządzeń (czujników typu Diver i deszczomierzy korytkowych) w przyjętych 10-minutowych przedziałach czasowych. Stany wody są przeliczane na przepływy za pomocą opracowanych krzywych przepływu.

## Material i metody

### Procedura modelu opad–odpływ

Do analiz zastosowano model Nasha (1957). Koncepcja modelu zakłada działanie zlewni jako systemu złożonego z kaskady zbiorników liniowych o dwóch parametrach. Funkcja chwilowego hydrogramu jednostkowego, opisująca w modelu transformację opadu efektywnego w odpływ bezpośredni, ma postać (Szturc, 1987; Szymkiewicz i Gąsiorowski, 2010):

$$u(t) = \frac{1}{K \cdot \Gamma(N)} \cdot \left(\frac{t}{K}\right)^{N-1} \cdot e^{-\left(\frac{t}{K}\right)}$$

gdzie:

$u(t)$  – rzędne chwilowego hydrogramu jednostkowego w czasie  $t$  [ $\text{h}^{-1}$ ],

$t$  – czas od początku układu współrzędnych [h],

$K$  – współczynnik retencji zbiornika [h],

$\Gamma(N)$  – wartość funkcji gamma Eulera,

$N$  – liczba zbiorników liniowych w kaskadzie [-].

Parametry modelu Nasha ( $N$ ,  $K$ ) ustalono w tych analizach na podstawie pomierzonych w zlewni 13 zdarzeń opad–odpływ, przy zastosowaniu metody momentów statystycznych. Metodę obliczania parametrów modelu przy zastosowaniu tej metody można znaleźć w pracy Szturca (1987). Do obliczenia parametrów modelu oraz rzędnych symulowanych przepływów w reakcji na pomierzone wielkości opadów deszczy zastosowano autorski program komputerowy (napisany w języku C++). Procedurę tego programu opisano (w zakresie adekwatnym dla przedmiotowych analiz) w innej pracy autora (Barszcz, 2014). Wielkość opadu efektywnego obliczono metodą SCS (Soil Conservation Service, 1985) przy wykorzystaniu parametrów CN, ustalonych dla analizowanych zdarzeń na podstawie opadu całkowitego i warstwy odpływu.

### Charakterystyki zdarzeń opad–odpływ

Analizę parametrów modelu Nasha przeprowadzono dla 13 wybranych zdarzeń opad–odpływ, pomierzonych w badanej zlewni w okresie od 2006 do 2008 roku, których charakterystyki przedstawiono w tabeli 1. Opady zarejestrowano na posterunkach opadowych SGGW i Okęcie. Przepływy maksymalne wezbrań pomierzono w profilu Rosoła.

W tabeli 1 podano również średnie ważone warstwy opadu, obliczone dla dwóch wariantów wielkości powierzchni zlewni po profil Rosoła (wagami były powierzchnie zlewni cząstkowych przyporządkowane do dwóch posterunków opadowych).

Warstwy opadu całkowitego wynosiły od 2,6 do 28,6 mm (średnio 11,5 mm) na Okęciu oraz od 5,6 do 44,1 mm (średnio 14,1 mm) na posterunku opadowym SGGW. Warstwy opadu ważonego wynosiły od 3,6 do 30,6 mm (średnio 12,4 mm) oraz od 4,6 do 37,7 mm (śred-

nio 13,3 mm) odpowiednio dla dwóch wariantów wielkości powierzchni zlewni po profil Rosoła (31,2 i 14,7 km<sup>2</sup>). Średnie intensywności analizowanych deszczy na posterunkach Okęcie i SGGW wynosiły odpowiednio 10,5 i 8,5 mm·h<sup>-1</sup>. Według klasyfikacji zaproponowanej przez Sumnera (1988) rozpatrywane deszcze, ze względu na intensywność opadu, należały do kategorii od deszczy umiarkowanych do silnych ulew. Przepływy maksymalne hydrogramów wynosiły od 5,265 do 22,035 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> (średnio 9,847 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>).

TABELA 1. Charakterystyki analizowanych zdarzeń opad–odpływ  
TABLE 1. Characteristics of analyzed rainfall–runoff events

Lp. No	Data wystąpienia zdarzenia Date of the event	Warstwa opadu Rainfall depth <i>P</i> [mm]		Ważona warstwa opadu Weighted rainfall <i>P<sub>w</sub></i> [mm]		Średnia intensywność opadu Mean intensity <i>I</i> [mm·h <sup>-1</sup> ]		Przepływ maksymalny Max. flow <i>Q<sub>max</sub></i> [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
		O	S	A1	A2	O	S	
1	12.07.2006	11,8	20,8	14,7	17,9	17,7	9,6	8,861
2	20.09.2006	11,2	16,2	12,8	14,6	13,4	13,9	10,909
3	15.05.2007	4,0	17,9	8,5	13,5	1,4	4,5	12,914
4	09.06.2007	28,6	8,1	22,0	14,7	24,5	6,9	6,207
5	19.06.2007	14,0	5,8	11,4	8,4	7,6	2,9	6,017
6	21.06.2007	9,8	12,4	10,6	11,6	2,6	2,3	5,265
7	02.07.2007	8,6	11,0	9,4	10,2	5,7	6,6	6,311
8	04.07.2007	2,6	5,6	3,6	4,6	7,8	5,6	8,273
9	22.07.2007	9,4	14,5	11,0	12,9	18,8	21,8	13,802
10	27.07.2007	11,2	5,7	9,4	7,5	13,4	8,6	6,119
11	02.08.2008	8,8	6,2	8,0	7,0	8,8	5,3	5,916
12	15.08.2008	24,2	44,1	30,6	37,7	8,1	9,1	22,035
13	16.08.2008	5,6	15,2	8,7	12,1	6,7	13,0	15,378
Minimum/Min		2,6	5,6	3,6	4,6	1,4	2,3	5,265
Maksimum/Max		28,6	44,1	30,6	37,7	24,5	21,8	22,035
Średnia/Average		11,5	14,1	12,4	13,3	10,5	8,5	9,847

Objaśnienia/Explanations: posterunki opadowe/rainfall gauge stations: O – Okęcie, S – SGGW; A1, A2 – wielkości powierzchni zlewni 31,2 i 14,7 km<sup>2</sup>/sizes of the catchment area 31.2 and 14.7 km<sup>2</sup>.

## Wyniki i dyskusja

### Analiza dla dwóch wielkości powierzchni zlewni

Celem analizy było określenie wpływu przyjęcia do obliczeń dwóch różnych (alternatywnych) wielkości powierzchni zlewni po profil Rosoła na parametry modelu Nasha ( $N$  – liczba zbiorników w kaskadzie,  $K$  – współczynnik retencji zbiornika) oraz zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów. W pierwszym wariancie obliczeń przyjęto zlewnię o powierzchni 31,2 km<sup>2</sup> (z wyłączeniem zlewni cząstkowej Rowu Grabowskiego),

a w drugim wariancie 14,7 km<sup>2</sup> (nie uwzględniono w obliczeniach zlewni cząstkowych Rowu Grabowskiego oraz obejmującej punkt pomiarowy Okęcie) – na rysunku 1 zaznaczono obszar tej badanej zlewni przez zakreskowanie.

Zlewnię cząstkową Rowu Grabowskiego wyłączono z obliczeń ze względu na bardzo małe wartości przepływów maksymalnych pomierzonych w profilu ujściowym Rowu Grabowskiego – uznano ten obszar zlewni jako nieaktywny hydrologicznie w kontekście badania przepływów w profilu Rosoła. Podobnie w profilu pomiarowym Kłobucka poni-

TABELA 2. Obliczone wartości parametrów modelu i przepływów dla dwóch wielkości powierzchni zlewni

TABLE 2. Calculated values of parameters of the model and flows for two sizes of catchment area

Lp. No	Data wystąpienia zdarzenia Date of the event	$Q_{\max}$ pom. Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_{\max}$ obl. 1 Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_{\max}$ obl. 2 Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	Błąd obl. 1 Error [%]	Błąd obl. 2 Error [%]	Parametry modelu Model parameters			
							$N$ obl. 1 [-]	$N$ obl. 2 [-]	$K$ obl. 1 [h]	$K$ obl. 2 [h]
							1	2	3	4
1	12.07.2006	8,861	8,083	7,935	-8,8	-10,5	1,625	2,749	0,342	0,243
2	20.09.2006	10,909	10,138	10,942	-7,1	0,3	3,078	9,073	0,292	0,112
3	15.05.2007	12,914	9,014	9,927	-30,2	-23,1	1,274	1,255	0,541	0,579
4	09.06.2007	6,207	4,416	4,178	-28,9	-32,7	2,045	2,534	0,945	1,086
5	19.06.2007	6,017	4,327	4,275	-28,1	-29,0	7,552	10,876	0,161	0,132
6	21.06.2007	5,265	3,510	3,014	-33,3	-42,8	1,000	1,132	2,296	2,181
7	02.07.2007	6,311	5,062	5,051	-19,8	-20,0	2,455	3,291	0,366	0,310
8	04.07.2007	8,273	6,564	6,084	-20,7	-26,5	3,049	3,544	0,275	0,247
9	22.07.2007	13,802	12,802	12,027	-7,2	-12,9	2,763	5,912	0,346	0,191
10	27.07.2007	6,119	5,291	4,652	-13,5	-24,0	3,885	9,399	0,299	0,154
11	02.08.2008	5,916	4,743	4,954	-19,8	-16,3	3,535	11,976	0,283	0,106
12	15.08.2008	22,035	19,780	21,104	-10,2	-4,2	1,878	2,282	0,936	0,855
13	16.08.2008	15,378	12,208	12,055	-20,6	-21,6	2,179	2,292	0,616	0,597
Minimum/Min		5,265	3,510	3,014	-7,1	0,3	1,000	1,132	0,161	0,106
Maksimum/Max		22,035	19,780	21,104	-33,3	-42,8	7,552	11,976	2,296	2,181
Średnia/Average		9,847	8,149	8,169	19,1	20,3	2,794	5,101	0,592	0,523

Objaśnienia/Explanations:  $Q_{\max}$  pom. – pomierzone przepływy maksymalne/measured maximum flows; obl. 1, obl. 2 – wartości obliczone dla dwóch wielkości powierzchni zlewni: 14,7 i 31,2 km<sup>2</sup>/values calculated for two sizes of catchment area: 14.7 and 31.2 km<sup>2</sup>.

żej punktu pomiarowego Okęcie występują stosunkowo małe wartości przepływów maksymalnych hydrogramów (według pozwolenia wodno-prawnego maksymalny przepływ poniżej lotniska nie może przekraczać  $1,53 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ), wynikające z retencji odpływu w zbiornikach podziemnych na obszarze lotniska.

W tabeli 2 zestawiono obliczone dla 13 zdarzeń (przy zastosowaniu metody momentów statystycznych) wartości parametrów modelu dla dwóch analizowanych wariantów obliczeniowych, jak również wartości przepływów maksymalnych. W tabeli podano również wartości błędów względnych symulacji przepływów maksymalnych, będące wskaźnikiem do oceny zgodności przepływów symulowanych i pomierzonych. Obliczenia przeprowadzono za pomocą autorskiego programu komputerowego, dla kroku czasowego obliczeń 30 min.

Obliczone przepływy maksymalne wezbrań wynosiły od 3,510 do  $19,780 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  ( $Q_{\max}$  obl. 1) dla zlewni o powierzchni  $14,7 \text{ km}^2$  oraz od 3,014 do  $21,104 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  dla zlewni o powierzchni  $31,2 \text{ km}^2$ . Wartości średnie arytmetyczne symulowanych przepływów dla obu wariantów były bardzo zbliżone do siebie i wynosiły odpowiednio 8,149 i  $8,169 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

Wartości najmniejszego i największego błędu względnego (procentowego), ustalone na podstawie pomierzonych i symulowanych przepływów dla pierwszego wariantu obliczeń (błąd obl. 1), wynosiły odpowiednio  $-7,1$  i  $-33,3\%$ . Wartości błędu, obliczone dla drugiego wariantu, wynosiły odpowiednio  $0,3$  i  $-42,8\%$ . Średni błąd, obliczony przy uwzględnieniu wartości bezwzględnych błędów symulacji dla poszczegól-

nych zdarzeń (zaniedbano znaki minus dla ustalonych błędów względnych), wynosił  $19,1\%$  dla wariantu, w którym przyjęto powierzchnię zlewni  $14,7 \text{ km}^2$ , oraz  $20,3\%$  dla wariantu ze zlewnią o powierzchni  $31,2 \text{ km}^2$ . Obliczone wartości błędów były zróżnicowane dla poszczególnych zdarzeń, ale średnie wartości dla dwóch wariantów obliczeń były zbliżone. Wpływ przyjęcia do obliczeń różnych wielkości powierzchni zlewni ( $14,7$  i  $31,2 \text{ km}^2$ ) na zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów jest niewielki. Nieznacznie lepszą zgodność uzyskano dla wariantu, który uwzględniał w obliczeniach zlewnię o powierzchni  $14,7 \text{ km}^2$ .

Ustalone wartości parametru  $N$  dla dwóch analizowanych wariantów obliczeń (wielkość powierzchni zlewni  $14,7$  i  $31,2 \text{ km}^2$ ) wynosiły odpowiednio od 1,000 do 7,552 (średnio 2,794) oraz od 1,132 do 11,976 (średnio 5,101), a dla wartości parametru  $K$  wynosiły od 0,161 do 2,296 h (średnio 0,592 h) oraz od 0,106 do 2,181 h (średnio 0,523 h). Wartości średnie parametru  $N$  w modelu Nasha były znacząco różne dla obu wariantów obliczeń. Dużo większe wartości parametru  $N$  obliczono dla wariantu, w którym przyjęto do obliczeń zlewnię o powierzchni  $31,2 \text{ km}^2$ . Wartości średnie parametru  $K$  były zbliżone dla obu wariantów obliczeń.

Wyniki tej analizy wskazują, że w praktycznym stosowaniu modelu Nasha mniej dokładne określenie powierzchni zlewni (np. wynikające z trudności oszacowania granicy zlewni w obszarach zurbanizowanych) lub wyłączenie z obliczeń nieaktywnych hydrologicznie niedużych obszarów zlewni nie będzie miało dużego wpływu na zgodność rzeczywistych i symulowanych  $Q_{\max}$ .

### Analiza dla dwóch kroków czasowych obliczeń

Do obliczenia przepływów w modelu Nasha i jego parametrów dla poszczególnych zdarzeń przyjęto w tym scenariuszu (scenariusz 2) dwa kroki czasowe obliczeń: 10 i 30 min. Celem tej analizy było określenie wpływu przyjęcia do obliczeń tych kroków czasowych na wartości parametrów modelu oraz zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów. Obliczenia przeprowadzono dla zlewni o powierzchni 14,7 km<sup>2</sup>. Wyniki tych obliczeń zamieszczono w tabeli 3.

Wartości średnie arytmetyczne symulowanych przepływów dla obu wariantów obliczeniowych (krok czasowy obliczeń 30 i 10 min) były zbliżone do siebie i wynosiły odpowiednio 8,149 i 8,441 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>. Wartość średniego błędu (obliczona przy uwzględnieniu wartości bezwzględnych błędów symulacji dla poszczególnych zdarzeń), wynosiła 19,1% dla wariantu w którym przyjęto krok czasowy obliczeń 30 min oraz 15,8% dla wariantu z krokiem czasowym obliczeń 10 min. Znacznie mniejszą wartość średniego błędu procentowego ustalono na podstawie pomierzonych i obliczonych

TABELA 3. Obliczone wartości parametrów modelu i przepływów dla dwóch kroków czasowych obliczeń

TABLE 3. Calculated values of parameters of the model and flows for two time steps of calculations

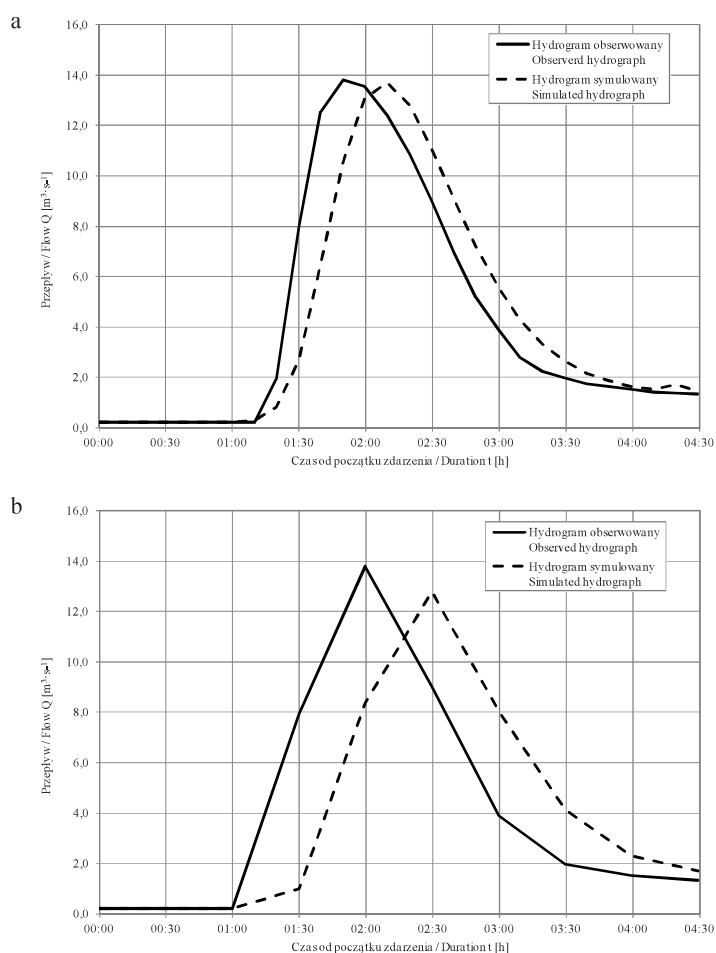
Lp. No	Data wystąpienia zdarzenia Date of the event	$Q_{\max}$ pom. Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_{\max}$ obl. 1 Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_{\max}$ obl. 3 Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	Błąd obl. 1 Error [%]	Błąd obl. 3 Error [%]	Parametry modelu/Model parameters			
							$N$ obl. 1 [-]	$N$ obl. 3 [-]	$K$ obl. 1 [h]	$K$ obl. 3 [h]
							1	2	3	4
1	12.07.2006	8,861	8,083	9,176	-8,8	3,6	1,625	2,472	0,342	0,229
2	20.09.2006	10,909	10,138	10,484	-7,1	-3,9	3,078	3,388	0,292	0,239
3	15.05.2007	12,914	9,014	8,315	-30,2	-35,6	1,274	0,129	0,541	1,686
4	09.06.2007	6,207	4,416	4,352	-28,9	-29,9	2,045	2,443	0,945	0,945
5	19.06.2007	6,017	4,327	4,289	-28,1	-28,7	7,552	6,512	0,161	0,188
6	21.06.2007	5,265	3,510	3,815	-33,3	-27,5	1,000	2,889	2,296	1,232
7	02.07.2007	6,311	5,062	5,865	-19,8	-7,1	2,455	2,061	0,366	0,392
8	04.07.2007	8,273	6,564	7,251	-20,7	-12,4	3,049	5,031	0,275	0,180
9	22.07.2007	13,802	12,802	13,703	-7,2	-0,7	2,763	3,765	0,346	0,266
10	27.07.2007	6,119	5,291	5,537	-13,5	-9,5	3,885	5,374	0,299	0,230
11	02.08.2008	5,916	4,743	5,055	-19,8	-14,6	3,535	4,034	0,283	0,256
12	15.08.2008	22,035	19,780	19,952	-10,2	-9,5	1,878	1,946	0,936	0,921
13	16.08.2008	15,378	12,208	11,934	-20,6	-22,4	2,179	2,361	0,616	0,570
Minimum/Min		5,265	3,510	3,815	-7,1	-0,7	1,000	0,129	0,161	0,180
Maksimum/Max		22,035	19,780	19,952	-33,3	-35,6	7,552	6,512	2,296	1,686
Średnia/Average		9,847	8,149	8,441	19,1	15,8	2,794	3,262	0,592	0,564

Objaśnienia/Explanations:  $Q_{\max}$  pom. – pomierzone przepływy maksymalne/measured maximum flows; obl. 1, obl. 3 – wartości obliczone dla dwóch kroków czasowych: 30 i 10 min/values calculated for two time steps: 30 and 10 min.

przepływów dla kroku czasowego obliczeń 10 min. W celu wizualnej oceny zgodności obserwowanego i obliczonego hydrogramu dla kroków czasowych 30 i 10 min, przedstawiono te hydrogramy (dla przykładowego zdarzenia 22 lipca 2007 roku) na wspólnym wykresie (rys. 2).

Wartości średnie parametru  $N$  w modelu Nasha dla dwóch analizowanych wariantów (krok czasowy obliczeń

30 i 10 min) wynosiły odpowiednio 2,794 i 3,262, a dla parametru  $K$  wynosiły odpowiednio 0,592 i 0,564 h. Wartości parametru  $K$  były zbliżone dla obu wariantów obliczeń, ale znacząco różne dla parametru  $N$ . Różnica w wartościach parametru  $N$  jest w tym przypadku mniejsza niż dla innego scenariusza, w których przyjmowano do obliczeń dwie różne wielkości powierzchni zlewni.



RYSUNEK 2. Hydrogramy przepływów ustalone dla kroków czasowych obliczeń 10 min (a) i 30 min (b)  
 FIGURE 2. Hydrographs of flows estimated for time steps of calculations of 10 min (a) and 30 min (b)



Analiza wykazała, że w praktycznym stosowaniu modelu Nasha przyjęty krok czasowy obliczeń ma istotny wpływ na wartość przepływu maksymalnego hydrogramu. Zaleca się przyjmować do identyfikacji parametrów modelu a następnie do symulacji lub prognozy przepływów krok czasowy obliczeń nie większy niż 10 min.

### Analiza dla dwóch alternatywnych punktów końca hydrogramu

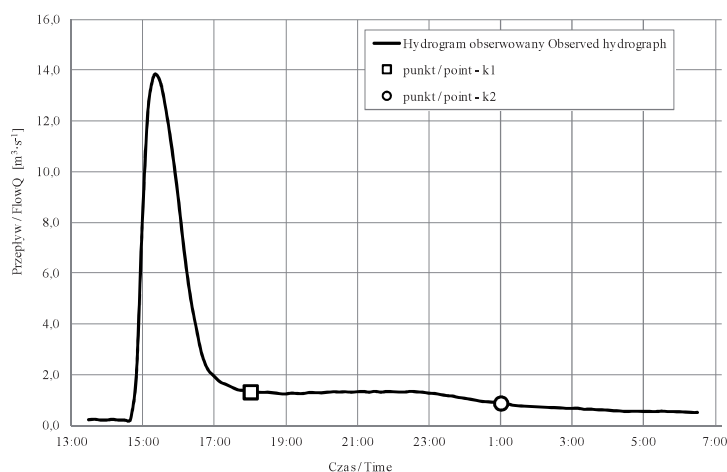
Celem tej analizy było określenie wpływu przyjęcia do obliczeń jednego z dwóch alternatywnych punktów końca hydrogramu odpływu bezpośredniego na zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów. Wyniki tej analizy przedstawiono dla zdarzenia opadowego 22 lipca 2007 roku (tab. 4). Obliczenia przeprowadzono dla zlewni o powierzchni 14,7 km<sup>2</sup> i kroku czasowego obliczeń 10 min.

Analiza krzywej opadania hydrogramu (również analiza wykresu zlogarytmowanych wartości przepływów) dla

badanych w tej pracy 13 zdarzeń, wykazała, że trudno jest definitywnie określić punkt końca hydrogramu (rozdzielający odpływ bezpośredni i gruntowy) dla większości z tych zdarzeń. Przebieg krzywej opadania hydrogramu wskazywał na co najmniej dwa alternatywne punkty końca odpływu bezpośredniego.

Dla analizowanego hydrogramu, pomierzonego 22 lipca 2007 roku w profilu Rosoła, przyjęto dwa alternatywne punkty końca hydrogramu bezpośredniego (rys. 3): w miejscu pierwszego wyraźnego spłaszczenia fali (punkt występujący ok. godz. 18:00, oznaczony symbolem k1), po którym przez kilka godzin występowały przepływy o zbliżonych wartościach; w miejscu drugiego spłaszczenia fali (punkt występujący ok. godz. 1:00, oznaczony symbolem k2). Wartości przepływów dla tych punktów wynosiły odpowiednio 1,323 i 0,877 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> (wartość przepływu dla punktu początkowego hydrogramu wynosiła 0,222 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>).

W celu uzyskania dokładniejszych informacji w którym z wytypowanych

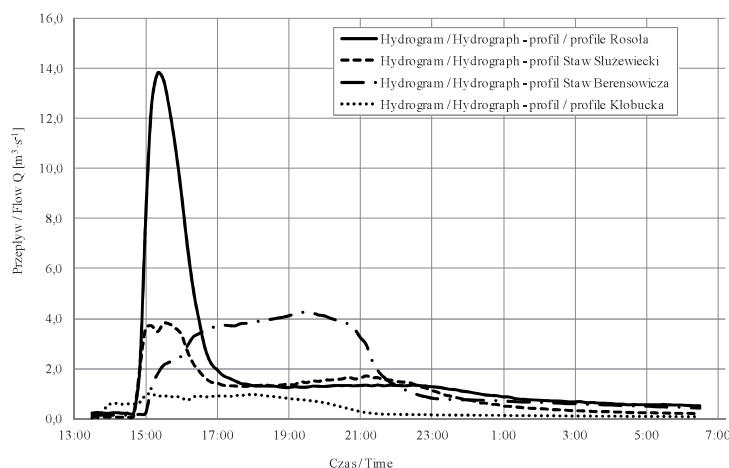


RYSUNEK 3. Alternatywne punkty końca hydrogramu odpływu bezpośredniego k1 i k2  
FIGURE 3. Alternative end points of direct runoff hydrograph k1 and k2

dwóch punktów jest rzeczywisty koniec hydrogramu bezpośredniego, przeprowadzono analizę porównawczą hydrogramów pomierzonych w kilku profilach Potoku Służewieckiego dla zdarzenia z 22 lipca 2007 roku (rys. 4), czyli w profilach: Rosoła, Staw Służewiecki, Staw Berensewicza i Kłobucka (lokalizację tych profili w zlewni przedstawiono na rysunku 1). Ustalono, że przepływy w profilu Rosoła, zarejestrowane pomiędzy alternatywnymi punktami końca hydrogramu (w czasie trwania hydrogramu od godz. 18:00 do 1:00), mają bardzo zbliżony przebieg do odpowiadających im przepływów w profilu Staw Służewiecki. W czasie od godz. 18:00 do 1:00 największe wartości przepływów pomierzone w tych dwóch profilach wynosiły odpowiednio 1,348 i 1,694 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>. Na podstawie obliczeń za pomocą modelu SWMM, przeprowadzonych w ramach innych analiz (Barszcz, 2009, 2015), ustalono, że, przepływ w profilu Staw Służewiecki (1,694 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>) odpowiada wartości przepływu w kanale wyloto-

wym sieci kanalizacyjnej (1,660 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>), zlokalizowanym przy profilu Staw Służewiecki. Na tej podstawie można wnioskować, że przepływy w profilu Rosoła w czasie od godz. 18:00 do 1:00 są wynikiem zasilania Potoku Służewieckiego wodami opadowymi odprowadzanymi ze zlewni za pomocą kanalizacji deszczowej (odpływem bezpośrednim). Ustalono, że rzeczywisty punkt końca hydrogramu bezpośredniego prawdopodobnie jest zlokalizowany w punkcie oznaczonym symbolem k2 (rys. 3).

Dla analizowanego zdarzenia opadowego obliczone przepływy maksymalne w modelu Nasha wynosiły 13,703 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> dla pierwszego wariantu obliczeń (przyjęto koniec hydrogramu bezpośredniego w punkcie k1) oraz 4,133 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> dla drugiego wariantu (koniec hydrogramu w punkcie k2). Wartości błędu względnego procentowego, ustalone na podstawie pomierzonych i obliczonych przepływów dla pierwszego i drugiego wariantu, wynosiły odpowiednio -0,7 i -70,1%. Ustalono warto-



RYSUNEK 4. Hydrogramy przepływów pomierzone w kilku profilach Potoku Służewieckiego  
 FIGURE 4. Hydrographs of flows measured in several profiles of the Służewiecki Stream

TABELA 4. Obliczone wartości parametrów modelu i przepływów dla dwóch punktów końca hydrogramu

TABLE 4. Calculated values of parameters of the model and flows for two end point of hydrograph

Data wystąpienia zdarzenia Date of the event	$Q_{\max}$ pom. Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_{\max}$ obl. 3 Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_{\max}$ obl. 4 Flow [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	Błąd obl. 3 Error [%]	Błąd obl. 4 Error [%]	Parametry modelu/Model parameters			
						$N$ obl. 3 [-]	$N$ obl. 4 [-]	$K$ obl. 3 [h]	$K$ obl. 4 [h]
						1	2	3	4
22.07.2007	13,802	13,703	4,133	-0,7	-70,1	3,765	3,821	0,266	1,298

Objaśnienia/Explanations:  $Q_{\max}$  pom. – pomierzony przepływ maksymalny/measured maximum flow; obl. 3, obl. 4 – wartości obliczone dla punktów końca hydrogramu k1 i k2/values calculated for end points of hydrograph k1 and k2.

ści parametru  $N$  dla dwóch wariantów wynosiły odpowiednio 3,765 i 3,821, a dla wartości parametru  $K$  wynosiły odpowiednio 0,266 i 1,298 h.

Przyjmując do obliczeń koniec hydrogramu odpływu bezpośredniego w punkcie k1, zlokalizowanym w miejscu pierwszego wyraźnego spłaszczenia fali wezbraniowej, uzyskano bardzo dużą zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów maksymalnych. Przyjmując do obliczeń koniec hydrogramu w punkcie k2 (zlokalizowanym w miejscu drugiego spłaszczenia fali), który według ustaleń jest prawdopodobnie rzeczywistym punktem końca odpływu bezpośredniego, uzyskano bardzo dużą wartość błędów symulacji przepływu maksymalnego (-70,1%). Analiza wykazała, że wybór punktu końca hydrogramu bezpośredniego ma duży wpływ na wartości parametrów modelu oraz zgodność przepływów pomierzonych i symulowanych za pomocą modelu Nasha. Przyjmując dla analizowanego hydrogramu punkt końca odpływu bezpośredniego w miejscu pierwszego wyraźnego spłaszczenia krzywej opadania (punkt występujący po upływie ok. 2 h

od kulminacji hydrogramu), uzyskano dużo mniejszy błąd symulacji przepływów niż dla punktu w miejscu drugiego spłaszczenia fali (punkt występujący po upływie ok. 9 h od kulminacji).

Znacznie większa zgodność rzeczywistego i symulowanego przepływu maksymalnego uzyskana dla końca hydrogramu odpływu bezpośredniego w miejscu pierwszego wyraźnego spłaszczenia krzywej opadania (w punkcie k1) może wynikać z samych właściwości funkcji gamma. Biorąc pod uwagę powyższe wyniki analizy i spostrzeżenia, zaleca się żeby do identyfikacji parametrów modelu przyjmować punkt końca hydrogramu odpływu bezpośredniego w miejscu pierwszego wyraźnego spłaszczenia krzywej opadania hydrogramu (adekwatnie jak dla analizowanego zdarzenia w punkcie k1). Przyjęcie punktu końca odpływu bezpośredniego znacznie oddalonego od kulminacji wezbrania (adekwatnie jak dla rozpatrywanego wezbrania w punkcie k2), skutkuje błędnym oszacowaniem głównie parametru modelu  $K$ , a tym samym błędnym wynikiem symulacji lub prognozy przepływu maksymalnego hydrogramu.

## Wnioski

1. Wartości parametrów modelu Nasha ( $N$  – liczba zbiorników w kaskadzie,  $K$  – współczynnik retencji zbiornika), obliczone metodą momentów statystycznych, były bardzo zróżnicowane dla 13 zdarzeń opad–odpływ w dwóch scenariuszach obliczeniowych, w których przyjmowano do obliczeń dwie różne wielkości powierzchni zlewni (scenariusz 1) oraz dwa różne kroki czasowe obliczeń (scenariusz 2). Zakres zmienności parametru  $N$  wynosił od 1,000 do 11,976, a dla parametru  $K$  od 0,106 do 2,296 h. Średnie sumy opadów dla 13 epizodów opadowych, zarejestrowanych na dwóch posterunkach, wynosiły 11,5 i 14,1 mm (maks. 44,1 mm).
2. Wartości średnie parametru  $N$  dla scenariusza, w którym przyjęto do obliczeń dwa warianty wielkości powierzchni zlewni (14,7 i 31,2 km<sup>2</sup>) wynosiły odpowiednio 2,794 i 5,101, a dla parametru  $K$  wynosiły odpowiednio 0,592 i 0,523. Dla drugiego scenariusza, w którym przyjęto do symulacji kroki czasowe obliczeń 30 i 10 min, wartości średnie parametru  $N$  wynosiły odpowiednio 2,794 i 3,262, a dla parametru  $K$  wynosiły odpowiednio 0,592 i 0,564 h. Różnice między wartościami parametru  $N$  dla dwóch wariantów obliczeń w obu wymienionych scenariuszach są duże. Wartości średnie parametru  $K$  są do siebie bardzo zbliżone.
3. Przyjęcie do obliczeń dwóch różnych wielkości powierzchni zlewni po profil Rosoła (14,7 i 31,2 km<sup>2</sup>) ma niewielki wpływ na zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów maksymalnych wezbrań. Średni błąd, obliczony przy uwzględnieniu wartości bezwzględnych błędów symulacji dla poszczególnych epizodów opadowych, wynosił 19,1% dla wariantu obliczeń, w którym przyjęto powierzchnię zlewni 14,7 km<sup>2</sup> oraz 20,3% dla wariantu ze zlewnią o powierzchni 31,2 km<sup>2</sup>.
4. Dla scenariusza, w którym przyjęto do symulacji przepływów dwa różne kroki czasowe obliczeń (10 i 30 min), wartości średniego błędu wynosiły odpowiednio 15,8 i 19,1%. Zgodność między pomierzonymi i obliczonymi przepływami maksymalnymi wezbrań jest znacznie większa w symulacjach z krokiem czasowym obliczeń 10 min niż z krokiem czasowym 30 min.
5. Wartości błędu względnego, ustalone na podstawie pomierzonych i symulowanych przepływów dla jednego z analizowanych zdarzeń (22.07.2007 r.), dla scenariusza w którym przyjęto do symulacji dwa alternatywne punkty końca hydrogramu bezpośredniego (punkty oznaczone symbolami k1 i k2), wynosiły odpowiednio –0,7 i –70,1%. Analiza wykazała, że wybór punktu końca hydrogramu bezpośredniego ma duży wpływ na błąd obliczeń przepływów maksymalnych. Jednocześnie ustalenie rzeczywistego punktu końca odpływu bezpośredniego dla hydrogramów pomierzonych w zlewniach miejskich jest bardzo trudne i nie jest jednoznaczne.
6. Przyjmując do obliczeń koniec hydrogramu odpływu bezpośredniego w punkcie k1, zlokalizowanym w miejscu pierwszego wyraźnego

spłaszczenia fali wezbrania, uzyskano bardzo dużą zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów maksymalnych. Przyjmując do obliczeń koniec hydrogramu w punkcie k2 (zlokalizowanym w miejscu drugiego spłaszczenia fali; po upływie 7 h od czasu wystąpienia punktu k1), który jest prawdopodobnie rzeczywistym punktem końca odpływu bezpośredniego, uzyskano natomiast bardzo dużą wartość błędu symulacji przepływów maksymalnych (−70,1%).

## Literatura

- Barszcz, M. (2009). Prognoza maksymalnych przepływów prawdopodobnych wywołanych ulewami w zurbanizowanej zlewni Potoku Służewieckiego. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, 4 (46), 3-23.
- Barszcz, M. (2010). Ocena zagrożenia powodziowego i możliwości jego ograniczenia w zurbanizowanej zlewni Potoku Służewieckiego. *Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN*, 68, 219-230.
- Barszcz, M. (2014). Ocena przydatności conceptualnego modelu Nasha do symulacji hydrogramu przepływów w zlewni zurbanizowanej z uwzględnieniem scenariuszy warstwy opadu. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, 23 (2), 113-123.
- Barszcz, M. (2015). Zastosowanie modelu SWMM do prognozy przepływów prawdopodobnych w zlewni miejskiej. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, 24 (3), 209-223.
- Nash, J.E. (1957). The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph. *IAHS*, 59, 202-213.
- Soil Conservation Service – SCS. (1985). *National Engineering Handbook, Hydrology*. Washington, DC: US Department of Agriculture.
- Sumner, G. (1988). *Precipitation. Process and analysis*. New York: John Wiley and Sons.
- Szymkiewicz, R. i Gąsiorowski, D. (2010). *Podstawy hydrologii dynamicznej*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowo-Techniczne.
- Szurc, J. (1987). Próby estymacji parametrów modelu Nasha dla małej zlewni górskiej. *Wiadomości IMGW*, 10 (31), 2-3.

## Streszczenie

**Wpływ wybranych parametrów obliczeniowych na błąd symulacji przepływów i parametry modelu Nasha w zlewni miejskiej.** W pracy przedstawiono analizę przydatności conceptualnego modelu opad–odpływ według Nasha do symulacji przepływów maksymalnych w zlewni Potoku Służewieckiego po profil Rosoła, położonej w Warszawie. Zakres analiz obejmował identyfikację parametrów modelu Nasha ( $N$ ,  $K$ ) dla 13 zdarzeń opad–odpływ oraz ocenę zgodności przepływów pomierzonych i symulowanych. Analizę przeprowadzono dla dwóch różnych wielkości powierzchni zlewni (14,7 i 31,2 km<sup>2</sup>), dwóch kroków czasowych obliczeń (10 i 30 min) oraz dwóch lokalizacji punktu końca hydrogramu odpływu bezpośredniego celem określenia ich wpływu na błąd symulacji przepływów i parametry modelu Nasha. Obliczenia przeprowadzono za pomocą autorskiego programu komputerowego. Przyjęcie do obliczeń dwóch różnych wielkości powierzchni zlewni ma niewielki wpływ na zgodność pomierzonych i symulowanych przepływów maksymalnych. Zgodność między tymi przepływami jest znacznie większa w symulacjach z krokiem czasowym obliczeń 10 min niż z krokiem czasowym 30 min. Analiza wykazała, że wybór punktu końca hydrogramu bezpośredniego ma duży wpływ na błąd symulacji przepływów oraz wartości parametrów modelu Nasha.

## Summary

**The influence of selected calculation's parameters on flow simulation error and Nash model parameters in urban catchment.** The paper presents an analysis of suitability of the conceptual rainfall-runoff model by Nash for simulation maximum flows in the Służewiecki Stream catchment to the profile Rosoła, located in Warsaw. The range of the analyzes included determining the parameters of the Nash model ( $N$ ,  $K$ ) for 13 rainfall-runoff events and an assessment of the compatibility between measured and simulated flows. The analysis was conducted for two different sizes of the catchment area (14.7 and 31.2 km<sup>2</sup>), two time steps of calculations (10 and 30 min) and two locations of the end point of the direct runoff hydrograph, in order to determine their impact on the flow simulation error and the parameters of the Nash model. The calculations were per-

formed using an owned computer program. Admission to the calculations of two different sizes of the catchment area has little impact on the compatibility between measured and simulated maximum flows. The compatibility between these flows is much greater in the simulations with the time step of calculations of 10 min than with the time step of 30 min. The analysis showed that the choice of the end point of the direct runoff hydrograph has a big impact on the flow simulation error and the values of parameters of the Nash model.

### Author's address:

Mariusz Barszcz  
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska  
SGGW  
Katedra Inżynierii Wodnej  
02-787 Warszawa, ul. Nowoursynowska 159,  
Poland  
e-mail: mariusz\_barszcz@sggw.pl