

**Izabela CHMIELEWSKA**

Instytut Inżynierii Środowiska, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji,  
Akademia Rolnicza we Wrocławiu

Institute of Environmental Engineering, The Faculty of Environmental Engineering  
and Geodesy, The Agricultural University of Wrocław

## **Zastosowanie programu HEC-RAS do modelowania przepływu wielkich wód w rzece Widawie The use of HEC-RAS application for flood flow modeling in the Widawa River**

**Słowa kluczowe:** przepływ w korytach otwartych, modelowanie matematyczne, opory przepływu

**Key words:** open channel flow, mathematical modeling, flow resistance

czas wydzielenie tzw. martwych części przekroju przepływu, które w przeciwieństwie do części aktywnych nie przenoszą praktycznie pędu, a uczestniczą jedynie w magazynowaniu wody (retencja dolinowa).

### **Wprowadzenie**

Przepustowość naturalnej doliny wielkiej wody uwarunkowana jest topografią terenu (szerokością doliny rzecznej, spadkami podłużnymi) oraz wpływem roślinności terenów zalewowych na warunki oporów przepływu. Czynniki te muszą zostać uwzględnione przy tworzeniu matematycznych modeli transformacji fali powodziowej. Jak podkreślają Laks i Kałuża (2003), trudno jest w modelach jednowymiarowych za pomocą wartości współczynników szorstkości odwzorować złożoną strukturę przepływów w korytach wielodzielnych z udziałem różnorodnych struktur roślinnych. Istotne jest wów-

### **Opis modelu HEC-RAS**

Jako podstawowy, stosowany w świecie i godny rekomendowania w naszym kraju, w zakresie jednowymiarowego opisu stref zagrożenia powodziowego, jest model amerykański z serii HEC: HEC2 lub HEC-RAS. Posiada on dwie podstawowe zalety (Nachlik i in. 2000):

- jest obwarowany silnymi restrykcjami w zakresie wymagań w określeniu do hydraulicznej interpretacji ruchu w ujęciu numerycznym, jest modelem sprawdzonym i pewnym – nie wymaga dodatkowych testów i kontroli wyników,

- należy do produktów ogólnie dostępnych (public domain).

Model HEC-RAS ver. 3.1.1 jest jednowymiarowym modelem, służącym do obliczania położenia zwierciadła wody w sieci koryt otwartych. Aplikacja ta uwzględnia wpływ budowli hydrotechnicznych i komunikacyjnych na warunki przepływu. Obliczenia można przeprowadzać dla przepływu ustalonego i nieustalonego.

Podstawowymi równaniami, wykorzystywanymi przez numeryczny program HEC-RAS, są równania energii i ilości ruchu (Brunner 2002). Procedury obliczeniowe w programie HEC-RAS umożliwiają obliczenie strat energii w przekroju mostowym w całym zakresie zmienności napełnienia. W strefie przepływów wysokich program HEC-RAS umożliwia prowadzenie obliczeń układu zwierciadła wody za pomocą równania energii oraz z uwzględnieniem przepływu ciśnieniowego lub przepływu przez przelew. Przepływ ciśnieniowy przyjmuje się, gdy zwierciadło wody ma kontakt ze spodem konstrukcji mostu. Natomiast jako przepływ przez przelew obliczano przepływ wody ponad mostem. Prawidłowe wyznaczenie zwierciadła wody w rejonie konstrukcji mostowej jest istotne ze względu na to, że most piętrzy wodę w rzece w czasie przejścia przepływów wysokich.

Schemat blokowy programu HEC-RAS przedstawiono na rysunku 1.

Program HEC-RAS wykorzystuje następujące założenia w wyrażeniach analitycznych dla ustalonego przepływu:

- przepływ jest wolnozmienny, ponieważ równanie energii oparte jest na założeniach, że w każdym prze-

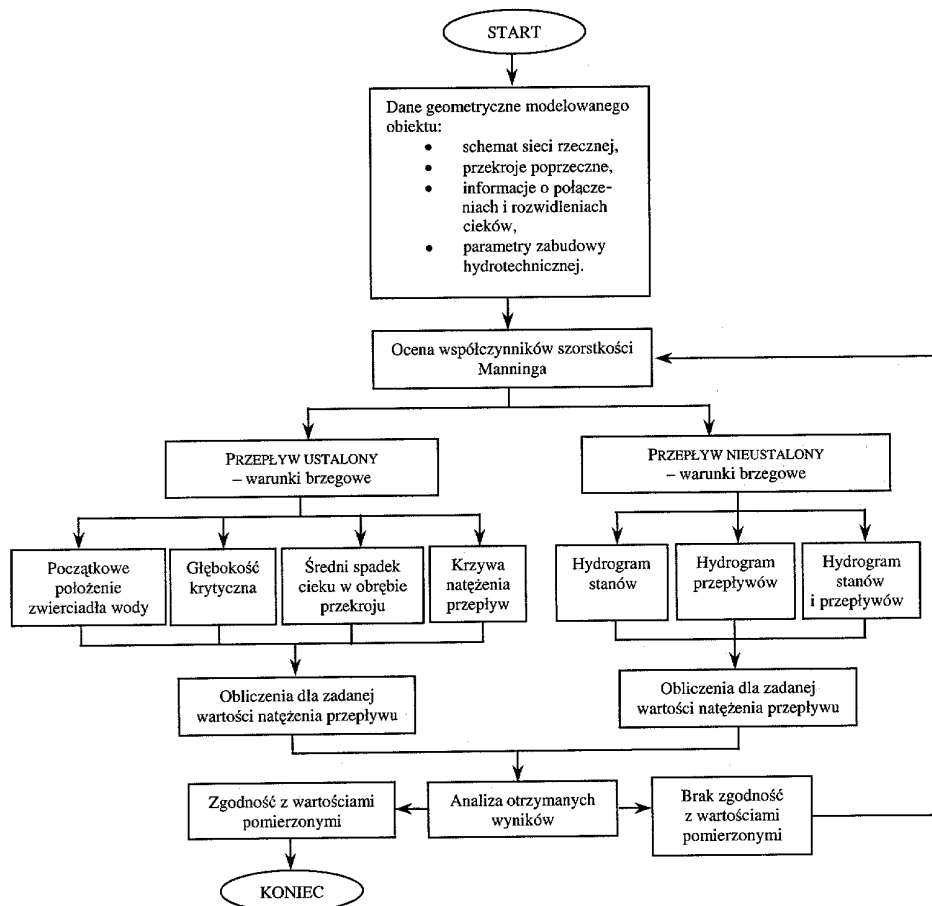
kroju poprzecznym rozkład ciśnienia jest hydrostatyczny (w miejscach, gdzie przepływ zmienia się szybko, program wykonuje obliczenia na podstawie równania ilości ruchu lub równań empirycznych),

- przepływ jest jednowymiarowy – składowe prędkości w kierunkach innych niż kierunek przepływu nie są brane pod uwagę, wysokość linii energii jest identyczna w całym przekroju poprzecznym,
- spadki koryt rzecznych są mniejsze niż 1 : 10.

## Charakterystyka rzeki Widawy

Rzeka Widawa jest prawobrzeżnym dopływem rzeki Odry. Uchodzi do niej w km 266,900, poniżej miasta Wrocławia. Długość rzeki, od ujścia rzeki Widawy (km 0,000) do kanału Bartoszewickiego, tzw. przewał łączącego Odrę z Widawą, wynosi 21,100 km. Na badanym odcinku w 1947 roku przy moście kolejowym na trasie Wrocław – Oleśnica, założono wodowskaz Wrocław – Psie Pole. Elementami obserwowanymi były stany wody oraz temperatura wody. Wodowskaz ten został zlikwidowany w 1967 roku. Natomiast od 1968 do 1995 roku prowadzone były pomiary hydrometryczne (stan wody i natężenie przepływu) w przekroju wodowskazowym Wrocław – Sołtysovice, a od 1995 roku, ze względu na zarastanie, pomiary zostały przeniesione do przekroju wodowskazowego Wrocław – Krzyżanowice.

**Dane wykorzystywane w obliczeniach.** Do modelu został wprowadzony schemat sieci rzecznej, 209 dolinowych



RYSUNEK 1. Schemat blokowy programu HEC-RAS ver. 3.1.1  
 FIGURE 1. Block diagram of the HEC-RAS ver. 3.1.1 algorithm

przekrojów poprzecznych (średnia odległość między przekrojami wynosi 101,96 m), parametry zabudowy hydrotechnicznej (dwa mosty kolejowe, dziesięć mostów drogowych, dwie lokalne przeprawy oraz jeden jaz). Określono współczynniki szorstkości Manninga oraz współczynniki kontrakcji i ekspansji. Na rysunku 2 przedstawiono plan sytuacyjny rzeki Widawy wraz z przekrojami poprzecznymi.

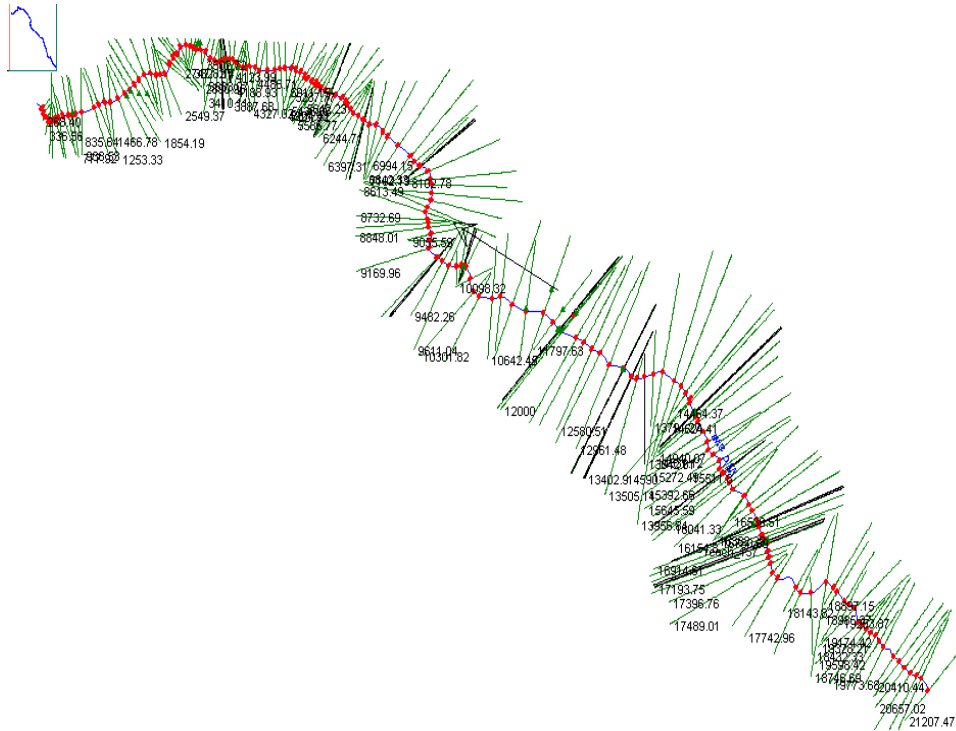
Współczynnik Manninga dla koryta głównego oszacowano metodą Cowana (1956):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (1)$$

gdzie:

$n_0$  – bazowa wartość  $n$  dla prostego, jednolitego koryta,

$n_1$  – poprawka ze względu na stopień nieregularności brzegów i dna koryta,



RYSUNEK 2. Plan sytuacyjny rzeki Widawy wraz z przekrojami poprzecznymi  
 FIGURE 2. Situation chart of Widawa River with cross-sections

$n_2$  – poprawka ze względu na zmiany wielkości i kształtu przekroju poprzecznego rzeki,

$n_3$  – poprawka ze względu na obecność i charakter przeszkód, takich jak: zakumulowana zwietrzelnina, otoczaki, pnie, konary i kłody, odsłonięte korzenie drzew,

$n_4$  – poprawka ze względu na intensywność wegetacji i stopień zasłonięcia przekroju poprzecznego rzeki,

$m_5$  – poprawka ze względu na stopień meandrowania rzeki.

Metoda Cowana szacowania współczynników szorstkości znajduje uznanie hydrologów (Szkutnicki 1996) i jest zalecana dla obliczeń ruchu ustalonego

w małych rzekach o szerokości do 30 m i  $R_h < 4,60$  m.

Wartość bazową współczynnika szorstkości ( $n_0$ ) wyznaczono na podstawie badań składu granulometrycznego rumowiska dennego (Chmielewska 2003). Wartości współczynnika szorstkości ( $n$ ) wraz z wartością bazową ( $n_0$ ) i poprawkami wykorzystanymi w obliczeniach przedstawiono w tabeli 1.

Wartości współczynników szorstkości Manninga ( $n$ ) dla terenów zalewowych wyznaczono na podstawie następujących materiałów:

- map topograficznych w skali 1 : 10 000, 1 : 25 000,
- mapy hydrologicznej Polski w skali 1 : 50 000 w formie numerycznej,

TABELA 1. Wartości współczynników szorstkości Manninga na odcinku Widawy od km 0,000 do km 21,100

TABLE 1. Manning's roughness coefficients within the section 0,000 km to 21,100 km of Widawa River

Lp. Number	Kilometr Kilometre	$n_0$	$n_1$	$n_2$	$n_3$	$n_4$	$m$	$n$
1	0,000–0,400	0,022	0,001	0,000	0,005	0,010	1,2	0,046
2	0,400–0,450	0,022	0,001	0,000	0,030	0,040	1,0	0,093
3	0,450–0,820	0,022	0,001	0,000	0,000	0,020	1,0	0,043
4	0,820–0,900	0,022	0,001	0,000	0,000	0,015	1,0	0,038
5	0,900–1,540	0,022	0,008	0,000	0,004	0,020	1,1	0,059
6	1,540–3,400	0,022	0,001	0,000	0,000	0,020	1,1	0,047
7	3,400–3,840	0,022	0,000	0,000	0,001	0,020	1,1	0,047
8	3,840–3,933	0,022	0,002	0,000	0,001	0,010	1,0	0,035
9	3,933–5,050	0,022	0,006	0,000	0,000	0,025	1,1	0,058
10	5,050–6,070	0,022	0,006	0,000	0,000	0,020	1,1	0,053
11	6,070–6,700	0,023	0,000	0,000	0,002	0,020	1,1	0,050
12	6,700–7,250	0,023	0,000	0,000	0,000	0,020	1,1	0,047
13	7,250–8,000	0,023	0,000	0,000	0,000	0,025	1,1	0,053
14	8,000–9,000	0,023	0,001	0,000	0,000	0,025	1,1	0,054
15	9,000–9,864	0,023	0,000	0,000	0,000	0,020	1,0	0,043
16	9,864–11,947	0,023	0,000	0,000	0,000	0,020	1,0	0,043
17	11,947–12,900	0,026	0,000	0,000	0,000	0,015	1,0	0,041
18	12,900–14,000	0,026	0,000	0,000	0,000	0,020	1,0	0,046
19	14,000–14,490	0,024	0,000	0,000	0,000	0,015	1,0	0,039
20	14,490–17,150	0,024	0,000	0,000	0,000	0,020	1,1	0,048
21	17,150–21,100	0,022	0,000	0,000	0,000	0,020	1,1	0,046

- mapy sozologicznej Polski w skali 1 : 50 000 w formie numerycznej,
- zdjęć i filmów wykonanych w terenie,
- zdjęć pionowych i ukośnych wykonanych z pułapu lotniczego.

Materiały te pozwoliły na wydzielenie obszarów, którym przyporządkowano odpowiednie współczynniki szorstkości Manninga (Chow 1959). Wydzielono również tzw. martwe części przekroju przepływu.

Obliczenia układu zwierciadła wody wykonano dla przepływów o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia wyznaczone w przekroju wodowskazo-

wym Wrocław – Sołtysowice dla Widawy oraz dla Dobrej przy ujściu. Przepływy dla półrocza letniego i zimowego wyznaczono na podstawie pomiarów w przekroju wodowskazowym Wrocław – Sołtysowice dla lat 1968–1994 (27 lat) oraz w przekroju wodowskazowym Wrocław – Krzyżanowice dla lat 1995–2003 (9 lat).

W obliczeniach przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia uwzględniono dwa, o różnej genezie, ciągi przepływów maksymalnych – zimowe i letnie. Poza spełnieniem warunku jednorodności apriorycznej, dostarczyło to informacji o wielko-

ści i częstości występowania wezbrań w ciągu roku. Prawdopodobieństwo alternatywy jest znacznie większe w sytuacji występowania równorzędnych wezbrań roztopowych i deszczowych (Ozga-Zielińska i in. 1999). Badane ciągi pomiarowe przepływów maksymalnych rocznych roztopowych i deszczowych zostały sprawdzone pod kątem występowania w nich elementów odstających. W tym celu wykorzystano test Grubbsa-Becka, który wykazał, że w badanym ciągu nie ma elementów odstających. Przeprowadzono weryfikację pod kątem losowego pojawiania się elementów w badanym ciągu, wykorzystując test serii. Wynik testowania potwierdził, że ciąg pomiarowy jest stacjonarny (w ciągu nie wykryto skoku wartości średniej). Dokonano również weryfikacji stacjonarności za pomocą testu sumy rang Kruskala-Wallisa, testu współczynnika korelacji rangowej Spearmana na trend wariancji zmiennej losowej i trend wartości średniej zmiennej losowej. Wszystkie przeprowadzone testy dla przepływów maksymalnych rocznych roztopowych i deszczowych wykazały, że badany ciąg nie posiada skoku wartości średniej, trendu wariancji i wartości średniej oraz jest stacjonarny. Wyniki testów pozwoliły na przeprowadzenie procedury doboru rozkładu prawdopodobieństwa.

Przepływy roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Wrocław – Sołtysowice wyznaczono, korzystając z programu QMAXP, opracowanego przez M. Ozga-Zielińską, J. Brzezińskiego, B. Ozga-Zielińskiego (1999). Celem oceny dopasowania funkcji rozkładu prawdopodobieństwa do danych

empirycznych zastosowano 4 rozkłady prawdopodobieństwa: gamma, Weibulla, log-normalny, log-gamma. Najbardziej wiarygodna według minimalnej wartości kryterium informacyjnego Akaike dla rozkładu prawdopodobieństwa przepływów maksymalnych rocznych roztopowych jest funkcja rozkładu Weibulla, a dla rozkładu prawdopodobieństwa przepływów maksymalnych rocznych deszczowych jest funkcja rozkładu log-normalny. Wyniki obliczeń przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia przedstawiono w tabeli 2.

TABELA 2. Maksymalne przepływy roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia jako kwantyle funkcji prawdopodobieństwa alternatywy, rzeka Widawa, profil wodowskazowy Wrocław-Sołtysowice

TABLE 2. Maximum annual discharge with determined probability of exceeding as a fractile function probability of alternative, Widawa River, profile Wrocław-Sołtysowice gauge section

Prawdopodobieństwo alternatywy Probability of alternative	Przepływ maksymalny Maximum discharge
p [%]	$Q_{\max,p}$ [m <sup>3</sup> /s]
1	77,2
0,5	92,0
0,3	104,2

Zlewnia rzeki Dobrej, będącej dopływem Widawy, jest zlewnią niekontrolowaną, dlatego w celu wyznaczenia maksymalnych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, przy braku obserwacji hydrometrycznych, posłużono się zależnością regionalną J. Wołoszyna. Wyniki obliczeń przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia przedstawiono w tabeli 3.

TABELA 3. Maksymalne przepływy roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, rzeka Dobra

TABLE 3. Maximum annual discharge with determined probability of exceeding, Dobra River

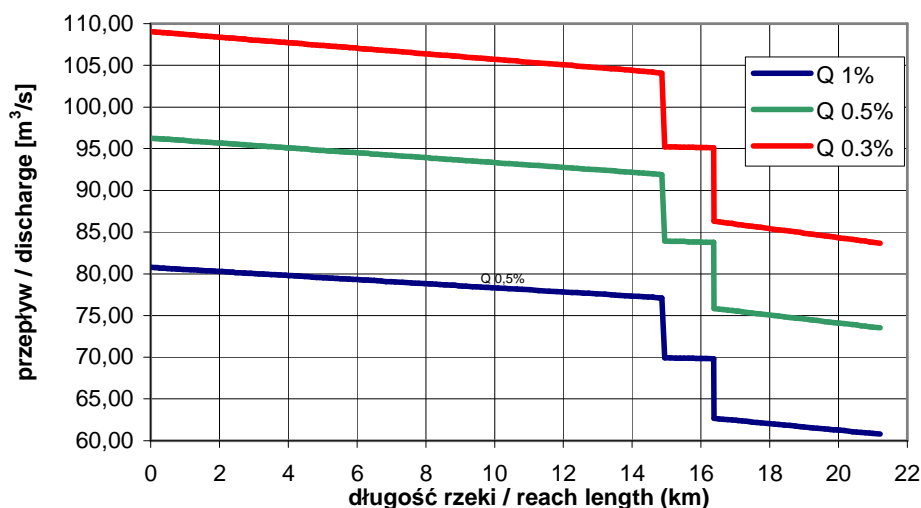
Prawdopodobieństwo przewyższenia Probability of appearance	Przepływ maksymalny Maximum discharge
p [%]	$Q_{\max,p}$ [m <sup>3</sup> /s]
1	14,3
0,5	15,9
0,3	17,6

Obliczenia wykonano przy założeniu ustalonego przepływu, quasiustalonego, uwzględniającego przyrost powierzchni zlewni (rys. 3). Jako warunek brzegowy przyjęto rzędną zwierciadła wody miarodajnej w rzece Odrze, w przekroju ujściowym rzeki Widawy.

Rzędna ta wynosi 110,81 m n.p.m., a przepływ miarodajny 2122 m<sup>3</sup>/s. Model został skalibrowany na podstawie krzywych natężenia przepływu (Chmielewska 2002), sporządzonych dla przekroju wodowskazowego Wrocław – Krzyżanowice (km 12+000), Wrocław – Sołtysowice (km 14+590) i Wrocław – Psie Pole (km 17+150).

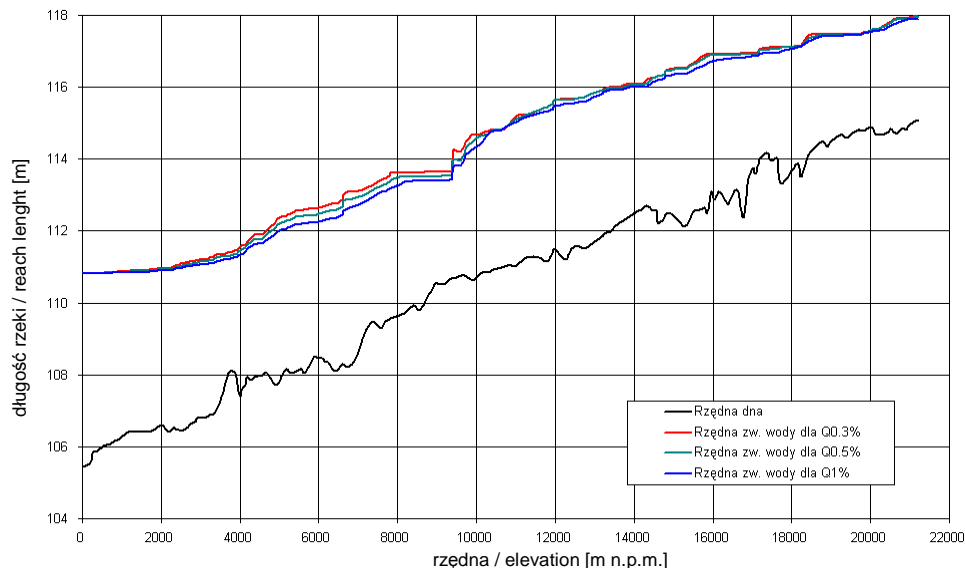
### Wyniki obliczeń

Obliczenia modelowe pozwoliły na wyznaczenie położenia zwierciadła wody (rys. 4) oraz zasięgu stref zalewu. Dla wszystkich rozważanych przepływów minimalne napięcie w korycie wynosiło odpowiedni: dla  $Q_{1\%}$  – 2,63 m, dla  $Q_{0,5\%}$  – 2,64 m, dla  $Q_{0,3\%}$  – 2,66 m. Natomiast maksymalne napię-



RYSUNEK 3. Zmienność przepływów o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia w rzece Widawie km 0,000 – 21,100

FIGURE 3. Discharge with specific probability of appearance, Widawa River within section 0,000 to 21,100 km



RYSUNEK 4. Obliczone położenia zwierciadła wody w rzece Widawie, na odcinku od km 0,000 do km 21,100

FIGURE 4. Water head profile in the Widawa River within section 0,000 to 21,100 km

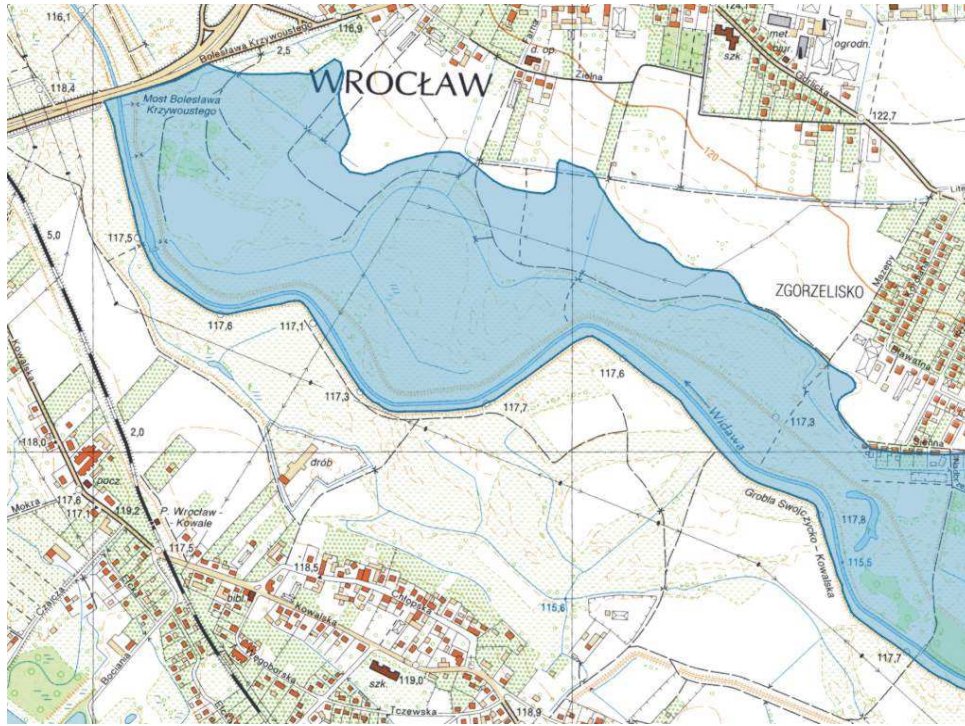
nienie w przekroju ujściowym dla wszystkich przepływów wynosiło 5,37 m. W miejscach, gdzie tereny zalewowe ograniczone są przez wały letnie szerokość zwierciadła wody wynosi 26,07 m dla  $Q_{1\%}$ , 26,77 m dla  $Q_{0,5\%}$  oraz 27,48 m dla  $Q_{0,3\%}$ . Maksymalna szerokość zwierciadła wody wynosi 1795,29 m dla  $Q_{1\%}$ , 1799,3 m dla  $Q_{0,5\%}$  oraz 2090,14 m dla  $Q_{0,3\%}$ . Natomiast minimalna średnia prędkość przepływu wynosiła odpowiednio: dla  $Q_{1\%}$  oraz  $Q_{0,5\%}$  – 0,05 m/s, a dla  $Q_{0,3\%}$  – 0,06 m/s. Maksymalna średnia prędkość wynosiła dla  $Q_{1\%}$  – 1,52 m/s, dla  $Q_{0,5\%}$  – 1,70 m/s, a dla  $Q_{0,3\%}$  – 1,93 m/s.

Na podstawie obliczonych rzędnych zwierciadła wody wyznaczono strefę zagrożenia powodziowego A1 (Nachlik i in. 2000) dla przepływu o prawdopodobieństwie przewyższenia 1% (rys. 5).

## Podsumowanie

Obliczenia układu zwierciadła wody w dolinie rzeki Widawy zostały wykonane w założeniu ustalonego przepływu. Istotny wpływ na układ zwierciadła wody w odcinku ujściowym Widawy ma poziom wody w Odrze. Przepływ miarodajny w Odrze powoduje spiętrzenie wód w rzece Widawie na długości 4 km oraz napełnienie w korycie rzeki Widawy, wynoszące przy ujściu 5,37 m. Przy przepływie o prawdopodobieństwie przewyższenia 1% dwa mosty zlokalizowane na poligonie wojskowym pracują pod ciśnieniem (km 13,215 i km 13,400). Natomiast przy pozostałych przepływach trzy mosty zlokalizowane na poligonie wojskowym pracują pod ciśnieniem (km 13,215, km 13,400 oraz km 13,640). Dodatkowo





RYSUNEK 5. Mapa stref zagrożenia powodziowego dla  $Q_{1\%}$ , Widawa km 17,150–19,600 km  
 FIGURE 5. Flood risk zones chart for  $Q_{1\%}$ , Widawa River within section 17,150 to 19,600 km

przy przepływie o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,3% pod ciśnieniem pracuje lokalna przeprawa (zlokalizowana w km 5,890). Wszystkie te budowle mostowe są opływane przez przepływającą wielką wodę.

Otrzymane wyniki pozwalają na wyznaczenie map zagrożenia powodziowego. Dla obszarów objętych powodzią określona została głębokości zalewu oraz prędkości przepływu. Sporządzone mapy stref zagrożenia powodziowego oraz normy wrażliwości na zalanie (Desbos 1995, za Radczuk i in. 2001) pozwalają na opracowanie map wrażliwości obiektów znajdujących się w granicach zalewu. Na podstawie po-

wyższych map można generować różne scenariusze zagospodarowania stref narażonych na zalanie oraz różne scenariusze ochrony przed powodzią.

## Literatura

- BRUNNER G. 2002: HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- CHMIELEWSKA I. 2002: Charakterystyka hydrologiczna rzeki Widawy. Maszynopis, Wrocław.
- CHMIELEWSKA I. 2003: Rozkład uziarnienia rumowiska dennego w profilu podłużnym rzeki Widawy. XXIII Ogólnopolska Szkoła Hydrauliki. IBW PAN, Gdańsk.

- CHOW V. 1959: Open – channel hydraulics. McGraw – Hill Book Company, INC.
- KUBRAK J., NACHLIK E. 2003: Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych. Wydaw. SGGW, Warszawa.
- LAKS I., KAŁUŻA T. 2003: Odwzorowanie aktywnej strefy przepływu w jednowymiarowych modelach przepływów nieustalonych na przykładzie systemu SPRUNER. Mat. sem. “Wybrane zagadnienia hydrauliki dużych rzek nizinnych”, Poznań.
- NACHLIK E., KOSTECKI S., GADEK W., STOCHMAL R. 2000: Strefy zagrożenia powodziowego. Biuro Koordynacji Projektu Banku Światowego, Wrocław.
- OZGA-ZIELIŃSKA M., BRZEZIŃSKI J., OZGA-ZIELIŃSKI B. 1999: Zasady obliczania największych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia przy projektowaniu obiektów budownictwa hydrotechnicznego. Materiały badawcze 27, Seria: Hydrologia i Oceanologia. Instytut Melioracji i Gospodarki Wodnej, Warszawa.
- RADCZUK L., SZYMKIEWICZ R., JEŁOWICKI J., ŻYSKOWSKA W., BRUN J. 2001: Wyznaczanie stref zagrożenia powodziowego. Biuro Koordynacji Projektu Banku Światowego, Wrocław.
- SZKUTNICKI J. 1996: Ocena szorstkości koryt rzecznych na podstawie badań ekstremalnych. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa.

## Summary

### **The use of HEC-RAS application for flood flow modeling in the Widawa River.**

This report contains results from modeling computation of flood discharge in the Widawa River within the city area of Wrocław. Calculations were performed with the use of HEC-RAS ver.3.1.1. application program. The following initial data were entered to model: situation channel chart, geometric data of cross-sections, geometric data of hydrotechnical and communication structures, flow non-effective areas, contraction and expansion coefficient, Manning's roughness coefficients for channel and overbanks. Calculations were carried out for stationary flow conditions. After accomplishing entering the above initial data, simulations were carried out and the results were used for preparing flood risk zones charts.

#### **Author's address:**

Izabela Chmielewska  
Akademia Rolnicza we Wrocławiu  
Instytut Inżynierii Środowiska, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji  
50-363 Wrocław, pl. Grunwaldzki 24  
Poland