

Sławomir BAJKOWSKI

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

WPLYW ZABUDOWY KORYTA KANAŁU GRABOWSKIEGO NA PRZEPLYW WÓD

1. WSTĘP

Duży wpływ na zmianę przepustowości cieków wodnych na terenach miejskich mają budowane lub modernizowane ciągi komunikacyjne oraz „szukająca” nowych terenów zabudowa mieszkaniowa. W wielu przypadkach cieki są „przekładane” w nowe koryta, ogranicza się ich przekroje, zmienia dotychczasowe kształty lub wręcz zakrywa się je, tworząc długie podziemne kolektory (Bajkowski 2008, 2009). Kanał Grabowski został na odcinku od ulicy Poleczki do ulicy Wyczółki przebudowany w zakresie zmian konstrukcyjnych występujących tam przepustów oraz kształtu przekroju poprzecznego koryta. Przekształcenie układu komunikacyjnego spowodowało zmianę konstrukcji i wymiarów przepustów pod ulicami Poleczki i Wyczółki oraz zmianę kształtu koryta Kanału Grabowskiego z trapezowego ziemnego na prostokątny betonowy (CEWOK 2000; SAP-PROJEKT 2004).

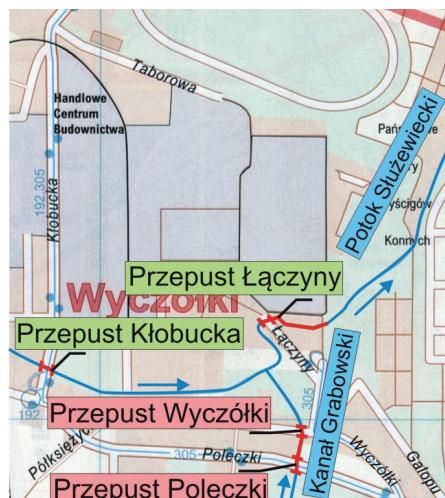
Przedmiotem niniejszego opracowania jest analiza warunków działania przebudowanego odcinka kanału oraz występujących tam przepustów drogowych. W nowym układzie komunikacyjnym ulica Poleczki stanowi główny ciąg komunikacyjny pomiędzy ulicą Puławską a lotniskiem Okęcie. W analizach wykorzystano materiały uzyskane w czasie inwentaryzacji obiektów, obejmującej pomiary geometrii koryta, obmiar konstrukcji, pomiary hydrometryczne oraz wykonane obliczenia przepustowości.

Do obliczeń hydraulicznych prezentowanych w artykule wykorzystano pakiet obliczeniowy HEC-RAS v. 4.1 – Hydrologic Engineering Center River Analysis System (HEC-RAS 2010). Proces obliczeniowy programem realizowany jest metodą matematycznego modelowania przepustowości hydraulicznej koryta Kanału Grabowskiego. Do określenia przepływu w korycie, przez przepusty i nasypy drogowe, zastosowano empiryczne współczynniki uzyskane na podstawie badań modelowych i pomiarów terenowych.

2. LOKALIZACJA OBIEKTU

Analizowany odcinek Kanału Grabowskiego zlokalizowany jest w Warszawie na terenie dzielnicy Ursynów. Prezentowane rozpoznanie obejmuje dwa przepusty oraz odcinek koryta pomiędzy nimi. Przepust górny znajduje się w ciągu ulicy Poleczki, a dolny pod ulicą Wyczółki (rys. 1).

Przepust pod ulicą Poleczki ma długość 63,0 m. Przewód przepustu stanowi rura falista o przekroju łukowo-kołowym, wysokości 1200 mm i szerokości 1800 mm. Głowice przepustu wykonano jako kołnierzowe, a skarpe wokół umocniono kostką układaną na płask. Kąt ścięcia rury dostosowano do nachylenia skarpy 1:1,5. Przed wlotem znajduje się krata stalowa zabezpieczająca przed wpływaniem zanieczyszczeń do przepustu. Skarpy koryta kanału przed wlotem umocnione są, na odcinku 3,0 m, ażurowymi płytami betonowymi 50×50×7 cm. Poniżej wylotu przepustu występuje przejściowy odcinek łączący owalny przewód przepustu z prostokątnym przekrojem koryta.



Rys. 1. Lokalizacja przepustów na Kanale Grabowskim pod ulicami Poleczki i Wyczółki

Koryto kanału, na odcinku o długości 41,0 m pomiędzy przepustami, zabezpieczono prefabrykowanymi żelbetowymi elementami oporowymi. Uzyskano w ten sposób prostokątny przekrój o szerokości 1,2 m, którego dno umocniono płytami betonowymi o wymiarach 50×50×7 cm. Powyżej wlotu przepustu pod ulicą Wyczółki wykonano odcinek przejściowy ze schodami na prawej skarpie.

Przepust pod ulicą Wyczółki ma długość 16,5 m. Przewód przepustu wykonano z rury falistej o kształcie łukowo-kołowym, szerokości 1,8 m i wysokości 1,2 m. Skarpa nasypu drogowego w płaszczyźnie kołnierzewego wlotu przepustu obmurowana jest kostką. Ścięcie rury na wlocie dostosowane jest do pochylenia skarpy 1:1,5. Wlot przepustu zabezpieczony jest stalową kratą, wylot stanowi prostopadła do osi przewodu pionowa ściana czołowa.

3. INWENTARYZACJA OBIEKTU

3.1. Część górna odcinka

Górna część badanego odcinka Kanału Grabowskiego przebiega pomiędzy, położoną po lewej stronie cieku, posesją z zabudową hotelową, a gruntami po prawej stronie cieku, zajmowanymi przez przedsiębiorstwo budowlane. Szerokość dna koryta cieku na tym odcinku wynosi około 1,0 m. Skarpy kanału porośnięte są trawą i nie posiadają własnych umocnień. Kanał w okresie letnim prowadzi niewielkie ilości wody (rys. 2). Współczynnik szorstkości Manninga dla dolnej części przekroju koryta na tym odcinku, według pomiarów hydrometrycznych, określono jako równy $0,020 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$.

Powyżej przepustu pod ulicą Poleczki, w przekroju początkowym umocnień 5,0 m przed wlotem, została zlokalizowana kratka wlotowa. Kratę wykonano z prętów stalowych o średnicy $\text{Ø}10 \text{ mm}$, wsparto na kładce wykonanej z prętów stalowych



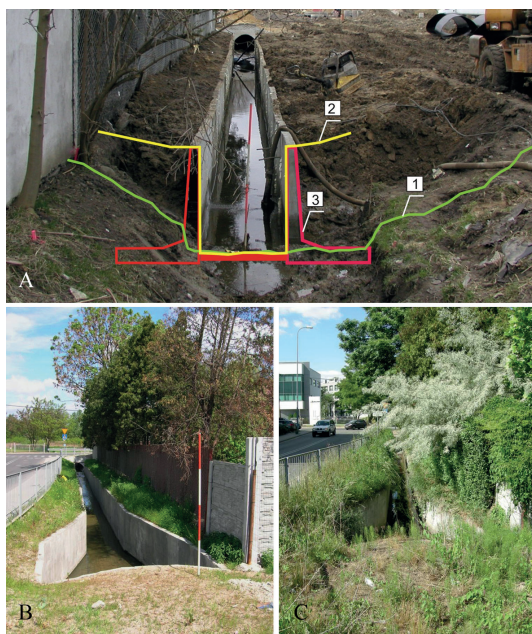
Rys. 2. Stan koryta Kanału Grabowskiego powyżej przepustu pod ulicą Poleczki:
a – marzec 2008 roku, b – maj 2009 roku

i dwóch kształtowników o przekroju 50×50 mm. Obecnie krata znajduje się 14,0 m powyżej wlotu. Umocnienia skarp na długości 2,5 m przed wlotem zostały wykonane z płyt betonowych ażurowych. Wlot przepustu obudowano kostką układaną naprzemiennie do wysokości umocnień sztywnych skarp. Ścięcie przewodu na wlocie jest zgodne z nachyleniem skarpy nasypu drogowego ulicy Poleczki. Przewód przepustu górnego, o kształcie łukowo-kołowym, ma wysokość 1,2 m i szerokość 1,8 m. Jego długość mierzona w kluczu (zwrniku) wynosi 63,0 m. Na koronie nasypu wzdłuż ulicy Poleczki wykonano chodnik o szerokości 4,1 m. Pomiędzy chodnikiem a jezdnią przebiegają ponad terenem dwie rury przemysłowe. Wylot przepustu został wykonany jako kołnierzowy. Umocnienia betonowe poniżej wylotu wykonano jako pionowe żelbetonowe mury wprowadzające wodę do prostokątnego kanału. Wysokość muru kanału wynosi 1,45 m, a szerokość odcinka przejściowego zmienia się od 3,0 m w przekroju wylotowym przepustu, do 1,20 m w korycie żelbetowym.

3.2. Część środkowa odcinka

Koryto Kanału Grabowskiego na odcinku pomiędzy wylotem przepustu pod ulicą Poleczki a wlotem do przepustu pod ulicą Wyczółki zostało przebudowane poprzez zmianę kształtu oraz obudowy dna i skarp przekroju poprzecznego. Dotychczasowy przekrój trapezowy (linia 1 na rys. 3) został zamieniony na betonowe koryto prostokątne (linia 2 na rys. 3). W tym celu wykonano obudowę z kątowych prefabrykatów żelbetonowych (3 na rys. 3), kształtując koryto/żłób o szerokości 1,2 m. Zewnętrzne półki wykorzystano do stabilizacji prefabrykatów, a dno pomiędzy nimi umocniono płytami betonowymi. Wysokość ścian koryta zmienia się od 1,45 m w jego górnym odcinku do 1,22 m w odcinku dolnym. Na długości koryta znajdują się 3 wyloty rur z tworzywa sztucznego. Przed przepustem Wyczółki, na prawej skarpie odcinka wlotowego, wykonano zejścia do kanału. Wątpliwym wydaje się usytuowanie schodów na prawym brzegu ze względu na utrudniony dostęp.

Koryto cieku osłonięte jest balustradą stalową, zlokalizowaną powyżej wylotu wzdłuż ulicy Poleczki, na długości koryta po lewej jego stronie oraz wzdłuż chodnika przy ulicy Wyczółki. Po prawej stronie koryto graniczy ze szczelnym murem zabudowy mieszkaniowej. Długość kanału, obejmująca odcinki przejściowe, mierzona pomiędzy przepustami, wynosi 41,0 m. Współczynnik szorstkości Manninga dla dna koryta żelbetonowego przy małym napełnieniu, według pomiarów hydrometrycznych, określono jako równy $0,040 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Stan koryta i terenu przyległego po zakończeniu inwestycji oraz w chwili obecnej pokazano na rys. 3. Nowe koryto betonowe usytuowano przy prawej skarpie ziemnego przekroju trapezowego. Uzyskano w ten



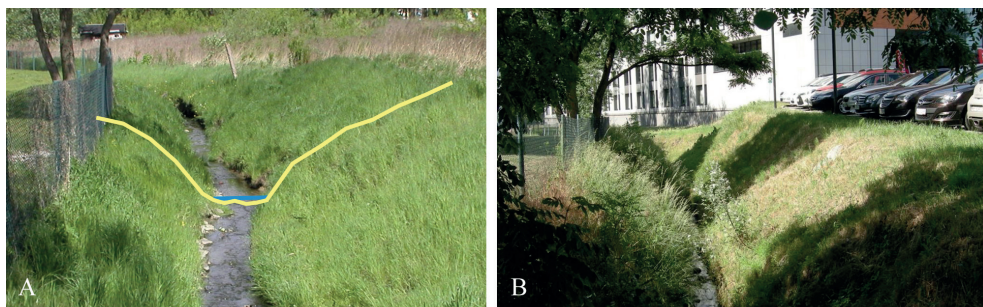
Rys. 3. Stan koryta Kanału Grabowskiego pomiędzy przepustami Poleczki i Wyczółki: a – marzec 2008 roku b – maj 2009 roku, c – czerwiec 2016 roku; 1 – koryto ziemne, 2 – koryto betonowe, 3 – konstrukcje oporowe ścian

sposób znaczne ograniczenie szerokości pasa zajmowanego przez ciek w stosunku do wcześniejszego koryta trapezowego. Pozwoliło to na poszerzenie na tym odcinku ulicy Wyczółki.

3.3. Część dolna odcinka

W odległości 4,4 m przed wlotem przepustu pod ulicą Wyczółki znajduje się krata wlotowa. Wlot przepustu wykonano jako kołnierzowy, a jego przewód z łukowo-kołowej rury falistej o wysokości 1,2 m i szerokości 1,8 m. Długość przewodu przepustu mierzona w kluczu wynosi 16,5 m. Skarpy nasypu ulicy Wyczółki umocniono kostką układaną naprzemiennie na płask, powyżej umocnień skarpa jest wybetonowana. Wylot przepustu wykonano jako czołowy prostopadły. Pod gzymsem wylotu powyżej klucza przewodu znajduje się stalowa rura o średnicy $\text{Ø}120$ mm. W odległości 0,85 m poniżej wylotu znajduje się rura $\text{Ø}120$ mm wprowadzona bezpośrednio w skarpy koryta. Poniżej znajdują się dwa rurociągi $\text{Ø}500$ mm osadzone w przyczółkach betonowych.

Poniżej ulicy Wyczółki, po lewej stronie Kanału Grabowskiego, przebiega ogrodzenie posesji, po stronie prawej znajduje się otwarty teren parkingu (rys. 4). Szerokość koryta ciek w tym miejscu wynosi około 0,7 m. Skarpy porośnięte są tra-



Rys. 4. Stan koryta Kanału Grabowskiego poniżej przepustu pod ulicą Wyczółki:
a – maj 2009 roku, b – czerwiec 2016 roku

wą i nie posiadają widocznych umocnień. Współczynnik szorstkości Manninga dla dolnej części przekroju koryta na odcinku poniżej ulicy Wyczółki, według pomiarów hydrometrycznych, wyznaczono jako równy $0,020 \text{ m}^{-1/3}$.

4. WERYFIKACJA PRZEPUSTOWOŚCI OBIEKTU

Do modelowania ukształtowania koryta kanału oraz doliny w strefach zalewowych wykorzystano dokumentację geodezyjną, wykonaną w czasie inwentaryzacji obiektu w maju 2009 r. W analizach wykorzystano też dokumentację z inwentaryzacji pobliskiego przepustu na Potoku Służewieckim pod ulicą Łączyny (Bajkowski, Pietraszek 2007) oraz z wizji lokalnych przeprowadzonych w marcu 2008 r. oraz w czerwcu 2016 r. Obliczenia wykonano w warunkach cechujących stan porostu roślinnego w okresie letnim, przyjmując współczynniki szorstkości koryta według pomiarów własnych, obliczeń wzorami oraz według tabel.

Wykorzystując pomiary hydrometryczne oraz pomierzone spadki zwierciadła wody, uzyskano wartości współczynnika szorstkości do wzoru Manninga równe:

- $0,020 \text{ m}^{-1/3}$ s dla dolnej części skarp koryta Kanału Grabowskiego powyżej ulicy Poleczki (rys. 2b) o spadku zwierciadła wody $0,18\%$ oraz dla odcinka poniżej ulicy Wyczółki (rys. 4a) dla spadku zwierciadła wody $0,62\%$;
- $0,040 \text{ m}^{-1/3}$ s dla dna koryta betonowego (rys. 3) o spadku zwierciadła wody $0,24\%$.

Dla przewodów przepustów wykonanych z rur falistych współczynnik szorstkości obliczono ze wzorów dla występów szorstkości bezwzględnej równej wysokości karbowania ścian i wyniósł on $0,020 \text{ m}^{-1/3}$ s.

Dla środkowych i górnych odcinków skarp przekroju poprzecznego wykorzystano współczynniki szorstkości z tabel podanych przez Dąbkowskiego i in. (1982):

- 0,030 m^{-1/3}s dla środkowych i górnych części skarp trawiastych koryta, wg tab. 2.2 »C. Naturalne ciek wodne. Potoki nizinne czyste, proste, bez mielizn i dolów« wartość średnia, wg tab. 2.4 » B. Koryta cieków naturalnych. Czyste, proste odcinki rzek przy najwyższych stanach wody bez pływów i pogłębień z niewielką ilością roślin i kamieni« w stanie bardzo dobrym;
- 0,015 m^{-1/3}s dla ścian murów oporowych części betonowej koryta wykonanych z elementów prefabrykowanych, wg tab. 2.2 »A. Kanały otwarte ubezpieczone. Beton, powierzchnia wygładzona packą« wartość średnia, wg tab. 2.4 »A. Kanały sztuczne. Koryta betonowe lub wykładziny betonowe« w stanie dobrym.

Tablica 1

Przepływy i odpowiadające poziomy zagrożenia

Lp.	Oznaczenie przepływu HEC-RAS	Przepływ Q [m ³ s ⁻¹]	Poziomy występowania zagrożeń				
			Z1	Z2	Z3	Z4	Z5
1	PF 1	1,0	OBSZAR PRACY BEZPIECZNEJ				
2	PF 2	1,5					
3	PF 3	2,0	OBSZAR POWSTAWANIA ZAGROŻEŃ				
4	PF 4	2,5					
5	PF 5	3,0	OBSZAR WYSTĘPOWANIA ZAGROŻEŃ				
6	PF 6	3,5					
7	PF 7	4,0	OBSZAR WYSTĘPOWANIA ZAGROŻEŃ				
8	PF 8	4,5					
9	PF 9	5,0					

Obliczenia symulacyjne wykonano dla natężeń przepływu zestawionych w tabl. 1. Z analiz układu zwierciadła wody (rys. 5) wynika, że na badanym odcinku Kanału Grabowskiego dla warunków przepływu wody wyraźne znaczenie ma geometria koryta i występujące tam konstrukcje inżynierskie. Znaczny wpływ na zmianę warunków przepływu mają następujące obszary zaburzeń:

- I. poniżej wylotu przepustu pod ulicą Poleczki – odcinek ten stanowi połączenie łukowo-kołowego przewodu przepustu z kanałem prostokątnym, na długości którego występuje zwężenie szerokości i zmniejszenie wysokości ścian oraz zmiana kształtu przekroju poprzecznego. Na odcinku tym, przy większych przepływach, występują warunki sprzyjające powstawaniu formy odskoku ukośnego charakterystycznej dla zwężających się wypadów;
- II. w rozszerzeniu koryta wykonanym powyżej wlotu do przepustu Wyczółki – dochodzi tu do zaburzeń przepływu i piętrzenia się wody. Taki charakter zmian

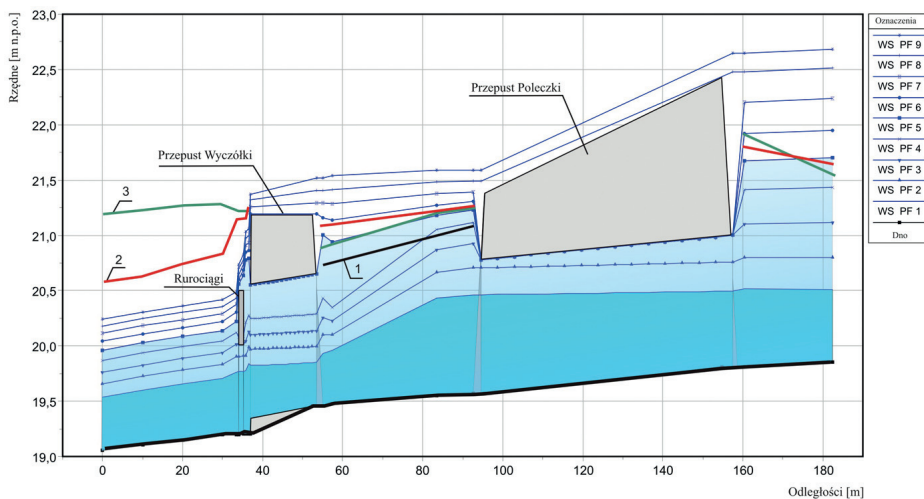
kształtu przekroju poprzecznego kanału sprzyja powstawaniu form przepływu podobnych do występujących na wypadach rozszerzonych;

III. poniżej wylotu przepustu Wyczółki – występuje tu znaczne ograniczenie pola przepływu powodowane przewodami i przyczółkami przejść rurociągów.

Przez badany odcinek Kanału Grabowskiego bez szczególnych utrudnień przechodzą przepływy nie większe niż $1,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (linia WS PF 1 na rys. 5). Dla przepływu równego $1,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ największe głębokości występują na wlocie do prostokątnego kanału. Powodują one zatopienie wylotu i spiętrzenie wody w przewodzie przepustu pod ulicą Poleczki, ograniczając jego przepustowość (Dz.U. 2000 Nr 63 poz.735). Głębokości wody nie są duże, nie przekraczają wysokości ścian koryta, woda mieści się więc w korycie na całym badanym odcinku.

Analizując zdarzenia pojawiające się przy przepływach obliczeniowych, możemy określić odpowiadające im poziomy bezpieczeństwa badanego odcinka Kanału Grabowskiego. Są one charakteryzowane pojawieniem się zagrożeń wystąpienia wody z koryta, jej wylewami oraz podtopieniem terenów przyległych i występującej w otoczeniu kanału infrastruktury. Kryteria tych poziomów zdefiniowano zmianą warunków przepływu na poszczególnych częściach odcinka, wylaniem się wody z koryta kanału na tereny przyległe oraz przelaniem się ponad koroną ulic Poleczki i Wyczółki. Zdefiniowano następujące zdarzenia (tabl. 1):

- Z1 ($2,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi podtopienie przewodu przepustu pod ulicą Poleczki, spowodowane spiętrzeniem w obszarze poniżej wylotu przepustu oraz zalanie dolnej krawędzi rurociągów położonych poniżej przepustu Wyczółki (linia WS PF 3 na rys. 5);
- Z2 ($2,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – wystąpi przepływ ciśnieniowy w przewodzie przepustu Poleczki, woda wyleje się z koryta betonowego nie rozlewając się na tereny przyległe, jednocześnie otwór pod rurociągami dolnymi zaczynie działać ciśnieniowo (linia WS PF 4 na rys. 5);
- Z3 ($3,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi wylanie się wody na tereny powyżej przepustu pod ulicą Poleczki. Woda wyleje się z betonowego koryta na teren położony po lewej jego stronie, na którym przebiega ulica Wyczółki. Spowoduje to przepływ wody ulicą i zalanie terenów leżących poniżej. Wystąpi przepływ ciśnieniowy w przewodzie przepustu pod ulicą Wyczółki oraz ponad górną krawędzią rurociągów położonych poniżej przepustu Wyczółki (linia WS PF 5 na rys. 5);
- Z4 ($3,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi wylanie się wody na tereny przyległe położone po prawej stronie koryta, gdzie znajduje się betonowy płot. Woda przeleje się też nad koroną jezdni ulicy Wyczółki (linia WS PF 6 na rys. 5);
- Z5 ($4,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi przelanie się wody ponad koroną jezdni ulicy Poleczki (linia WS PF 8 na rys. 5).



Rys. 5. Profile zwierciadła wody w Kanale Grabowskim według programu HEC-RAS:
 1 – rzędne brzegu lewego, 2 – rzędne brzegu prawego, 3 – rzędne krawędzi koryta,
 WS PF 1...9 – rzędne zwierciadła wody przy przepływach

5. PODSUMOWANIE

Kanał Grabowski jest odbiornikiem części wód opadowych z kanalizacji deszczowej dzielnicy Ursynów. Jest to jeden z większych dopływów naturalnych Potoku Służewieckiego. Na kilku odcinkach kanał prowadzony jest w przewodzie zamkniętym. Analizowane przepusty zlokalizowane są przed ujściem cieku do Potoku Służewieckiego. Kanał Grabowski został na odcinku od ulicy Poleczki do ulicy Wyczółki przebudowany w zakresie zmian konstrukcyjnych występujących tam przepustów oraz kształtu przekroju poprzecznego. Zmiana przepustów pod ulicami Poleczki oraz Wyczółki została podyktowana koniecznością wydłużenia obu konstrukcji oraz zapewnienia odpowiedniej średnicy tak, aby wymiary przepustów umożliwiały swobodny przepływ wody w kanale. Stan techniczny przepustów ocenia się jako dobry. Na obecnym etapie zagospodarowania zlewni nie ma potrzeby dalszej modernizacji zespołu przepustów. W celu uniknięcia przebudowy innych odcinków Kanału Grabowskiego należy retencjonować wodę na obszarze jego zlewni. Zatrzymanie wód w zbiornikach pozwoli zmniejszyć przepływy na poszczególnych odcinkach kanału, a tym samym pozostawić w stanie istniejącym większość odcinków kanału. Retencjonowanie wód opadowych w Jeziorku Grabowskim, znajdującym się powyżej badanego odcinka, spowoduje znaczne ograniczenie zrzutu wody do Potoku Służewieckiego.

Analizy hydrauliczne wykazały występowanie różnego charakteru zdarzeń, które mogą spowodować przelanie się wody ponad brzegami koryta i zalanie terenów sąsiadujących z kanałem. Określono 5 takich sytuacji wpływających na warunki przepływu w przewodach przepustów i na długości odkrytego koryta kanału. Trzy z nich dotyczą wystąpienia wody z koryta kanału i zalania terenów oraz ulic sąsiadujących z ciekami. Zalanie obszarów powyżej ulicy Poleczki możliwe jest w sytuacji Z3 ($3,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). Bezpośrednią tego przyczyną byłaby mała przepustowość koryta betonowego znajdującego się poniżej tej ulicy. Zalanie ulicy Wyczółki może nastąpić w sytuacji Z4 ($3,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). Może do tego dojść przy przelaniu się wody nad brzegami betonowego kanału lub z wskutek spiętrzenia wody w przekroju przejścia rurociągów znajdujących się poniżej przepustu Wyczółki. W okresie od maja 2009 roku do czerwca 2016 roku dno koryta na tym odcinku uległo znacznemu obniżeniu. Spowodowało to nieznaczny wzrost powierzchni przekroju czynnego koryta pod rurociągami. Mało prawdopodobne zdaje się być wystąpienie sytuacji Z5 ($4,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), w której woda przelałaby się ponad koronę jezdni ulicy Poleczki.

Największy wpływ na przepustowość Kanału Grabowskiego na analizowanym odcinku ma prostokątne koryto pomiędzy ulicami Poleczki i Wyczółki, które wykonano w miejsce istniejącego trapezowego kanału ziemnego.

INFLUENCE OF OVERBUILDING CHANNEL GRABOWSKI ON WATER FLOW

Summary

The flow capacity of the rivers in urban areas depends on the degree technical development of the valley, a large number of road crossings and shape of their riverbeds. Urban areas particularly strongly affected to small streams which do not have the rich water resources and natural assets. Newly built or modernized roads and occupying new areas of residential development have a significant impact on changing stream capacity. The article presents the changes flow conditions in Channel Grabowski on the section from the Poleczki Street to the Wyczółki Street. These changes are due to the reconstruction of existing there culverts and changes the shape and dimensions of the cross-section of the trough. Reconstruction of the communication system was cause that on this stretch of concrete culverts replaced by structures of corrugated pipes and trapezoidal earth channel were changed to rectangular cased concrete walls. The sediment occurring in the channel bed, debris flowing with water and pipelines running across the trough are influence on the flow conditions in this channel section. Rectangular concrete flume has the greatest impact on changing the flow condition in Grabowski Channel.

BIBLIOGRAFIA

- Bajkowski S., 2008, *Transport rumowiska przez przepusty drogowe*, Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 2 (40), 127-135
- Bajkowski S., 2009, *Transport zanieczyszczeń przez przepusty drogowe*, Nauka Przyroda Technologie, 3 (3), 1-8
- Bajkowski S., Pietraszek Z., 2007, *Analiza warunków działania przepustu na Potoku Służewieckim pod ulicą Łączyny*, Projekt COST/210/2006. Prognoza i redukcja powodzi w zlewni zurbanizowanej, kierownik prof. dr hab. Kazimierz Banasik, maszynopis, Katedra Inżynierii Wodnej, Warszawa, 35 s.
- CEWOK, 2000, *Koncepcja przebudowy Kanału Grabowskiego*, CEWOK Sp. z o.o., Warszawa, materiał niepublikowany
- Dąbkowski S.L., Skibiński J., Żbikowski A., 1982, *Hydrauliczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych*, PWRiL, Warszawa, 533 s.
- Dz.U. 2000 Nr 63 poz. 735, ze zmianami, Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- HEC-RAS, 2010, *River Analysis System*, Hydraulic Reference Manual. Version 4.1. CPD-69. US Army Corps of Engineerings. Hydrologic Engineering Center, 417 s.
- SAP-PROJEKT, 2004, *Projekt budowlano-wykonawczy dla przebudowy ulicy Poleczki na odcinku od ul. Puławskiej do ul. Osmańskiej w Warszawie*, SAP-PROJEKT Sp. z o.o., Warszawa, materiał niepublikowany

**Katarzyna WACHULEC, Andrzej WAŁĘGA,
Dariusz MLYŃSKI**

Uniwersytet Rolniczy im. H. Kołłątaja w Krakowie

Magdalena GRZEBINOĞA

MGGP S.A. Oddział w Krakowie

ZNACZENIE ZBIORNIKA RETENCYJNO- -INFILTRACYJNEGO W REDUKCJI WIELKOŚCI SPŁYWU POWIERZCHNIOWEGO ZE ZLEWNI USZCZELNIONEJ

1. WSTĘP

Obserwowana na przestrzeni lat postępująca urbanizacja obszarów miejskich, a co za tym idzie wzrost stopnia uszczelnienia zlewni oraz fakt coraz częstszego występowania deszczy nawalnych powoduje powstawanie znacznych spływów powierzchniowych. Efektem tego niejednokrotnie są lokalne podtopienia okolicznych terenów (Bzymek, Jarońska 2012). Dlatego też obecnie rola urządzeń do zagospodarowania wód opadowych na obszarach zurbanizowanych jest coraz większa. Oprócz urządzeń, które przechwytyją i magazynują spływ powierzchniowy, popularność zdobywają rozwiązania, które umożliwią także utrzymanie zamkniętego obiegu wody, np. przez infiltrację wód do gruntu (Mrowiec 2011). Retencja i infiltracja powoduje nie tylko redukcję natężenia odpływu, ale też przez obecność mikroorganizmów w warstwie osadu dennego – wstępne oczyszczanie wody. Problemem pozostaje to, że budowa tego typu urządzeń na obszarze aglomeracji miejskiej wiąże się z finansowymi oraz technicznymi problemami (ceny działek, zwarta zabudowa). Do urządzeń spełniających opisane powyżej funkcje należą m.in. zbiorniki retencyjno-

-infiltracyjne. Zbiorniki tego typu znalazły swoje zastosowanie w gospodarce wodno-ściekowej na przestrzeni lat (Young i in. 1996; Dziopak i in. 2006, Torres i in. 2008).

Nieodłącznym elementem na etapie projektowania i późniejszej weryfikacji systemu odprowadzającego wody opadowe jest wykonanie hydraulicznych obliczeń sprawdzających (Kaźmierczak, Nowakowska 2012). Mogą temu posłużyć hydrodynamiczne modele spływu, dostarczające ważnych informacji, zwłaszcza o zagrożeniu wylaniem wody ze studzienek. Modele te stanowią ważną część prognoz powodziowych, co jest kluczowe w przypadku terenów zurbanizowanych (Zhang 2002). Najczęściej zastosowanie znajdują programy komputerowe do modelowania pracy systemów kanalizacyjnych oraz urządzeń magazynujących i odprowadzających wody opadowe. Wśród popularnych programów stosowanych dla obszarów miejskich znajdują się m.in. model ILLUDAS (Terstriep, Stal 1974), STORM (Wiles, Levine 2002) oraz SWMM (Cole, Shutt 1976). Różnice między tymi programami polegają przede wszystkim na zakresie prowadzonych obliczeń czy też na zaawansowaniu modułów graficznych (Leśniewski 2005). Najstarszym programem do modelowania zjawisk w systemach kanalizacyjnych jest Storm Water Management Model (SWMM), opracowany w 1971 r. przez Amerykańską Agencję Ochrony Środowiska (US EPA).

Celem artykułu jest ocena znaczenia zbiornika retencyjno-infiltracyjnego położonego na obszarze Krakowa (Bieżanów) w redukcji wielkości spływu powierzchniowego. Obliczenia sprawdzające zostaną przeprowadzone modelem EPA SWMM 5.1.

2. CHARAKTERYSTYKA OBSZARU BADAŃ

Badany obiekt został zlokalizowany na obszarze miejsko-przemysłowym miasta Krakowa, na terenach PKP Kraków-Bieżanów po lewej stronie nasypu kolejowego trasy Mydlniki – Gaj, w pobliżu wiaduktu nad ulicą Półłanki (rys. 1). Lokalizację, kształt i wielkość powierzchni czaszy zbiornika wyznacza od północnego-zachodu nasyp linii kolejowej, od północnego-wschodu – ul. Złocieniowa, od północy – ul. Półłanki i od południowego-zachodu – niezagospodarowany nieużytek pokryty krzewami i pojedynczymi drzewami. Całkowita powierzchnia zlewni zbiornika retencyjno-infiltracyjnego wyniosła 33,29 ha, ze średnim spadkiem 2,71%.

Jednym z kryteriów, jakie wzięto pod uwagę przy podjęciu decyzji o wykonaniu zbiornika retencyjno-infiltracyjnego spływów opadowych, było występowanie w podłożu gruntów przepuszczalnych z nisko zalegającym zwierciadłem wody gruntowej. W podłożu do głębokości 4,5 m zalegają grunty piaszczyste o współczynniku filtracji $k_f = 8,6 \text{ m } 24\text{h}^{-1}$ ($9,95 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$). Pod względem geologicznym obszar, na



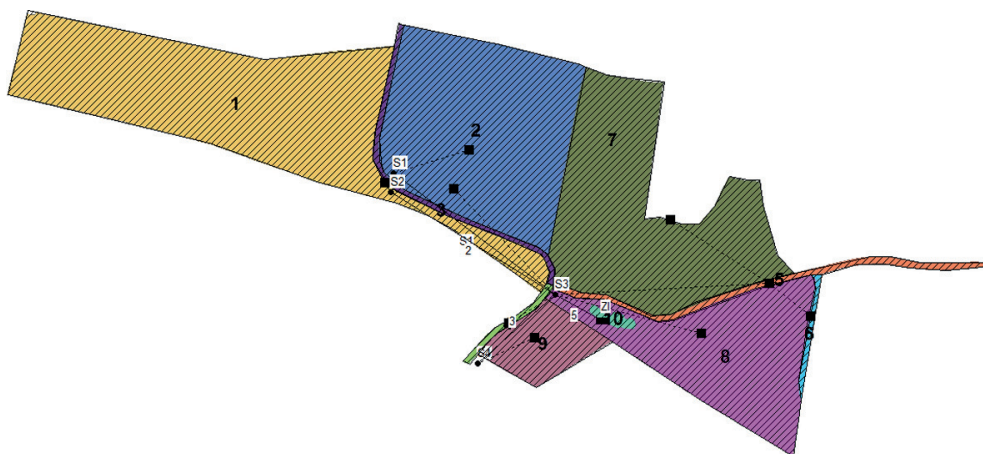
Rys. 1. Schemat urządzeń do odprowadzenia i oczyszczania wód wzdłuż ulicy Półłanki (źródło: opracowanie własne)

którym został zlokalizowany przedmiotowy zbiornik, stanowi brzeżną południową część wysokiego tarasu rzeki Wisły. Powierzchnia dna zbiornika wynosi $1\,605\text{ m}^2$, a maksymalna pojemność (przy napełnieniu $1,5\text{ m}$) to $1\,951\text{ m}^3$. Przyczyną lokalizacji badanego zbiornika 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). 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.

3. METODYKA BADAŃ

Określenie znaczenia zbiornika retencyjno-infiltracyjnego położonego na obszarze Bieżanowa rozpoczęto od wizji lokalnej mającej na celu ewentualną weryfikację warunków rzeczywistych z podkładami mapowymi. Obszar, na którym zlokalizowany jest zbiornik w znacznej części został zabudowany (osiedla mieszkalne, tereny usługowo-handlowe), a lokalny krajobraz wciąż dynamicznie się zmienia – tabl. 1. Wizja lokalna oraz analiza numerycznego modelu terenu pozwoliła na wyznaczenie zlewni zbiornika (rys. 2). Dodatkowo przeprowadzono pomiary geodezyjne przekrojów poprzecznych rowów odprowadzających wody opadowe ze zlewni do zbiornika. Określono również współczynniki szorstkości wg Manninga dla zlewni elementarnych oraz rowów odwadniających.

Obliczenia przeprowadzono w programie SWMM 5.1. Składa się on z trzech modułów, tj. bazy danych, części obliczeniowej oraz graficznej (Kaźmierczak, Kottowski 2012). Program ten jest rezultatem prac i badań na rzecz ograniczenia ryzyka powodziowego. SWMM za pomocą zintegrowanego środowiska graficznego umożliwia wykonanie dokładnego opisu zlewni za pomocą szeregu parametrów oraz przeprowadzenie symulacji zarówno dla pojedynczych epizodów opadowych, jak i dla długich ciągów danych. Spływ powierzchniowy powstaje w tzw. zlewniach cząstkowych, aby następnie trafić do systemu odprowadzania wody (kanały, rurociągi, zbiorniki). Dodatkowo program umożliwia m.in. symulację wypływu wody ze studzienek i monitorowanie jakości ścieków przepływających przez sieć kanalizacyjną (Słyś, Stec 2012; EPA 2014). Do podstawowych parametrów zlewni elementarnych należą: powierzchnia zlewni, szerokość hydrauliczna, udział powierzchni przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych, spadek zlewni, współczynnik szorstkości, parametry infiltracji. W przypadku analizowanego obszaru zostało wyznaczonych 9 zlewni zadaniowych. Wymienione wcześniej parametry zostały określone głównie na podstawie analizy zagospodarowania terenu w oparciu na bazie danych Corine Land Cover 2006, numerycznym modelu terenu, ortofotomapach oraz wizji lokalnej. Najistotniejszym parametrem wejściowym w modelu są dane opadowe (Schmitt i in. 2004). Przebieg opadów wprowadzony został w postaci serii czasowych o kroku czasowym 5 min (opad modelowy) oraz 1 h (opady rzeczywiste). Analizie zostały poddane cztery epizody opadowe: opad modelowy wg Eulera typu II, zalecany przez niemiecką normę ATV-DVWK-A138 (1990) oraz trzy epizody opadowe rzeczywiste. Dane opadowe rzeczywiste pochodziły z deszczomierzy korytkowych zlokalizowanych na obszarze oczyszczalni ścieków w Wadowie i Skotnikach. Dane te są



Rys. 2. Zlewnie elementarne zbiornika retencyjno-infiltracyjnego (źródło: opracowanie własne)

własnością Katedry Inżynierii Sanitarnej i Gospodarki Wodnej i zostały pozyskane w ramach projektu badawczego finansowanego przez MNiSW Nr N N305 073236, pt. *Wpływ wód przypadkowych na pracę wiejskich oczyszczalni ścieków*. Wybrano trzy epizody przypadające na 15-16 maja 2010 roku, 17-18 maja 2010 roku oraz 27-28 lipca 2010 roku. Średni opad dla badanej zlewni został określony metodą interpolacji przestrzennej. Określono również prawdopodobieństwo powyższych epizodów opadowych metodą Bogdanowicz-Stachy (1998). Opad modelowy został wyznaczony dla maksymalnego zaobserwowanego opadu na terenie Krakowa w ciągu 2 godzin, zanotowanego 9 września 1963 roku przez stację opadową Ogród Botaniczny, o wartości $P = 99$ mm (Niedźwiedz 1989). Stopień uszczelnienia określono jako stosunek sumy powierzchni nieprzepuszczalnych, czyli dachów, parkingów, dróg do całkowitej powierzchni zlewni (Popek 2011), natomiast szerokość hydrauliczną zlewni jako stosunek powierzchni zlewni elementarnej i najdłuższej drogi spływu (Rossman 2010). Do obliczenia strat na infiltrację wykorzystano metodę SCS-CN. W tym celu wyznaczono parametr CN , korygując jego wartość o stopień uszczelnienia zlewni:

$$CN_c = CN_p + \left(\frac{P_{imp}}{100} \right) (98 - CN_p) \quad (1)$$

gdzie: CN_c – wyjściowa wartość parametru CN [-]; CN_p – parametr CN wg metody NRCS-CN [-]; P_{imp} – stopień nieprzepuszczalności [%].

Jest to metodyka przeznaczona głównie dla zlewni zurbanizowanych (USDA 2004). Wartości parametru CN odpowiadały normalnym warunkom uwilgotnienia w przypadku opadu z 9.09.1963 roku. Natomiast w odniesieniu do opadów rzeczywistych w 2010 roku jego wartość była uzależniona od sumy opadu 5-dniowego, poprzedzającego właściwy epizod. Na podstawie analizy map glebowych przyjęto dwie grupy glebowe – B oraz C. Transformację wody płynącej w systemie rowów przeprowadzono dla przepływu nieustalonego, z zastosowaniem fali dynamicznej. W przypadku zbiornika przyjęto jego geometrię na podstawie wykonanych pomiarów geodezyjnych. Współczynnik filtracji dna zbiornika przyjęto równy $k_f = 8,6 \text{ m}24\text{h}^{-1}$. Odpływ ze zbiornika przyjęto jako przelew prostokątny o wysokości piętrzenia 0,25 m i szerokości 0,5 m.

4. WYNIKI I DYSKUSJA

W tablicy 1 zamieszczono podstawowe charakterystyki analizowanych zlewni elementarnych.

Tablica 1

Parametry zlewni elementarnych

Nr zlewni	Powierzchnia <i>A</i> [ha]	Szerokość <i>W</i> [m]	Spadek <i>S</i> [%]	Stopień uszczelnienia <i>P_{imp}</i> [%]	CN wg NEH [-]
1	9,73	710	2,04	75	91,15
2	7,16	740	4,15	100	96,12
3	0,43	500	3,14	99	97,9
4	1,6	350	4,76	100	98
5	0,6	560	3,1	100	98
6	0,16	400	2,86	100	98
7	7,41	700	3,09	59	69,7
8	4,8	730	0,22	10,9	63,4
9	1,4	200	1,1	24	71,79
cała zlewnia	33,29	-	2,71	74,2	90,51

Tablica 2

Wysokości odpływów ze zlewni elementarnych dla opadów rzeczywistych oraz opadu modelowego

Opad modelowy									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odływ [mm]	94,4	100,2	99,14	99,02	606,63	99,04	38,96	40,39	57,02
15-16 maja 2010 roku (<i>p</i> = 0,13%)									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odływ [mm]	56,37	61,23	60,69	61,06	277,26	61,06	16,2	18,69	28,61
17-18 maja 2010 roku (<i>p</i> = 0,5%)									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odływ [mm]	37,11	39,11	38,82	38,93	213,47	38,94	13,94	16,16	20,86
27-28 lipca 2010 roku (<i>p</i> = 0,35%)									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odływ [mm]	42,42	46,87	46,58	46,69	170,03	46,69	8,99	11,76	19,27

Ze względu na ukształtowanie terenu wyznaczone zlewnie mają zróżnicowane powierzchnie. Stopień uszczelnienia wyniósł aż 74,2%. Oznacza to, że jest zlewnią typowo zurbanizowaną. Jak podaje Banasik (2009) zlewnia zurbanizowana to taka, w której udział powierzchni nieprzepuszczalnych przekracza 5%. Na silny udział powierzchni uszczelnionych wskazuje także wartość parametru *CN*, który dla całego analizowanego terenu wyniósł 90,51. W tablicach 2 i 3 zestawiono najważniejsze wyniki dla opadu modelowego oraz trzech epizodów rzeczywistych.

Tablica 3

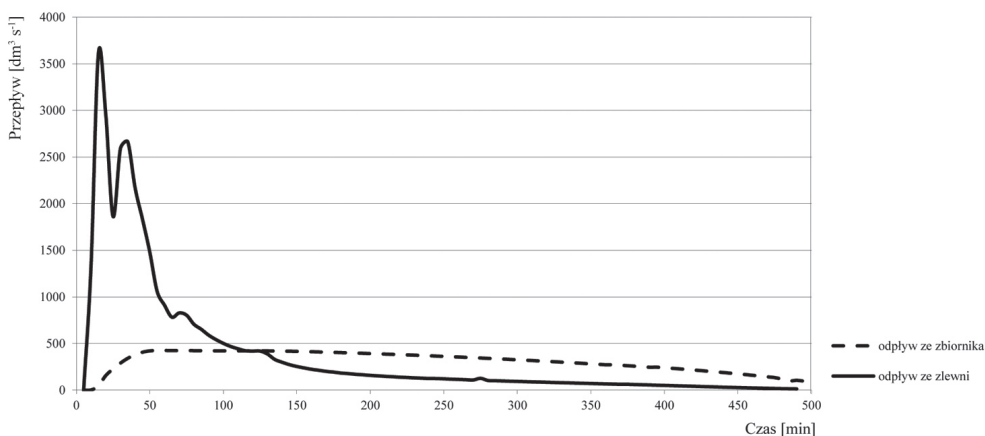
Wyniki symulacji przeprowadzonej dla opadów rzeczywistych oraz opadu modelowego

	Opad modelowy	15-16 maja 2010 r.	17-18 maja 2010 r.	27-28 maja 2010 r.
Odptyw całkowity ze zlewni [10^6 m^3]	11,3	7,5	9,79	8,9
Sumaryczny doplyw do zbiornika [$\text{dm}^3 \text{ s}^{-1}$]	2180,46	221,12	343,96	342,61
Maksymalne napelnienie zbiornika [m]	1,4	0,34	0,64	0,44
Odptyw ze zbiornika [$\text{dm}^3 \text{ s}^{-1}$]	426,29	209,92	277,49	238,49

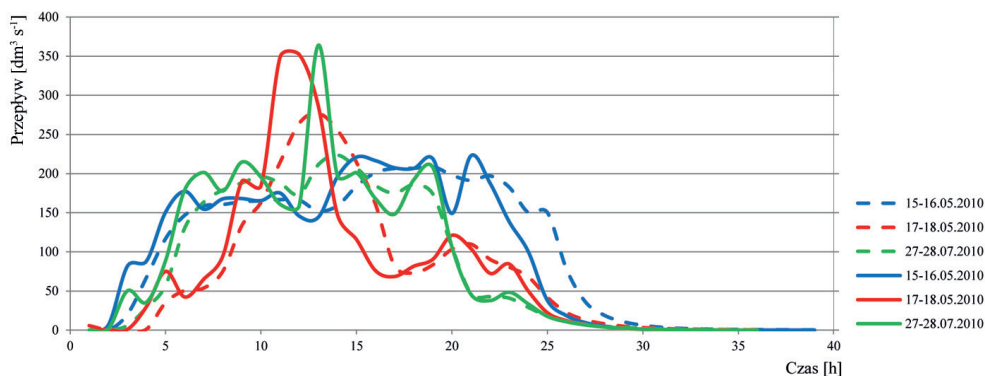
Powyższe tablice wskazują, że największe odpływy ze zlewni otrzymano po przeprowadzeniu symulacji dla opadu modelowego. Według Twardosza (2005) opad z 1963 r. był najwyższym zarejestrowanym w historii stacji deszczowej „Ogród Botaniczny”, należącej do Uniwersytetu Jagiellońskiego, i stanowił w przybliżeniu 14% średniej rocznej sumy opadów. Na obszarze Krakowa burze z gradem stanowią ok. 12% ze wszystkich deszczowych dni oraz 7,7% ze wszystkich burz występujących w ciągu roku (Wałęga, Michalec 2014). Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu określone dla epizodów rzeczywistych z 2010 roku wyniosło odpowiednio: 15-16.05 – 0,13%, 17-18.05 – 0,5%, 27-28.07. – 0,35%. Różnice w wynikach otrzymane dla całkowitego odpływu ze zlewni dla czterech epizodów wynosiły od 13 do 32%.

We wszystkich przypadkach najmniejsza wartość odpływu wystąpiła w zlewni nr 7. Wynik ten spowodowany jest tym, że na tle pozostałych ma ona najbardziej naturalny charakter, na co wskazuje m.in. wartość stopnia uszczelnienia, wynosząca 10,9%. Największy odpływ zaobserwowano w zlewni nr 5. Jednym z powodów otrzymania takiej wartości jest to, że zlewnia ta jest prawie całkowicie nieprzepuszczalna ($P_{imp} = 98\%$, droga asfaltowa), a także to, że obszar ten (wg założenia autorów – rys. 2) stanowi odbiornik spływu powierzchniowego pochodzącego ze zlewni nr 6 oraz 7. Najmniejsze wysokości odpływów tworzyły się w zlewniach o małym stopniu uszczelnienia. Podobne wyniki otrzymali Boyd i in. (1993), którzy analizowali 26 zlewni zurbanizowanych z 12 krajów. Zauważyli oni, że w zlewniach o powierzchni do 25 ha największy odpływ tworzy się z obszarów o nieprzepuszczalnym podłożu. Jednocześnie, jak podaje Price i in. (2010), którzy analizowali wpływ powierzchni przepuszczalnych na formowanie się odpływu, określając wielkość spływu z tego typu zlewni, należy dokładnie przeanalizować inne parametry, takie jak rodzaj gleby czy rozkład opadów. Wyjątek stanowiła zlewnia nr 7. Powodem tego jest znaczny spadek terenu, wynoszący 3,09%. Jak pokazują wyniki, niezależnie od wielkości opadów, wraz ze wzrostem stopnia uszczelnienia w po-

szczególnych zlewniach cząstkowych, wzrasta odpływ. Do podobnych wniosków w swoich badaniach doszli Guan i in. (2015), którzy określali zmianę wielkości spływu w zlewni, w której stopień uszczelnienia na przestrzeni 3 lat wzrósł z 22,3 do 38,7%. Obliczenia były prowadzone zarówno dla deszczu modelowego, jak i rzeczywistych, a symulacje przeprowadzano w programie SWMM. Na podstawie wyników załączonych w tabl. 3 zbiornik retencyjno-infiltracyjny spełnił swoją funkcję i przechwycił odpływ tworzący się na obszarze zlewni. We wszystkich czterech przypadkach procent redukcji odpływu wahał się między 99,1 a 99,9%. Zbliżone rezultaty otrzymał Barszcz (2014), analizujący na obszarze zlewni Potoku Służewieckiego możliwość zastosowania różnych urządzeń do zagospodarowania wód opadowych. Z niecek infiltracyjnych, które przechwytywały odpływ z obsza-



Rys. 3. Hydrogram odpływu wody z analizowanego zbiornika na tle całkowitego odpływu ze zlewni dla opadu modelowego



Rys. 4. Hydrogram odpływu wody z analizowanego zbiornika na tle całkowitego odpływu ze zlewni dla opadów rzeczywistych (linia przerywana odpływ ze zbiornika, linia ciągła odpływ ze zlewni)

ru znacznie uszczelnionego zatrzymane zostało 98,8% spływu powierzchniowego. W najbardziej ekstremalnym z przypadków (opad modelowy) poziom wody w zbiorniku nie przekroczył maksymalnego możliwego napełnienia. Po 56 min od początku trwania epizodu opadowego woda wypełniła 96% całkowitej jego pojemności, co spowodowało opóźnienie kulminacji w stosunku do dopływu o 25 min. Średnie napełnienie wynosiło 59%. W przypadku opadów rzeczywistych w kulminacyjnym momencie napełnienie wahało się między 32 a 43%, natomiast średnie napełnienie od 5 do 9%. Opóźnienie kulminacji wyniosło od 6 do 14 min. Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono hydrogramy odpływu wody ze zbiornika na tle hydrogramów odpływu ze zlewni dla 4 analizowanych epizodów opadowych.

5. PODSUMOWANIE

W artykule analizowano znaczenie zbiornika retencyjno-infiltracyjnego w Krakowie-Bieżanowie w redukcji wielkości spływu powierzchniowego ze zlewni uszczelnionej. Symulację wykonano w programie EPA SWMM 5.1 dla czterech epizodów opadowych, tj. deszczu modelowego Eulera typu II oraz trzech epizodów rzeczywistych (15-16 maja, 17-18 maja i 27-28 lipca 2010 roku). Na tej podstawie stwierdzono, że wykonanie urządzenia do zagospodarowania wód opadowych może stanowić ważny element w ochronie przeciwpowodziowej obszarów miejskich. Wyniki symulacji dla zbiornika w Bieżanowie pokazały, że odpowiednio zaprojektowany odbiornik wód opadowych jest w stanie przechwycić ok. 99% spływu powierzchniowego pochodzącego z opadów o bardzo małym prawdopodobieństwie wystąpienia. Wykonanie obliczeń za pomocą hydrodynamicznych modeli spływu (w tym przypadku programu SWMM 5.1) może dostarczyć wielu cennych informacji zarówno dla projektantów, jak i eksploatorów urządzeń gospodarowania wodami opadowymi oraz systemów kanalizacyjnych. Etap weryfikacji danych oraz przygotowania parametrów do modelu jest dość pracochłonny, jednak niewątpliwie dużym atutem programu jest możliwość wykonania wielu symulacji dla różnych wariantów.

THE ROLE OF RETENTION-INFILTRATION RESERVOIR IN REDUCTION OF SURFACE RUNOFF FROM SEALED CATCHMENT

Summary

This study explored the role of retention-infiltration reservoir in reduction of surface runoff from sealed catchment. The SWMM model was parameterized and validated in one catch-

ment located in Kraków (district Bieżanów) but with four different precipitation data. The percent of impervious area is 74,2 and the *CN* parameter values 90,51. Based on the results, urbanization leads to an increase of runoff, but very good solution in flood protection could be the retention- infiltration reservoir (also for runoff – caused by rainfall with low probability). The results demonstrate also connections between runoff and the value of imperviousness, regardless of the precipitation's value.

BIBLIOGRAFIA

- ATV-DVWK-A 183, 1990, *Bau und Benennung von Anlagen zur dezentralen Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser*, Abwassertechnische Vereinigung, Hennef
- Banasik K., 2009, *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 42 s.
- Barszcz M., 2014, *Influence of applying infiltration and retention objects to the rainwater runoff on a plot and catchment scale- case study of Służewiecki Stream subcatchment in Warsaw*, Polish Journal of Environmental Studies, 24 (1), 57-65, DOI: 10.15244/pjoes/29197
- Bogdanowicz E., Stachy J., 1998, *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*, Materiały badawcze. Seria: Hydrologia i Oceanologia, 23, IMGW, Warszawa
- Boyd M.J., Bufill M.C., Knee R.M., 1993, *Pervious and impervious runoff in urban catchments*, Hydrological Sciences Journal, 38 (6), 463-478, DOI: 10.1080/02626669309492699
- Bzymek B., Jarońska E., 2012, *Wpływ powierzchni uszczelnienia zlewni na odpływ wód deszczowych*, Środowisko – Czasopismo Techniczne, 109 (4), 41-57
- Cole G.D., Shutt, J.W., 1976, *SWMM as a predictive model for runoff*, [w:] Proceedings of National Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, University of Kentucky, Lexington, KY, USA, 193-201
- Dziopak J., Nalaskowski J., Słyś D., 2006, *Materiały z wizji lokalnej w zbiorniku retencyjno-infiltracyjnym w miejscowości Gärtringen koło Stuttgartu*, Niemcy
- EPA, 2014, SWMM v. 5.018. Manual v. 5.0, US Environmental Protection Agency
- Guan M., Sillanpaa N., Koivusalo H., 2015, *Storm runoff response to rainfall pattern, magnitude and urbanization in a developing urban catchment*, Hydrological Processes, 30 (4), 543-557, DOI: 10.1002/hyp.10624
- Kaźmierczak B., Kotowski A., 2012, *Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym*, Oficyna Wydawnicza_Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 144 s.
- Kaźmierczak B., Nowakowska M., 2012, *Hydrodynamiczny model odprowadzania wód opadowych SWMM*, [w:] Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska.

- Tom 2, T.M. Traczewska (red.), Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 263-272
- Krzanowski S., Radecki-Pawlik A., 1998, *Studium nad zagospodarowaniem wód opadowych z deszczów nawalnych w rejonie wiaduktu kolejowego na ciągu ulicy Póllanki w Krakowie-Bieżanowie*, maszynopis, Kraków
- Leśniewski M., 2005, *Modelowanie sieci kanalizacyjnych za pomocą programu SWMM*, [w:] GIS, modelowanie i monitoring w zarządzaniu systemami wodociągowymi i kanalizacyjnymi, Wydawnictwa Zarządu Głównego PZLiTS, Warszawa, 185-197
- Mrowiec M., 2011, *Wyznaczanie objętości zbiorników infiltracyjnych z zastosowaniem wzorów IDF*, Inżynieria i Ochrona Środowiska, 14 (1), 73-86
- USDA, 2004, *Hydrology. National Engineering Handbook*, USDA Natural Resources Conservation Service, Washington, DC, USA
- Niedźwiedz T., 1989, *Heavy precipitations in Cracow*, Scientific Papers of Jagiellonian University, Geographical Papers, 75, 11-22
- Park S.Y., Lee K.W., Park I.H., Sne ha, 2008, *Effect of the aggregation level of surface runoff fields and sewer network for a SWMM simulation*, Desalination, 226 (1), 328-337. DOI: 10.1016/j.desal.2007.02.115
- Popek Z., 2011, *Ekspertyza. Analiza możliwości zwiększania retencji na obszarach zurbanizowanych w dorzeczu Wisły Środkowej – stan wiedzy i dalsze kierunki działań*, Program bezpieczeństwa powodziowego w dorzeczu Środkowej Wisły, Warszawa, 42 s.
- Price K., Jackson C.R., Parker A.J., 2010, *Variation of surficial soil hydraulic properties across land uses in the southern Blue Ridge Mountains, North Carolina, USA*, Journal of Hydrology, 383 (3-4), 256-268, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2009.12.041
- Rossmann L.A., 2010, *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0.*, US EPA National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, dostępne online: <http://www.owp.csus.edu/LIDTool/Content/PDF/SWMM5Manual.pdf> (09.08.2016)
- Schmitt T., Thomas M., Etrich N., 2004, *Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems*, Journal of Hydrology, 299 (3-4), 300-311, DOI:10.1016/j.jhydrol.2004.08.012
- Słyś D., Stec A., 2012, *Hydrodynamic modeling of the combined sewage system for the city of Przemyśl*, Environmental Protection Engineering, 38 (4), 99-112, DOI: 10.5277/EPE120409
- Terstriep M.L., Stall J.B., 1974, *ILLUDAS-The Illinois Urban Drainage Area Simulator*, ISWS-74, Bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, USA, 90 s., dostępne online: <http://www.isws.uiuc.edu/pubdoc/B/ISWSB-58.pdf> (09.08.2016)
- Torres A., Lipeme Kouyi G., Bertrand-Krajewski J.L., Guilloux J., Barraud S., Paquier A., 2008, *Modelling of hydrodynamics and solid transport in a large stormwater detention and settling basin*, [w:] Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK, 10 s., dostępne online: <https://web.sbe.hw.ac.uk/staffpro>

- files/bdgsa/11th_International_Conference_on_Urban_Drainage_CD/ICUD08/pdfs/386.pdf (09.08.2016)
- Twardosz R., 2005, *Dobowy przebieg opadów atmosferycznych w ujęciu synoptycznym i probabilistycznym na przykładzie Krakowa (1886-2002)*, Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków, 175 s.
- Wałęga A., Michalec B., 2014, *Characteristics of extreme heavy precipitation events occurring in the area of Cracow (Poland)*, Soil and Water Research, 9 (4), 182-191
- Wiles J.J., Levine N.S., 2002, *A combined GIS and HEC model for the analysis of the effect of urbanization on flooding: The Swan Creek watershed, Ohio*, Environmental & Engineering Geoscience, 8 (1), 47-61, DOI: 10.2113/gsegeosci.8.1.47
- Young G.K., Stein S., Cole P., Kammer T., Graziano F., 1996, *Evaluation and management of highway runoff water quality*, Federal Highway Administration Office of Environment and Planning, USA, 479 s.
- Zhang S., 2002, *Development of the National Flood Forecasting System of China*, Hydrology, 22 (1), 32-34

Damian ABSALON, Magdalena MATYSIK

Uniwersytet Śląski
Wydział Nauk o Ziemi

ZMIANY ODPLYWU W SILNIE ZURBANIZOWANYCH ZLEWNIACH WOJEWÓDZTWA ŚLĄSKIEGO

1. WSTĘP

Obieg wody na terenach przekształconych przez człowieka jest zależny od skutków tych zmian, a także od stopnia odporności środowiska geograficznego. Jednym z następstw działalności człowieka są jakościowe i ilościowe zmiany w niektórych fazach obiegu wody. Na obszarach górniczo-przemysłowo-miejskich są one wywołane przez czynniki związane z powierzchnią i wglębną działalność górnictwem, urbanizacją i uprzemysłowieniem (Czaja 1999).

Problem oddzielenia różnokierunkowej ingerencji człowieka w proces odpływu rzeczny od efektów wywołanych przez naturalną zmienność klimatu jest jednym z ważniejszych zadań, przed którymi stoi współczesna hydrologia. Wieloletnia działalność przemysłowa i postępująca urbanizacja na terenie województwa śląskiego spowodowały wyraźne zmiany w odpływie rzeczny. Po roku 1990 zapotrzebowanie na wodę w miastach konurbacji górnośląskiej spadło o połowę (Absalon 2007), w związku z czym znacząco zmniejszyła się ilość ścieków odprowadzanych do rzek na tym obszarze. Opady na badanym terenie nie wykazują w analizowanym wieloleciu wyraźnych, istotnych statystycznie zmian.

Celem artykułu jest ocena tendencji i zmian odpływu w zlewniach będących pod silnym wpływem antropopresji oraz odpowiedź na pytanie, czy są one spowodowane przez czynniki naturalne czy są wynikiem antropopresji.

Analiza obejmuje okres 1961-2013. Ocenie poddano zmiany średnich rocznych przepływów w silnie zurbanizowanych zlewniach: Bytomki, Szotkówki, Pogorii i Bobrka. Rzeki te są odbiornikami ścieków komunalnych, przemysłowych oraz wód kopalnianych.

2. METODY

Analiza ilościowa odpływu objęła średnie roczne przepływy SQ_R w wieloleciu 1961-2013 (w przypadku Szotkówki był to okres 1963-2013).

Tendencje zmian średnich rocznych przepływów określono za pomocą regresji nieliniowej (funkcja wielomianu drugiego stopnia):

$$Y = ax^2 + ax + b \quad (1)$$

gdzie: y – średni przepływ w roku t ; x kolejny rok ciągu obserwacyjnego oznaczony jako 1, 2, 3, ..., x ; a – współczynnik regresji; b – wartość stała.

Oceny istotności tendencji zmian przepływów i opadów atmosferycznych dokonano za pomocą testu t-Studenta.

$$T_{is} = \frac{R\sqrt{N-2}}{\sqrt{1-R^2}} \quad (2)$$

gdzie: T_{is} statystyka t-Studenta; R – współczynnik korelacji; N – liczebność próby.

Do określenia punktów skokowej zmiany wykorzystano test Pettitta (Pettitt 1979; Rowan, Sweeney 2005). Punkty takie mogą wskazywać na istotne impulsy zmieniające warunki opadu i odpływu w zlewni. Impulsy te mogą być efektem zarówno zmian klimatycznych, jak również antropopresji.

Za pomocą testu Pettitta przeanalizowano szeregi czasowe potraktowane jako dwie próby reprezentowane odpowiednio przez wartości $x_{-1} \dots x_{-t}$ i $x_{(t+1)} \dots x_{-T}$. Dla danych ciągłych obliczono indeksy $V(t)$ i $U(t)$ za pomocą następującego wzoru:

$$U_{i,T} = U_{i-1,T} + V_{i,T} \quad t = 2, \dots, T \quad (3)$$

$$V_{i,T} = \sum_{j=1}^T \text{sgn}(x_i - x_j) \quad \left(\text{sgn}(x) \begin{cases} +1 & x > 0 \\ 0 & x = 0 \\ -1 & x < 0 \end{cases} \right) \quad (4)$$

Punkt zmiany skokowej uznano za istotny przy prawdopodobieństwie 0,05 (95%). Obliczając stosunek odpływu/opadu (średnia wartość okresu I do średniej wartości okresu II), można było określić kierunek i wielkość zmiany przed i po wykryciu zmiany o charakterze skokowym.

Analizy przestrzenne pokrycia terenu analizowanych zlewni opracowano na podstawie danych Corine Land Cover 2012 (CLC 2012) w środowisku GIS.

3. CHARAKTERYSTYKA I UŻYTKOWANIE TERENU BADAŃ

Analizowane zlewnie położone są w województwie śląskim. Zlewnie Bytomki i Szotkówki wchodzą w skład dorzecza Odry, a zlewnie Bobrka i Pogorii są częścią dorzecza Wisły.

Szotkówka jest prawobrzeżnym dopływem Olzy, który odwadnia południową część Rybnickiego Okręgu Węglowego (konurbację rybnicką). Rzeka Bytomka jest prawostronnym dopływem Kłodnicy, Pogoria lewostronnym dopływem Przemszy, a Bobrek prawostronnym dopływem Białej Przemszy (rys. 1).

Udział terenów antropogenicznych jest największy w zlewni Pogorii i wynosi 61% powierzchni całej zlewni. Najmniejszym udziałem terenów antropogenicznych charakteryzuje się zlewnia Szotkówki, ich udział wynosi 36%. W zlewni Bytomki stanowią one 49%, a w zlewni Bobrka 41%.

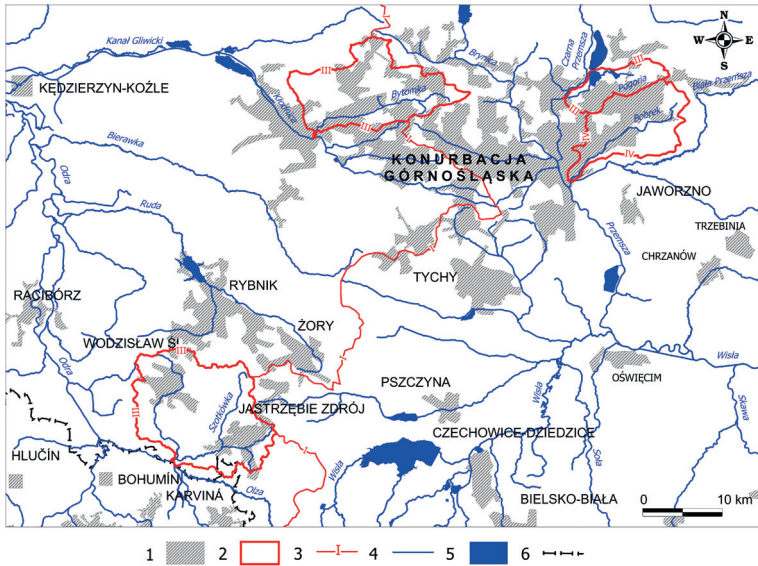
Duży udział terenów antropogenicznych w zlewni z reguły powoduje modyfikację sieci hydrograficznej. Głównym czynnikiem jest zabudowa terenu różnego rodzajami obiektami, zwłaszcza nieprzepuszczalnymi lub słabo przepuszczalnymi powierzchniami dróg, chodników i parkingów, mającymi znaczny wpływ na zwiększenie składowej odpływu powierzchniowego. Zmniejsza się także zdolność retencyjna zlewni (Ciupa 2009).

Tablica 1

Najważniejsze cechy badanych zlewni

Zlewnia	Dorzecze	Powierzchnia A^* [km ²]	Średni roczny przepływ w wieloleciu SSQ [m ³ s ⁻¹]	Udział terenów zurbanizowanych w zlewni A [%]
Bytomka	Odra	136,5	2,45	49,4
Szotkówka	Odra	101,3	1,33	36,4
Bobrek	Wisła	118,9	1,19	41,2
Pogoria	Wisła	37,3	1,10	61,1

* powierzchnia zamknięta przekrojem wodowskazowym

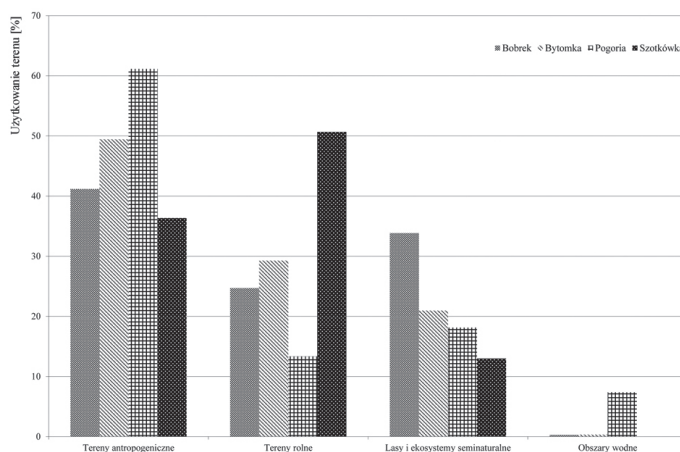


Rys. 1. Położenie analizowanych zlewni: 1 – tereny zurbanizowane, 2 – badane zlewnie, 3 – dział wodny I rzędu, 4 – rzeki, 5 – zbiorniki wodne, 6 – granica państwa



Rys. 2. Użytkowanie terenu w analizowanych zlewniach

Województwo śląskie kojarzone jest jako region przemysłowy, jednak połowa jego powierzchni to tereny rolnicze (Matysik i.in. 2015). Największym udziałem tego typu użytkowania charakteryzuje się zlewnia Szotkówki – 51% powierzch-



Rys. 3. Udział procentowy wybranych typów użytkowania terenu w analizowanych zlewniach

ni. Najniższy udział tych terenów rolniczych występuje w zlewni Pogorii – 13%. W zlewniach Bytomki i Bobrka nie przekraczają one 29%. Intensywne zabiegi rolnicze powodują erozję powierzchniową na terenach odsłoniętych, ułatwione splukiwanie i transport materiału pochodzącego z erozji (Ciupa 2009).

Udział obszarów wodnych w strukturze użytkowania terenu jest najwyższy w zlewni Pogorii – zajmują one 7% jej powierzchni. W pozostałych zlewniach udział akwenów jest niewielki i nie przekracza 0,3% (rys. 2 i 3).

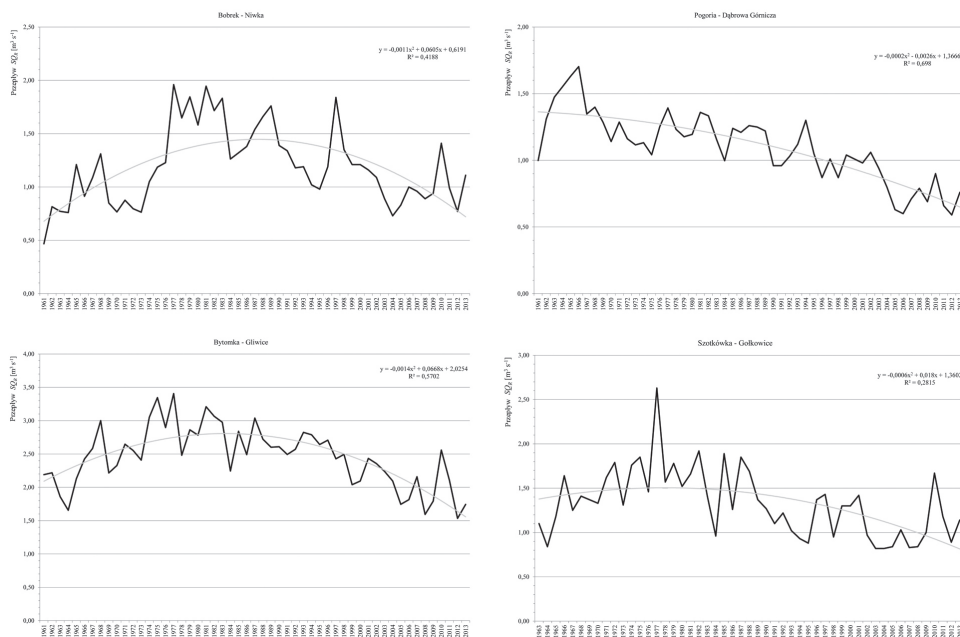
Średnia roczna suma opadów w zlewni Szotkówki w wieloleciu 1961-2013 wynosiła 647 mm, w zlewni Bytomki – 720 mm. W zlewni Pogorii średnia suma opadów w badanym wieloleciu wynosiła 703 mm, a w zlewni Bobrka – 756 mm.

4. ZMIANY ODPLYWU RZECZNEGO

4.1. Tendencje zmian średnich rocznych przepływów

Przejściowość klimatu Polski sprawia, że czynniki kształtujące ilościową strukturę bilansu wodnego charakteryzują się naturalną niestabilnością. Rzeki Polski są bardzo wrażliwe na fluktuacje różnych zmiennych definiujących klimat, przy czym większy efekt wywołują okresowe nadwyżki i niedobory opadów niż podobne wahania parowania terenowego, związane ze zmianami średniej temperatury (Jokiel, Kożuchowski 1989; Bartnik, Jokiel 1997).

Średnie roczne przepływy w badanych zlewniach charakteryzują się istotnym statystycznie, na poziomie 99,9%, ujemnym trendem, czyli spadkiem wartości (rys. 4). Bytomka, Pogoria oraz Bobrek cechują się wysokim dopasowaniem funkcji



Rys. 4. Przebieg rocznych średnich przepływów w analizowanych zlewniach w wieloletniu 1961-2013

do danych empirycznych, wyrażającym się ponad 40% udziałem wariancji wyjaśnionej.

Charakterystyczną cechą w przebiegu średnich rocznych przepływów w analizowanym wieloletniu w badanych zlewniach jest ich wyraźny wzrost od lat 70. do lat 90. XX wieku. Nie zaznaczył się spadek przepływów w okresie długiego niedoboru opadów, notowanego na analizowanym obszarze od 1984 do 1992 roku. Wysokie wartości przepływów w tym czasie zbiegły się z maksymalnym zapotrzebowaniem na wodę przez przemysł i gospodarkę komunalną, czego wynikiem były zwiększone ilości ścieków odprowadzanych do tych rzek. Należy zaznaczyć, że komunalne i przemysłowe ujęcia wody zlokalizowane są poza tymi zlewniami – woda pochodzi z odległych przerzutów, np. ze Zbiornika Goczałkowickiego na Wiśle. Na drugą połowę lat 80. XX w. przypadała również maksymalna ilość wód kopalnianych odprowadzanych do Bobrka, Pogorii i Bytomki. Do Pogorii odprowadzano w tym czasie średnio $0,327 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, do Bobrka $0,308 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a do Bytomki aż $0,871 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, co stanowiło w przypadku Bytomki i Pogorii przeszło 30% SQ_R , a w przypadku Bobrka przeszło 20% SQ_R . Udział wód kopalnianych w przepływach Szotkówki do roku 1983 wynosił 25,8% (Jankowski 1986). Od roku 1990 ilość zrzucanych wód kopalnianych systematycznie maleje, ich średnia ilość w ciągu ostatnich 10 lat badanego okresu wynosiła: $0,807 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do Bytomki, $0,167 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do Bobrka, $0,138 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do Pogorii.

W wyniku stwierdzonego spadku średnich rocznych przepływów w Bytomce, mimo mniejszej ilości zrzucanych wód kopalnianych, ich udział w średnich przepływach wzrósł do 40-50% SQ_R .

O dużym udziale „wód obcych” w odpływie tych rzek świadczą wysokie wartości odpływu jednostkowego. Najwyższym średnim rocznym odpływem jednostkowym w dorzeczu górnej Wisły charakteryzuje się Pogoria ($29,4 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$). Dla porównania średni odpływ jednostkowy w dorzeczu Małej Wisły (do ujścia Przemszy) w wieloleciu 1961-2013 wynosił $12,6 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$. W dorzeczu górnej Odry najwyższym średnim odpływem jednostkowym charakteryzuje się Bytomka ($17,98 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$), a jego średnia wartość dla całego dorzecza górnej Odry (po wodowskaz Koźle) wynosi $11,4 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$.

O zaburzonym obiegu wody świadczą również współczynniki odpływu. Najwyższe średnie jego wartości w wieloleciu notowane są w zlewni Bytomki (0,80) oraz Pogorii (0,64). Zlewnia Pogorii charakteryzuje się największą retencyjnością, udział zbiorników wodnych stanowi 7% powierzchni zlewni, co powinno powodować zmniejszenie zarówno wartości odpływu jednostkowego, jak i współczynnika odpływu. Ich ekstremalnie wysokie wartości są efektem antropopresji przejawiającej się odprowadzaniem do rzeki wód obcych.

4.2. Skokowe zmiany rocznych przepływów

W badanych zlewniach wykryto zmiany skokowe średnich rocznych przepływów, istotne statystycznie na poziomie 0,05 i większym. Świadczą one o istotnych impulsach zmieniających warunki odpływu w zlewni. Wzrost przepływów stwierdzono tylko w Bobrku (rys. 5). Skokowa zmiana wystąpiła w roku 1974, a średnie roczne przepływy wzrosły o 46%. Zmian te mają podwójną genezę: wynikają zarówno ze wzrostu odpływów w tym czasie (Bartnik, Jokieli 1997), jak i czynników antropogenicznych. W pierwszej połowie lat 70. XX wieku uruchomiono zrzut ścieków z huty „Katowice”, której zaopatrzenie w wodę technologiczną pochodzi spoza tej zlewni (Absalon 1991) – a mianowicie ze zlewni Pogorii. Dodatkowym czynnikiem były wody kopalniane, których ilość zrzucana do Bobrka w stosunku do ilości zrzucanej w latach 60. XX wieku wzrosła o 40%.

W pozostałych zlewniach wystąpiły spadki wartości średnich rocznych przepływów (tabl. 2). Wykryte zmiany skokowe w zlewni Szotkówki i Pogorii wystąpiły w roku 1989. Średnie roczne przepływy Pogorii zmniejszyły się o 34%, a Szotkówki o 29%. Również w tym przypadku zmiana skokowa ma podwójną genezę. Spadek średnich przepływów Szotkówki jest wynikiem długiego okresu niedoboru opadów

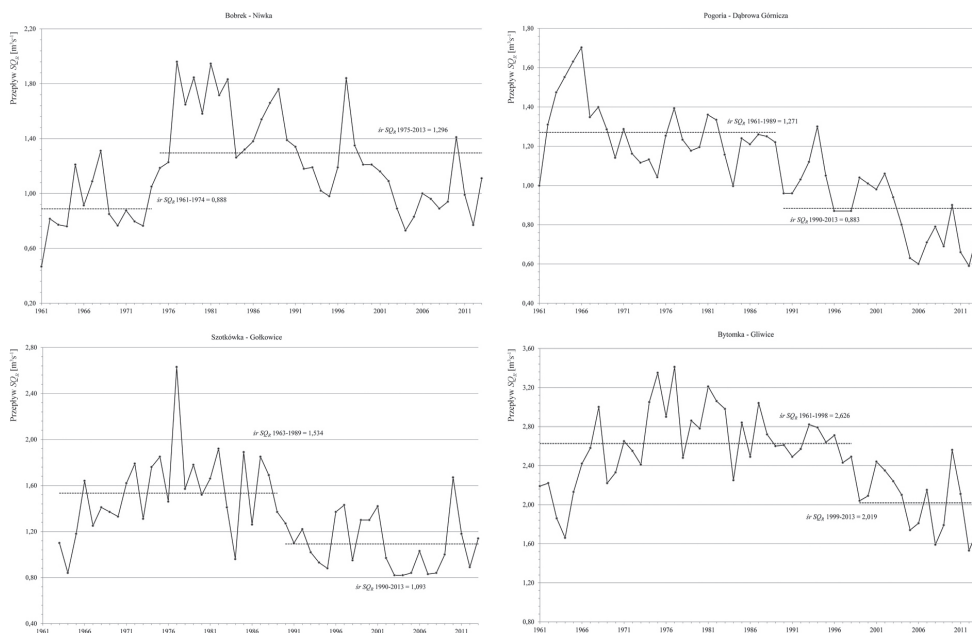
Tablica 2

Zmiany wartości średnich rocznych przepływów

Przekrój wodowskazowy	Okres I	Średnia SQ [$m^3 s^{-1}$]	Okres II	Średnia SQ [$m^3 s^{-1}$]	Stosunek SQ OkresI/OkresII	Zmiana wartości [%]
Pogoria – Dąbrowa Górnica	1961-1989	1,24	1990-2013	0,818	0,661	-34
Bobrek – Niwka	1961-1974	0,888	1975-2013	1,30	1,459	46
Bytomka – Gliwice	1961-1998	2,63	1999-2013	2,02	0,769	-23
Szotkówka – Gołkowice	1961-1989	1,53	1990-2013	1,09	0,713	-29

atmosferycznych notowanego od roku 1982 oraz zaprzestaniem zrzutów wód kopalnianych i zmniejszaniem ilości odprowadzanych pozostałych ścieków. W przypadku Pogorii zmniejszenie przepływów można ściśle skorelować ze zmniejszeniem zrzucających do niej ilości wód kopalnianych. W roku 1989 rozpoczęła się restrukturyzacja górnictwa, w wyniku czego ilość odprowadzanych do Pogorii wód kopalnianych zmniejszyła się o połowę.

W Bytomce spadek przepływów wystąpił w roku 1998, średnie roczne przepływy zmniejszyły się o 23%. Zmiana przepływów nie ma uzasadnienia klimatycz-



Rys. 5. Przebieg średniego rocznego przepływu SQ_R oraz stwierdzonych zmian skokowych w badanych zlewniach

nego (były to lata wilgotne i bardzo wilgotne), a zjawisko można tłumaczyć znaczącym spadkiem zrzutów zarówno wód kopalnianych, jak i ścieków przemysłowych, w wyniku restrukturyzacji i zmniejszenia wodochłonności przemysłu. Po roku 1990 znacząco spadło również zapotrzebowanie na wodę w wyniku wzrostu jej cen, co spowodowało racjonalizację zużycia wody przez gospodarkę komunalną oraz wpłynęło na zmniejszenie ilości ścieków komunalnych odprowadzanych do rzek (Absalon 2007).

Analizując przebieg średnich rocznych przepływów Pogorii i Bobrka (rys. 5) można zauważyć pewną prawidłowość. Wzrost przepływów Bobrka w roku 1974 spowodowany był głównie uruchomieniem zrzutów ścieków z kombinatu hutniczego – czynniki klimatyczne miały drugorzędne znaczenie. Wody technologiczne pochodzą ze zlewni Pogorii. Sytuacja ta nie spowodowała wystąpienia zmiany skokowej w szeregu średnich rocznych przepływach Pogorii, jednak jej średni roczny przepływ w okresie 1961-1974 wynosił $1,32 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a średni przepływ w wieloletniu 1975-2013 wyniósł $1,02 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Średnie przepływy Pogorii zmniejszyły się o $0,300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a Bobrku wzrosły o $0,412 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

5. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przyczyny stwierdzonych skokowych zmian średnich rocznych przepływów w analizowanych zlewniach spowodowane są głównie przez czynniki antropogeniczne: zrzuty wód kopalnianych, ścieków przemysłowych i komunalnych. Czynniki klimatyczne mają drugorzędne znaczenie. Ujemne tendencje średnich rocznych przepływów w silnie zurbanizowanych zlewniach świadczą o systematycznym i znaczącym zmniejszeniu odprowadzanych do nich ścieków. Taka sytuacja jest następstwem lokalizacji źródeł zaopatrzenia w wodę poza konurbacją górnośląską (Kaskada Soły, Zbiornik Goczałkowicki na Wiśle).

Zanotowane zmiany nawiązują do przebiegu procesów gospodarczych i społecznych, jakie miały miejsce w ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat. Szczególnie wyraźnie jest zauważalny wzrost gospodarczy w latach 1970-1985 oraz regres i zmiany ustroju społeczno-gospodarczego w roku 1990. Te wahania w wymierny sposób „przełożyły się” na ilościowe zmiany odpływu rzeczno. Potwierdzają to wysokie wartości przepływów przypadające na lata 80. XX wieku. W tym okresie zaznaczył się duży niedobór opadów, który zbiegł się z maksymalnym zapotrzebowaniem na wodę przez przemysł i gospodarkę komunalną, co generowało dużą ilość ścieków odprowadzanych do tych rzek na obszarach zurbanizowanych i uprzemysłowionych.

CHANGES IN RIVER RUNOFF IN HIGHLY URBANISED CATCHMENTS OF THE SILESIA VOIVODESHIP

Summary

The problem of detaching multidirectional interference of humans in the process of river runoff from the effects caused by natural climate changes is one of the most important tasks faced by modern hydrology. Many years of industrial activity and progressing urbanisation in the Silesia Province have led to distinct changes in river runoff.

Changes in mean annual flow were analysed in highly urbanised catchments of the following rivers: the Bytomka, the Szotkówka, the Pogoria and the Bobrek. They also receive municipal and industrial sewage as well as mining waters. The share of anthropogenic areas in the Bytomka and Pogoria catchment is over 50% of the catchment's area.

Tendencies of changes in flows were determined with linear and non-linear regression. An important issue was finding the points of rapid change in mean annual flows in catchments. Such points may indicate significant impulses changing the conditions of precipitation and runoff in the catchment. Pettitt's test was used to detect points of rapid change. Identification of such changes indicates factors that shape and change runoff in catchments under the impact of anthropogenic pressure.

The recorded changes in runoff reflect the course of economic and social processes that have taken place in the last several years. A particularly noticeable feature is economic growth in the years 1970-1985 and the decline and changes in social and economic system from the 1990s. These fluctuations significantly translated into quantitative changes of river runoff.

BIBLIOGRAFIA

- Absalon D., 1991, *Zastosowanie metody krzywej skumulowanych różnic współczynników przepływu i opadu do oceny zmian wielkości odpływu pod wpływem antropopresji na przykładzie wybranych zlewni woj. katowickiego*, [w:] *Przeobrażenia stosunków wodnych na obszarach silnej antropopresji*, A.T. Jankowski (red.), Wydział Nauk o Ziemi UŚ, PTGeo Katowice, RZGW Gliwice, Gliwice, 157-165
- Absalon D., 2007, *Water management in Poland at the turn the 21st century*, [w:] *Richness and diversity of GIS*, D. Kerekovič (red.), Hrvatski Informatički Zbor – GIS Forum, Zagrzeb, 252-259
- Bartnik A., Jokiel P., 1997, *Zmiany odpływu na obszarze Polski w latach 1971-1990 w świetle analiz jednorodności szeregów przepływu rzek*, *Wiadomości IMGW*, XLI (4), 67-85
- Ciupa T., 2009, *Wpływ zagospodarowania terenu na odpływ i transport fluwialny w małych zlewniach, na przykładzie Surfagańca i Silnicy*, Wydawnictwo Uniwersytetu Humani-

- styczno-Przyrodniczego J. Kochanowskiego, Kielce, 251 s.
- Czaja S., 1999, *Zmiany stosunków wodnych w warunkach silnej antropopresji (na przykładzie konurbacji katowickiej)*, Prace Naukowe Uniwersytetu Śląskiego, 1782, 199 s.
- Jankowski A.T., 1986, *Antropogeniczne zmiany stosunków wodnych na obszarze przemysłowym i urbanizowanym (na przykładzie Rybnickiego Okręgu Węglowego)*, Prace Naukowe Uniwersytetu Śląskiego, 868, 278 s.
- Jokiel P., Kożuchowski K., 1989, *Zmiany wybranych charakterystyk hydroklimatycznych Polski w bieżącym stuleciu*, Dokumentacja Geograficzna, 6, 96 s.
- Matysik M., Absalon D., Ruman M., 2015, *Surface water quality in relation to land cover in agricultural catchments (Liswarta River basin case study)*, Polish Journal of Environmental Studies, 24 (1), 87-96, DOI: 10.15244/pjoes/26203
- Pettitt A.N., 1979, *A non-parametric approach to the change-point problem*, Journal of the Royal Statistical Society. Series C: Applied Statistics, 28 (2), 126-135, DOI: 10.2307/2346729
- Rowan F., Sweeney J., 2005, *Detection of possible change point in atmospheric variability in the North Atlantic and its effect on Scandinavian glacier mass balance*, International Journal of Climatology, 25 (14), 1819-1833, DOI: 10.1002/joc.1231

Beniamin WIĘZIK

Wyższa Szkoła Administracji w Bielsku-Białej

PRZEPIŁY WY MAKSYMALNE RZEKI BIAŁEJ W OBREBIE AGLOMERACJI BIELSKIEJ

1. WSTĘP

Miasto Bielsko-Biała jako jeden ośrodek administracyjny powstało po II wojnie światowej, gdy 1 stycznia 1951 roku połączono dwa miasta Bielsko i Białą Krakowską, dla których wcześniej naturalną granicą była rzeka Biała. Rozwijający się przemysł włókienniczy i metalowy wzdłuż rzeki znacznie zbliżył osadnictwo do jej koryta. Wpłynęło to w istotny sposób na warunki przepływu w obrębie miasta poprzez regulację rzeki Białej i jej głównych dopływów: Białki, Straconki, Niwki, Olszówki, Kamieniczanki i potoku Starobielskiego.

Podstawowym problemem gospodarki wodnej w dorzeczu Białej, obok efektywnego wykorzystania zasobów wodnych, jest ochrona doliny rzecznej przed powodzią. W ostatnich latach powodują one coraz większe straty na skutek intensywnego zagospodarowania przestrzennego oraz rozwoju infrastruktury i budowy nowych obiektów komunikacyjnych.

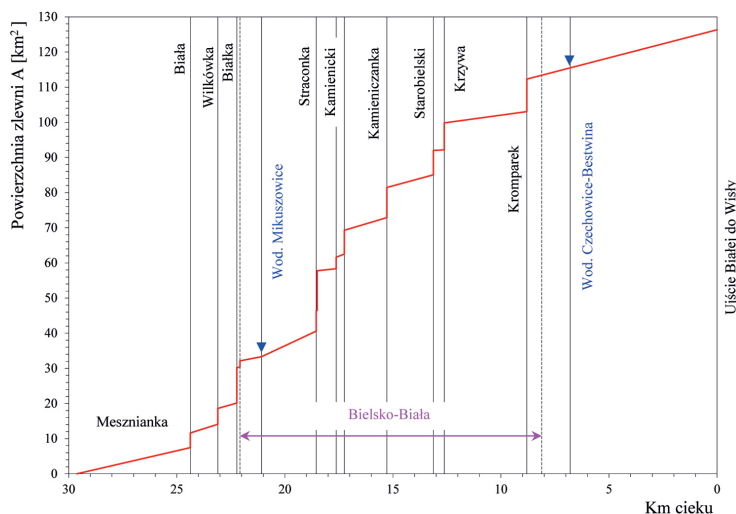
W dorzeczu Białej dominują powodzie opadowe, na które bezpośredni wpływ ma nie tylko wysokość, czas trwania i adwekcja opadu, ale również parametry fizyczno-geograficzne zlewni, jak: ukształtowanie terenu, gęstość sieci rzecznej, parametry hydrauliczne uregulowanego koryta cieków głównych i jego dopływów oraz pokrycie zlewni. Antropopresja związana z zabudową dolin rzek i potoków prowadzi do zmniejszenia naturalnej retencji, a straty powodziowe są obecnie większe przy niższych przepływach kulminacyjnych.

2. CHARAKTERYSTYKA HYDROMORFOLOGICZNA DORZECZA BIAŁEJ

Rzeka Biała jest prawobrzeżnym dopływem Wisły, do której uchodzi w km 35+000 w Czechowicach-Dziedzicach na wysokości 240 m n.p.m. Ciekim źródłowym rzeki Białej jest potok Mesznianka, który rozpoczyna swój bieg na północno-wschodnich stokach Klimczoka w Beskidzie Śląskim, na rzędnej 965 m n.p.m. Długość rzeki wynosi 29,6 km, a powierzchnia dorzecza 126,3 km².

Rzeka Biała w górnym biegu, do ujścia potoku Straconka w km 18+500, jest typowym ciekim górskim o bardzo dużym spadku i znacznej sile erozyjnej, zarówno wglębnej, jak i bocznej. Wąskie i głęboko wcięte koryta Białej i jej dopływów oraz gęsta sieć rzeczna, ukształtowana w utworach fliszowych, sprzyja formowaniu się gwałtownych wezbrań opadowych. W środkowym i dolnym odcinku charakter cieką zmienia się z erozyjnego w akumulacyjny i stopniowo staje się rzeką podgórską.

Charakterystyczną cechą dorzecza Białej jest stosunkowo mała szerokość doliny. W rejonie ujścia do Wisły wynosi ok. 2 km i utrzymuje się do przekroju w km 7+000, gdzie następuje stopniowe poszerzenie zlewni, dochodzące w rejonie Bielska-Białej w km 15+000 do ok. 10 km. Większymi prawobrzeżnymi dopływami Białej w obrębie aglomeracji bielskiej są potoki: Skleniec, Straconka, Niwka, Krzywa i Kromparek, a lewobrzeżnymi: Olszówka, Kamieniczanka, Kamienicki i Starobielski. Powyżej granicy Bielska-Białej dopływają do Białej Białka i Wilkówka. W tabl. 1 przedstawiono przyrost powierzchni zlewni rzeki Białej, który pokazano na profilu (rys. 1).



Rys. 1. Przyrost powierzchni dorzecza Białej

Tablica 1

Przyrost powierzchni dorzecza Białej

Dopływy Białej	Km cieku	Sumaryczna powierzchnia zlewni A [km ²]
Mesznianka	24+375	7,46
Biała	24+375	11,60
Wilkówka	23+100	18,61
Białka	22+225	30,22
Skleniec	22+075	32,10
Wod. Mikuszowice	21+270	32,57
Olszówka	18+550	46,45
Straconka	18+500	57,76
Potok Kamienicki	17+250	69,27
Kamieniczanka	15+275	81,46
Starobielski	13+125	91,98
Krzywa	12+625	99,83
Kromparek	8+800	112,29
Wod. Czechowice-Bestwina	6+930	117,96
Ujście Białej do Wisły	0+000	126,34

Pod względem klimatycznym dorzecze Białej należy do Okręgu Podgórskiego dzielnicy karpackiej. Charakteryzuje go krótki okres wegetacyjny, stosunkowo duża wysokość opadów oraz długie zaleganie pokrywy śnieżnej na stokach Beskidu Śląskiego i Małego. Średnia roczna wysokość opadu wynosi 1035 mm. Intensywne opady po wypełnieniu wszystkich form retencji zlewni, poprzez spływ powierzchniowy, kształtują przepływy w sieci koryt rzecznych, często stanowią zagrożenie dla zurbanizowanych terenów położonych niżej, przylegających do koryta Białej. Zjawisko powodzi przebiega w sposób gwałtowny. Spływ wód jest bardzo szybki, do czego przyczyniają się duże nachylenia zboczy doliny Białej i jej górskich dopływów: Meszniarki, Białki, Straconki i Niwki. Maksymalny opad i kulminacja pojawiają się często w tej samej dobie, co jest wynikiem superpozycji fal powodziowych rzeki głównej i jej dopływów.

W obrębie miasta od granicy południowej w km 22+100 do granicy północnej w km 8+120, czyli na długości prawie 14 km, powierzchnia zlewni wzrasta ponad 3-krotnie, z 30,05 km² do 113,50 km². Biała jest ciekim kontrolowanym. Wcześniej istniało kilka posterunków wodowskazowych, na których systematycznie obserwowano stany wody i przepływy. Wyniki obserwacji były publikowane w rocznikach hydrologicznych. Obecnie górną część dorzecza Białej zamyka prze-

krój wodowskazowy Mikuszowice w km 21+270, który założono w 1927 roku. Materiały publikowane w rocznikach hydrologicznych to stany wody z lat 1927-1934, 1939-1940, 1946-1983 oraz pomiary natężenia przepływu z lat 1927-1930, 1950-1960, 1961-1983.

Poniżej granicy administracyjnej miasta znajduje się wodowskaz Czechowice-Bestwina. Wodowskaz został założony w 1956 roku w km 6+930. Materiały publikowane to stany wody z lat 1956-1983 oraz pomiary przepływu z roku 1957 oraz lat 1960-1983.

Żaden z dopływów Białej nie jest kontrolowany, co znacznie utrudnia ocenę potencjalnego zagrożenia powodziowego w aglomeracji bielskiej. Przepływy maksymalne roczne o założonym prawdopodobieństwie przewyższenia na tych potokach, na podstawie których określa się przepływy miarodajne i kontrolne, planowanych lub remontowanych obiektów budownictwa wodnego i komunikacyjnego oraz strefy zagrożenia powodziowego oblicza się ze wzorów empirycznych (Więzik 2013).

W dorzeczu małej Wisły w XX w. wystąpiło ok. 40 znaczących wezbrań i powodzi wywołanych intensywnymi opadami. Większość z nich pojawiła się w okresie od maja do lipca. Przyczyną największych powodzi w dorzeczu Białej w obszarze aglomeracji bielskiej były deszcze rozlewne, które występowały w górnej i środkowej części zlewni przez kilka dni z rzędu.

W ekstremalnych przypadkach maksymalne opady dobowe przekraczały 200 mm. Najwyższe opady zanotowano w dorzeczu Białej na stacji opadowej Klimczok; w dniach 23-27 lipca 1960 roku sumaryczny opad wynosił 327 mm, przy maksymalnym dobowym 181,8 mm oraz na stacji opadowej Wapienica Zapora, gdzie w dniach 20-22 sierpnia 1972 roku zarejestrowano opad o wysokości 395,6 mm, przy maksymalnym dobowym 275,1 mm.

W wyniku intensywnego zagospodarowania przestrzennego, regulacji rzeki Białej i jej głównych dopływów, budowy obwałowań, nastąpiła zmiana charakteru wezbrań. Zwiększyły się lokalnie prędkości przepływu, wzrosło tempo przemieszczania się fal powodziowych. Hydrogramy charakteryzuje większa koncentracja, która objawia się szybszym wznoszeniem fali oraz krótszym czasem jej trwania. Istniejąca infrastruktura komunikacyjna (liczne mosty i przepusty), zabudowa hydrotechniczna cieków oraz podejmowane działania w zakresie ochrony przeciwpowodziowej nie zapewniają bezpiecznego przejścia przepływów kulminacyjnych przez centrum miasta (Więzik 2013).

Analizując przepływy maksymalne w przekroju wodowskazowym Mikuszowice na rzece Białej stwierdzono, że największy przepływ kulminacyjny $73,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ wystąpił w 1970 roku, nieco mniejszy $63,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ pojawił się w 1972 roku. W 2010 roku przepływ maksymalny w przekroju wodowskazowym Mikuszowice był mniej-

szy i wynosił $56,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (woda 10-letnia). Jednak już w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina przepływ maksymalny fali powodziowej określony przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej był ok. 10-krotnie wyższy i wynosił $517,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Po likwidacji w 1992 roku ważnego wodowskazu Bielsko-Biała trudno obecnie ocenić, jaki wpływ miały przepływy kulminacyjne potoków: Olszówka, Straconka, Kamieniczanka i Niwka na kształtowanie się fali powodziowej na Białej w rejonie śródmieścia.

W ekstremalnych warunkach może wystąpić superpozycja odpływów, gdy w miarę przemieszczania się kulminacji fali w rzece głównej sumują się maksymalne przepływy fal pochodzących z jej dopływów.

3. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA

W zlewniach kontrolowanych, w których prowadzone są systematyczne pomiary hydrometryczne, przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia oblicza się, bazując na ciągu statystycznym przepływów maksymalnych w roku.

Przepływem maksymalnym rocznym jest przepływ kulminacyjny największego wezbrania spośród wszystkich, które wystąpiły w roku hydrologicznym (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997). Zbiór jednorodny przepływów maksymalnych rocznych z wielolecia tworzy szereg statystyczny, który jako próba losowa służy do estymacji parametrów modelu probabilistycznego.

W zlewniach niekontrolowanych dopływów Białej do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia stosuje się formułę opadową (Stachý i in. 1998).

Wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, obliczone metodą statystyczną, zależą w dużej mierze od zastosowanej metody estymacji parametrów rozkładu.

3.1. Estymacja parametrów metodą decyli

Maksymalne przepływy roczne $Q_{max,p\%}$ o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia p ($p = P\{Q_{max} \geq Q_{max,p}\}$) najczęściej oblicza się ze wzoru opartego na rozkładzie Pearsona typu III (Kaczmarek 1970, *Zasady ...* 1969):

$$Q_{max,p\%} = Q_{max,50\%} [1 + \Phi(s,p) c_v] \quad (1)$$

gdzie: $Q_{max,p\%}$ – przepływy maksymalne roczne o prawdopodobieństwie $p\%$ [$m^3 s^{-1}$]; $Q_{max,50\%}$ – przepływ środkowy o prawdopodobieństwie $p = 50\%$ odczytany z krzywej empirycznej [$m^3 s^{-1}$]; $\Phi(s,p)$ – funkcja zależna od współczynnika skośności s i prawdopodobieństwa p ; c_v – współczynnik zmienności.

Serię przepływów maksymalnych rocznych $\{Q_{max,1}, Q_{max,2}, \dots, Q_{max,N}\}$ należy uporządkować malejąco: $\{Q_{max,(1)} \geq Q_{max,(2)} \geq \dots \geq Q_{max,(N)}\}$. Dla każdej wartości szeregu czasowego $Q_{max,(i)}$, $i = 1, 2, \dots, N$, uporządkowanego malejąco, należy obliczyć prawdopodobieństwo empiryczne p_i ze wzoru:

$$p_i = \frac{i}{N+1} 100 \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (2)$$

gdzie: i – numer wartości $Q_{max,(i)}$, w uporządkowanej serii danych; N – liczba wyrazów szeregu statystycznego.

Punkty o współrzędnych $(p_i, Q_{max,(i)})$ nanosi się zwykle na pearsonowską podziałkę prawdopodobieństwa i wyrównuje odęcznie. Z empirycznej krzywej prawdopodobieństwa odczytuje się decyle: $Q_{max,10\%}$, $Q_{max,50\%}$, $Q_{max,90\%}$, $Q_{max,100\%}$.

Współczynnik zmienności c_v oblicza się z równania:

$$c_v = \frac{Q_{max,10\%} - Q_{max,50\%}}{2 Q_{max,50\%}} \quad (3)$$

Współczynnik skośności s określa się z odpowiedniej tabeli (*Metodyka...* 2009) na podstawie obliczonej wartości x :

$$x = \frac{c_v \cdot Q_{max,50\%}}{Q_{max,50\%} - Q_{max,100\%}} \quad (4)$$

Do testowania hipotezy, że prawdziwym rozkładem zmiennej losowej Q_{max} jest rozkład Pearsona typ III, stosuje się najczęściej test Kołmogorowa. Przepływy z obliczonym prawdopodobieństwem empirycznym powinny układać się wokół krzywej teoretycznej tak, by maksymalna różnica między prawdopodobieństwem empirycznym i teoretycznym spełniała warunek testu Kołmogorowa. Maksymalna wartość różnicy prawdopodobieństwa D_{max} odczytana z wykresu między krzywą teoretyczną i empiryczną musi być mniejsza od statystyki λ_K :

$$D_{max} = \max_{i=1,2,\dots,N} \{D_i\} < \lambda_K \quad (5)$$

$$\text{gdzie: } \lambda_K = \frac{136}{\sqrt{N}} \quad (6)$$

Wartości przepływu maksymalnego obliczone na podstawie statystycznej serii obserwacyjnej są obciążone błędem. Dla przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia (dla $p \geq 50\%$) oblicza się średni błąd $\sigma(Q_{max, p\%})$ ze wzoru:

$$\sigma(Q_{max, p\%}) = F(s, p) \frac{c_v \cdot Q_{max, 50\%}}{\sqrt{N}} \quad (7)$$

gdzie: $F(s, p)$ – funkcja określona w zależności od wartości współczynnika skośności s .

Dla przyjętego poziomu istotności α i określonej wartości t_α przepływu maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia na górnej granicy przedziału ufności (dla $p \geq 50\%$) oblicza się ze wzoru:

$$Q_{max, p\%}^{\alpha} = Q_{max, p\%} + t_\alpha \cdot \sigma(Q_{max, p\%}) \quad (8)$$

gdzie: $Q_{max, p\%}^{\alpha}$ – przepływ maksymalny na górnej granicy przedziału ufności [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]; t_α – wartość zależna od poziomu istotności α ; $\sigma(Q_{max, p\%})$ – średni błąd oszacowania [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$].

3.2. Estymacja parametrów metodą największej wiarygodności

Maksymalne przepływy roczne $Q_{max, p\%}$ o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia p , jeżeli do estymacji parametrów rozkładu Pearsona typu III stosuje się metodę największej wiarygodności, oblicza się ze wzoru (Kaczmarek 1970):

$$Q_{max, p\%} = \varepsilon + \frac{1}{\alpha} t_p(\lambda) \quad (9)$$

gdzie: ε – dolne ograniczenie przepływów [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]; α – parametr skali; λ – parametr kształtu; $t_p(\lambda)$ – zmienna standaryzowana.

Wartość ε dolnego ograniczenia jest określona zwykle metodą graficzną z wyrównanej krzywej empirycznej dla prawdopodobieństwa przewyższenia $p = 100\%$.

Dla znanej wartości dolnego ograniczenia ε oblicza się nową zmienną losową X_i ze wzoru:

$$X_i = Q_{max_i} - \varepsilon \quad (10)$$

Pomocniczą wartość parametru A_λ określa się z równania:

$$A_\lambda = \ln X_{i_{sr}} - \frac{\sum_{i=1}^N \ln X_i}{N} \quad (11)$$

Parametry α i λ rozkładu Pearsona typu III są estymowane metodą największej wiarygodności:

$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{3}{4} A_\lambda}}{4A_\lambda} \quad (12)$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{X_{i_{sr}}} \quad (13)$$

Do testowania hipotezy, że prawdziwym rozkładem zmiennej losowej Q_{max} jest rozkład Pearsona typ III, stosuje się również test Kołmogorowa. Wartość maksymalnego odchylenia krzywej teoretycznej i empirycznej porównuje się ze statystyką λ_K .

Średni błąd oszacowania $\sigma(Q_{max,p\%})$ oblicza się z równania (14), a wartości przepływu maksymalnego rocznego o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia (dla $p \geq 50\%$) na górnej granicy przedziału ufności przedstawiono w tabl. 2:

$$\sigma(Q_{max,p\%}) = \varphi(p, \lambda) \frac{1}{\alpha \sqrt{N}} \quad (14)$$

gdzie: $\varphi(p, \lambda)$ – funkcja określona na podstawie prawdopodobieństwa p i wartości parametru kształtu λ .

Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekrojach wodowskazowych Mikuszowice i Czechowice-Bestwina na Białej obliczono metodą statystyczną, stosując obydwie metody estymacji parametrów. Wyniki obliczeń zestawiono w tabl. 2 i 3 i pokazano na rys. 2-5.

W rejonie wodowskazu Mikuszowice koryto Białej jest uregulowane. Maksymalny przepływ, który mieści się w korycie wynosi $Q = 76 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. W przypadku zastosowania do estymacji parametrów rozkładu Pearsona typu III metody największej wiarygodności, odpowiada on przepływowi maksymalnemu rocznemu o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1,7\%$. Stosując metodę decyli estymacji parametrów, prawdopodobieństwo zwiększa się do $p = 3,4\%$. Zatem woda pojawiająca się średnio raz na 30 lat nie mieści się w korycie Białej.

Tablica 2

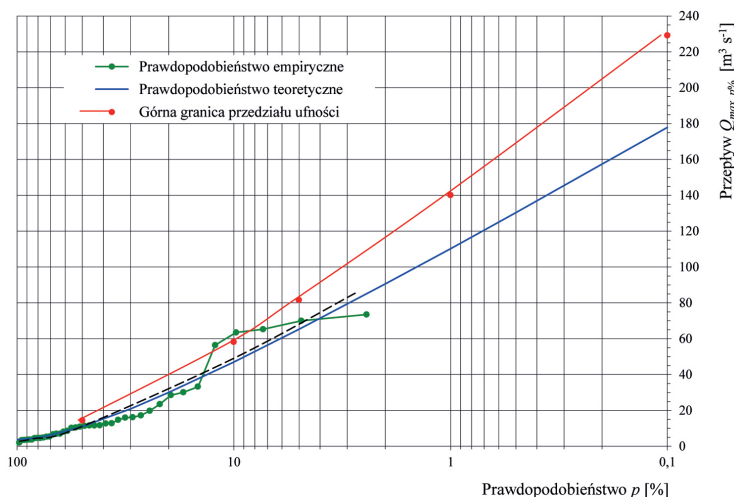
**Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie
przewyższenia – Rzeka Biała – wodowskaz Mikuszowice**

Prawdopod. p [%]	Metoda decyli		Metoda największej wiarygodności	
	Przepływ maksymalny $Q_{max,p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max,p\%} + t_a \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]	Przepływ maksymalny $Q_{max,p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max,p\%} + t_a \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]
0,1	178	229	129	160
1	110	140	86	106
2	91		73	89
5	65	82	56	
10	47	58	43	52
20	30		30	37
30	21		23	
50	11	14	14	17
70	6,2		7,8	
80	4,8		5,6	
90	4,1		2,8	
99	3,9		2,1	

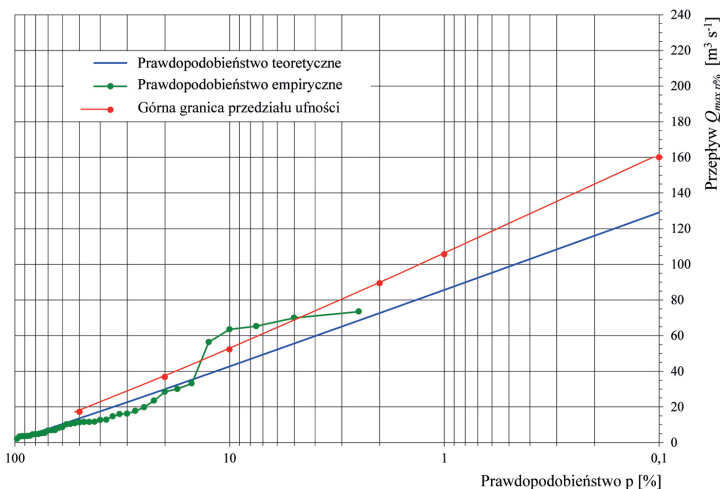
Istotnie zmieniają się przepływy wykorzystywane do wyznaczenia stref zagrożenia i ryzyka powodziowego w aglomeracji bielskiej. Przepływ o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ wynosi $Q_{max,p1\%} = 110 m^3 s^{-1}$, stosując do estymacji parametrów metodę decyli i tylko $Q_{max,p1\%} = 86 m^3 s^{-1}$, przy wykorzystaniu metody największej wiarygodności. Przepływy o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 10\%$ mają podobne wartości (tabl. 2).

Poważny problem stanowi przejście fali powodziowej przez śródmieście Bielska-Białej, poniżej ujścia potoku Niwka. Zwężenie koryta pod mostami i niewielki spadek zwierciadła wody spiętrzona stopniami regulacyjnymi powoduje poważne zagrożenie powodziowe. Uregulowane koryto rzeki w centrum miasta może pomieścić jedynie przepływ równy $Q = 120 m^3 s^{-1}$, jest to maksymalny przepływ roczny o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 5\%$ (pojawiający się średnio raz na 20 lat). Rozwiązaniem problemu może być zmiana regulacji rzeki przez zastąpienie stopni regulacyjnych kaskadą niższych progów stabilizujących dno i zwiększających spadek zwierciadła wody.

Różnice w przepływach maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia występują również w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina (tabl. 3).



Rys. 2. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Mikuszowice (estymacja parametrów metodą decyli)



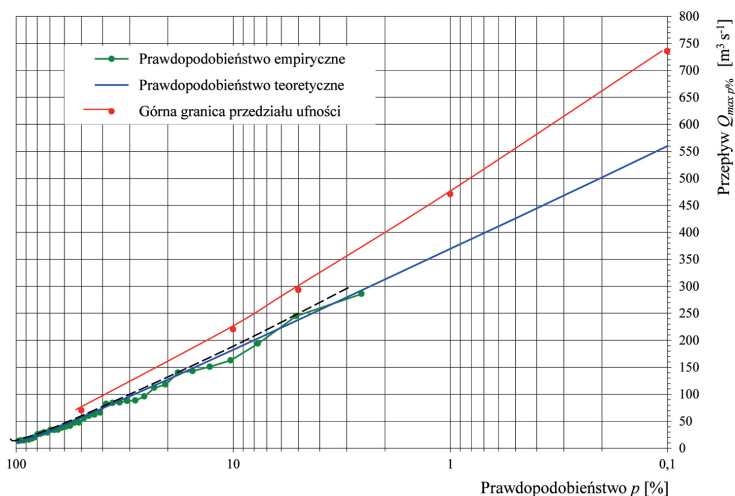
Rys. 3. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Mikuszowice (estymacja parametrów metodą największej wiarygodności)

Przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ jest również wyższy, gdy do estymacji parametrów rozkładu zostanie zastosowana metoda decyli – $Q_{max, p1\%} = 369 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ od wartości $Q_{max, p1\%} = 326 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ w przypadku metody największej wiarygodności.

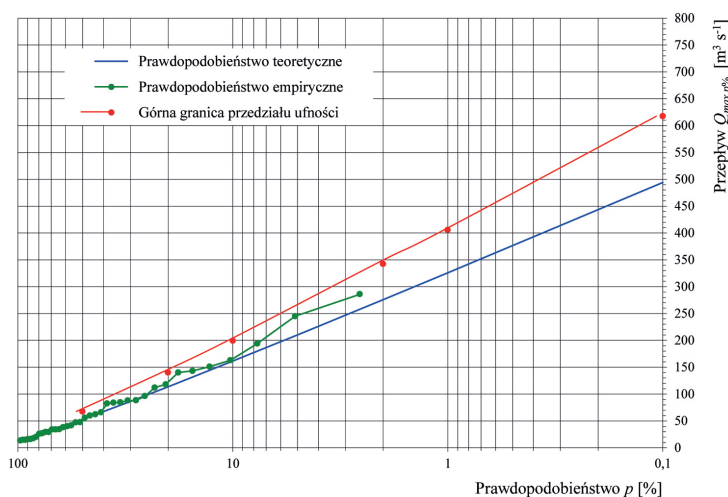
Tablica 3

**Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie
przewyższenia – Rzeka Biała – wodowskaz Czechowice-Bestwina**

Prawdopod. p [%]	Metoda decyli		Metoda największej wiarygodności	
	Przepływ maksymalny $Q_{max, p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max, p\%} + t_{\alpha} \cdot \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]	Przepływ maksymalny $Q_{max, p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max, p\%} + t_{\alpha} \cdot \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]
0,1	560	735	494	617
1	369	471	326	405
2	313		276	342
5	238	293	210	
10	183	220	161	199
20	127		113	140
30	96,2		86,1	
50	57,0	70,2	53,0	67,4
70	32,1		32,5	
80	23,0		25,0	
90	15,6		16,0	
99	10,8		13,8	



Rys. 4. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina (estymacja parametrów metodą decyli)



Rys. 5. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina (estymacja parametrów metodą największej wiarygodności)

4. WNIOSKI

Na podstawie analizy przepływów maksymalnych w przekrojach wodowskazowych Mikuszowice powyżej aglomeracji bielskiej i Czechowice-Bestwina na Białej – poniżej, sformułowano następujące wnioski:

1. Wartości obliczonych przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w dużej mierze zależą od zastosowanej metody estymacji parametrów rozkładu probabilistycznego.
2. Zarządzeniem nr 57 dyrektora IMGW-PIB z dnia 20.10.2011 roku zalecana jest metodyka opracowywania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, w ramach której do estymacji parametrów rozkładu prawdopodobieństwa stosowana jest metoda największej wiarygodności. Obliczone za jej pomocą przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w obydwóch badanych przekrojach wodowskazowych dają wartości mniejsze od metody, w której zastosowano do estymacji parametrów metodę decyli.
3. Przy zastosowaniu do estymacji parametrów metody największej wiarygodności należy szczególnie przeanalizować i zweryfikować najniższe przepływy maksymalne roczne w szeregu statystycznym. Najmniejszy przepływ obserwowany decyduje o często subiektywnej wartości dolnego ograniczenia przepływów ϵ .

4. Przy stosowaniu do estymacji parametrów metody największej wiarygodności, obliczone przepływy o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia są niższe, tym samym zasięg stref zagrożenia i ryzyka powodziowego w obrębie aglomeracji bielskiej jest mniejszy.
5. Należy podjąć kompleksowe badania, przy zastosowaniu współczesnych metod pomiarowych i obliczeniowych, w celu wyeliminowania błędów pojawiających się przy obliczaniu przepływów maksymalnych prawdopodobnych.

MAXIMUM FLOWS OF THE BIAŁA RIVER WITHIN THE BIELSKO AGGLOMERATION

Summary

The main problem of water management in the basin of the Biała River, next to the efficient use of water resources, is the protection of the river valley against flood. In recent years, because of intensive land development, infrastructure development and construction of new transportation facilities, higher losses are generated by lower maximum flows. Calculated maximum annual flows of a given exceedance probability depend not only on properly estimated peak flows, but also on the choice of the estimation method of the probabilistic model parameters. The article compares the maximum annual flows of the Biała River at the Mikuszowice water gauge cross-section calculated by methods of deciles and maximum likelihood.

BIBLIOGRAFIA

- Kaczmarek Z., 1970, *Metody statystyczne w hydrologii i meteorologii*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 312 s.
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., 1994, *Hydrologia stosowana*, Wydawnictwo Naukowe, PWN, Warszawa, 323 s.
- Stachý J., Fal B., Czarnecka H., 1998, *Obliczanie przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie*, IMGW, Warszawa
- Więzik B., 2013, *Wpływ obiektów regulacyjnych rzeki Białej na transformację fali powodziowej*, Monografia Wyższej Szkoły Administracji w Bielsku-Białej
- Zasady obliczania największych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się przy projektowaniu obiektów inżynierskich i urządzeń technicznych gospodarki wodnej w zakresie budownictwa hydrotechnicznego*, 1969, Wydawnictwo CUGW, Warszawa

Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ, 2009, Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, Warszawa, dostępne online: www.nfosigw.gov.pl/download/gfx/nfosigw/pl/nfoekspertyzy (09.08.2016)