



# **RAPORT Z WYKONANIA PRZEGLĄDU I AKTUALIZACJI MAP ZAGROŻENIA POWODZIOWEGO I MAP RYZYKA POWODZIOWEGO**

## **ZAŁĄCZNIK NR 4**

### **RAPORT Z OPRACOWANIA DANYCH HYDROLOGICZNYCH NA POTRZEBY MODELOWANIA HYDRAULICZNEGO**

**(RAPORT KOŃCOWY – zad. 1 i zad. 1D.II)**



**Fundusze Europejskie**  
Infrastruktura i Środowisko



Państwowe  
Gospodarstwo Wodne  
**Wody Polskie**

**Unia Europejska**  
Fundusz Spójności



*Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16*

# **RAPORT Z OPRACOWANIA DANYCH HYDROLOGICZNYCH NA POTRZEBY MODELOWANIA HYDRAULICZNEGO**

**(RAPORT KOŃCOWY – zad. 1 oraz zad. 1D.II)**

Warszawa, 2022

**WERSJA nr 2.00**



*Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16*

Niniejszy raport został sporządzony na podstawie raportów z opracowania danych hydrologicznych wykonanych w ramach poniższych zadań:

- Zadanie 1: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego – „Raport z opracowania danych hydrologicznych na potrzeby modelowania hydraulicznego” (IMGW-PIB, Arcadis, v5.00, 2020);
- Zadanie 1D.II: Opracowanie map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego (od rzek) w zakresie wynikającym z przeglądu i aktualizacji wstępnej oceny ryzyka powodziowego wraz z publikacją – „Uzupełnienie raportu z opracowania danych hydrologicznych na potrzeby modelowania hydraulicznego” (Multiconsult Polska, v1.00, 2021).

## Spis treści

<b>1.</b>	<b>WPROWADZENIE .....</b>	<b>4</b>
<b>2.</b>	<b>ZAKRES DANYCH HYDROLOGICZNYCH I OPADOWYCH .....</b>	<b>5</b>
<b>3.</b>	<b>PRZYGOTOWANIE DANYCH OPADOWYCH .....</b>	<b>8</b>
3.1.	DOBOWE SUMY OPADU DLA STACJI OPADOWYCH POŁOŻONYCH W REJONIE ANALIZOWANYCH ZLEWNI .....	8
3.2.	ŚREDNI W ZLEWNIACH OPAD MAKSYMALNY ROCZNY O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA .....	8
3.2.1.	MAKSYMALNE ROCZNE ŚREDNIE OPADY DOBOWE W ZLEWNIACH .....	8
3.2.2.	JEDNORODNOŚĆ SERII DANYCH OPADOWYCH .....	8
3.2.3.	ŚREDNI W ZLEWNI OPAD MAKSYMALNY ROCZNY O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA .....	8
<b>4.</b>	<b>PRZYGOTOWANIE DANYCH HYDROLOGICZNYCH .....</b>	<b>9</b>
4.1.	PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA Z ZLEWNIACH KONTROLOWANYCH .....	11
4.1.1.	FALE HISTORYCZNE I KRZYWE NATĘŻENIA PRZEPŁYWU .....	11
4.1.2.	PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA DLA STACJI WODOWSKAZOWYCH .....	11
4.1.3.	FALE HIPOTETYCZNE DLA ZLEWNI KONTROLOWANYCH .....	13
4.1.3.1.	MODELE OPAD-ODPŁYW .....	13
4.1.3.2.	METODA STRUPCZEWSKIEGO .....	14
4.2.	PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA W ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH .....	16
4.2.1.	FALE HIPOTETYCZNE DLA ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH .....	17
4.2.1.1.	METODA SYMULACYJNA .....	17
4.2.1.2.	METODY EMPIRYCZNE .....	18
4.3.	ROZKŁAD PRZEPŁYWÓW MAKSYMALNYCH O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA W PROFILU PODŁUŻNYM RZEKI DLA ZADANYCH SCENARIUSZY POWODZIOWYCH .....	19
<b>5.</b>	<b>PRZYJĘTE ODSTĘPSTWA METODYCZNE .....</b>	<b>19</b>
5.1.	PRZYGOTOWANIE DANYCH HYDROLOGICZNYCH NA POTRZEBY MODELOWANIA HYDRAULICZNEGO DLA OBSZARU API .....	20
5.2.	PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA W ZLEWNIACH KONTROLOWANYCH .....	21
5.3.	PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA W ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH .....	23
5.4.	OPRACOWANIE FAL HIPOTETYCZNYCH .....	24
<b>6.</b>	<b>WYKAZ ZAŁĄCZNIKÓW .....</b>	<b>26</b>

## **1. WPROWADZENIE**

Opracowanie danych hydrologicznych i meteorologicznych, objętych niniejszym raportem, zostało wykonane w ramach Projektu „Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego”. Projekt finansowany jest ze środków Programu Operacyjnego Infrastruktura i Środowisko 2014-2020, Oś priorytetowa II: Ochrona środowiska w tym adaptacja do zmian klimatu, Działanie 2.1 Adaptacja do zmian klimatu wraz z zabezpieczeniem i zwiększeniem odporności na klęski żywiołowe, w szczególności katastrofy naturalne oraz monitoring środowiska.

Niniejszy raport obejmuje swym zakresem wszystkie rzeki, dla których w ramach Projektu zostały zaktualizowane lub opracowane nowe mapy zagrożenia powodziowego w II cyklu planistycznym.

Podstawą opracowania danych hydrologicznych były następujące dokumenty:

- 1) Metodyka opracowania map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego w II cyklu planistycznym;
- 2) Aktualizacja metodyki obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ. Wykonawca: Stowarzyszenie Hydrologów Polskich. Opracowanie zlecone przez KZGW, 2017 (umowa nr KZGW/DPiZW-ops/3/2017 z dnia 6.03.2017 r.) – dalej w skrócie określana „Aktualizacją metodyki...”;
- 3) Odstępstwo od „Aktualizacji metodyki...” nr 02/2018 pt. „Opracowanie danych hydrologicznych na potrzeby modelowania hydraulicznego”;
- 4) Odstępstwo od „Aktualizacji metodyki...” nr 1/1D.II/2021 w zakresie opracowania danych hydrologicznych na potrzeby modelowania hydraulicznego”;
- 5) Załącznik nr 1 do Raportu z wykonania map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego (2015), „Projekt ISOK – Raport z zakończenia realizacji zadania 1.3.2 – Przygotowanie danych hydrologicznych w zakresie niezbędnym do modelowania hydraulicznego”;
- 6) Instrukcje gospodarowania wodą na zbiornikach wodnych.

## 2. ZAKRES DANYCH HYDROLOGICZNYCH I OPADOWYCH

Dane meteorologiczne i hydrologiczne niezbędne do opracowania map zagrożenia powodziowego oraz map ryzyka powodziowego opracowano dla 3 scenariuszy związanych z prawdopodobieństwem wystąpienia powodzi:

- 1) Scenariusz I – obszary, na których prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi jest niskie i wynosi 0,2% (obszary zagrożenia powodziowego zostały wyznaczone dla przepływu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia  $Q_{0,2\%}$ );
- 2) Scenariusz II – obszary, na których prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi jest średnie i wynosi 1% (obszary zagrożenia powodziowego zostały wyznaczone dla przepływu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia  $Q_{1\%}$ );
- 3) Scenariusz III – obszary, na których prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi jest wysokie i wynosi 10% (obszary zagrożenia powodziowego zostały wyznaczone dla przepływu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia  $Q_{10\%}$ ).

W zakresie danych meteorologicznych przygotowane zostały dane opadowe obejmujące:

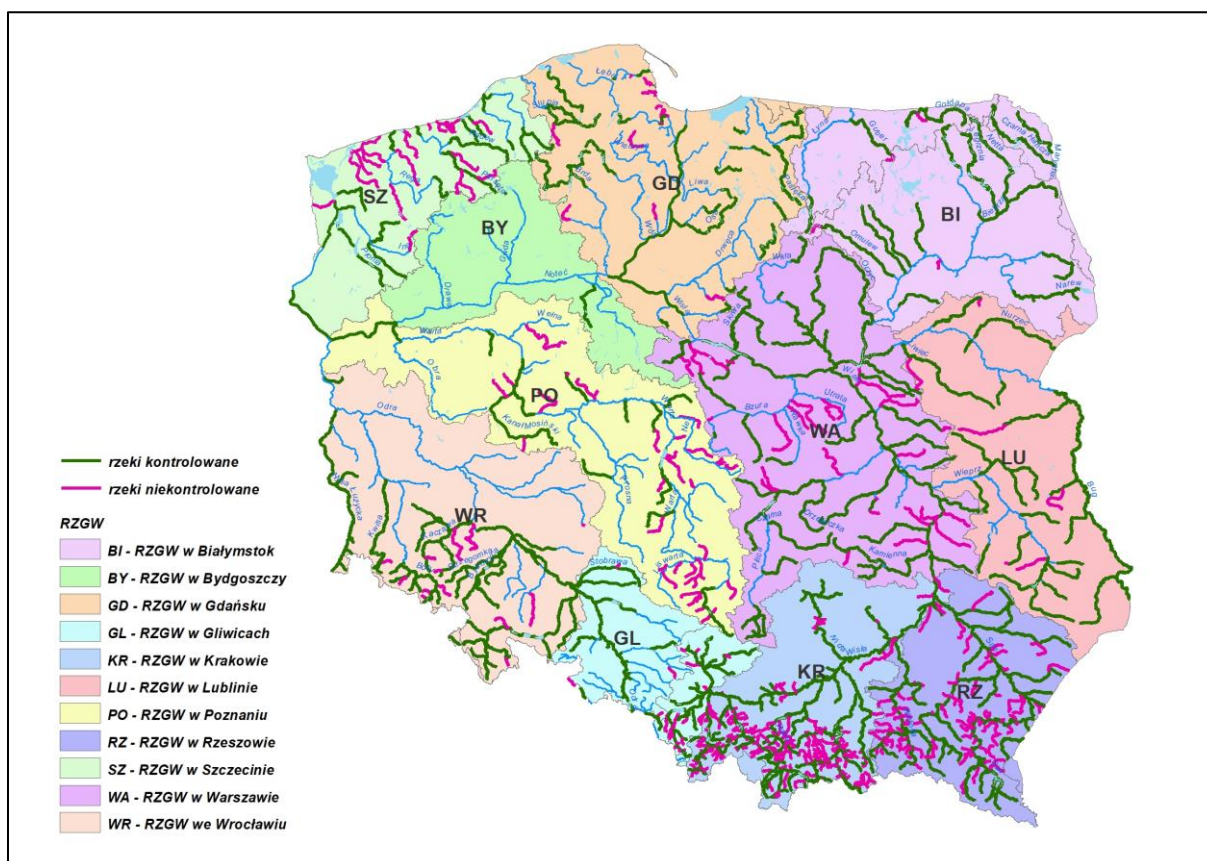
- dobowe sumy opadów z ostatnich 30 lat ze stacji opadowych położonych w rejonie analizowanych zlewni;
- maksymalne roczne sumy opadów dobowych średnich wyznaczone w analizowanych zlewniach;
- wyniki obliczeń maksymalnych średnich w zlewniach opadów dobowych o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 10\%$ ,  $1\%$  i  $0,2\%$ ;
- hietogramy opadów historycznych, które wywołały co najmniej dwa największe wezbrania w ostatnich 30 latach.

W zakresie danych hydrologicznych opracowano:

- podstawowe charakterystyki stacji wodowskazowych IMGW-PIB w analizowanych zlewniach;
- hydrogramy stanów wody i przepływów oraz krzywe natężenia przepływu dla 2 wezbrań, które wystąpiły w ostatnich 30 latach oraz dla wezbrań wybranych do kalibracji i weryfikacji modelu;
- maksymalne roczne przepływy, będące podstawą wyznaczenia przepływów o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia;
- przepływy maksymalne miesięczne z ostatnich 30 lat z posterunków wodowskazowych położonych na analizowanych ciekach;
- przepływy maksymalne o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 10\%$ ,  $1\%$  i  $0,2\%$  w profilach kontrolowanych;
- hydrogramy hipotetyczne w zlewniach kontrolowanych obliczone metodą Strupczewskiego;

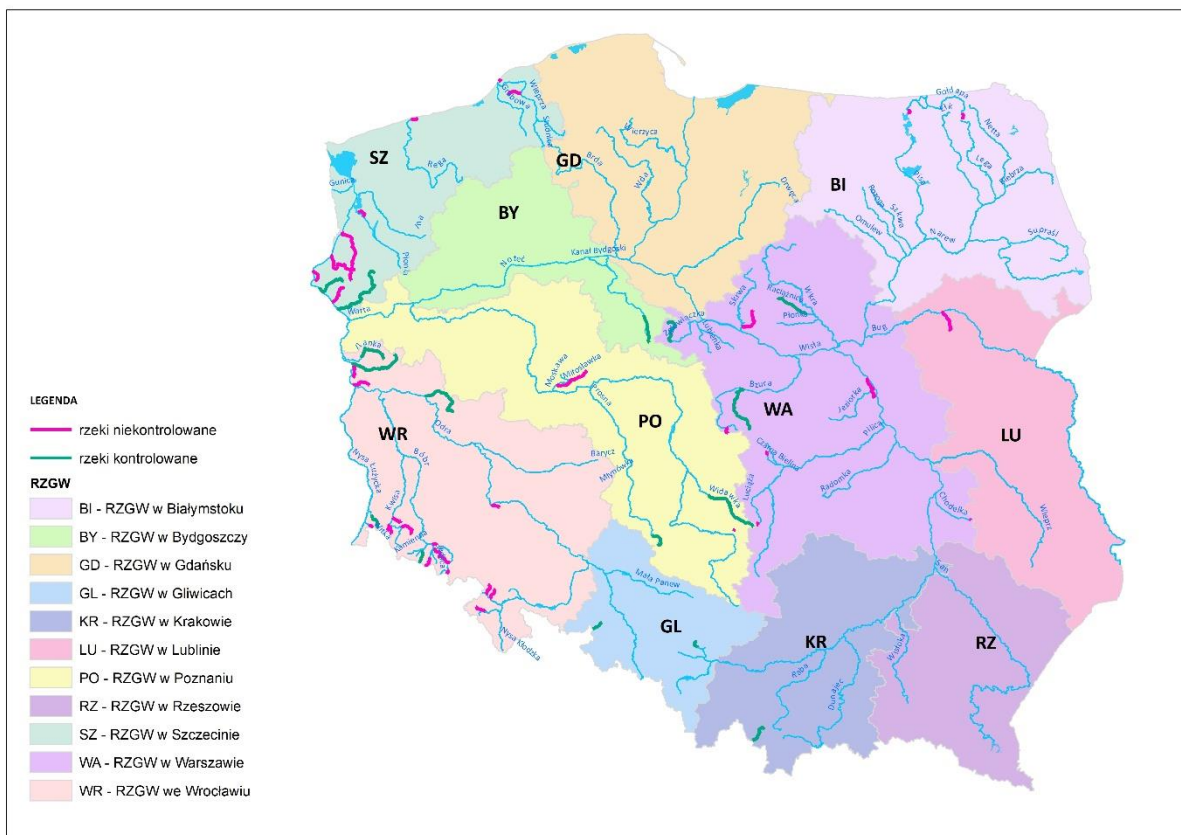
Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16

- przepływy maksymalne o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 10\%$ ,  $1\%$  i  $0,2\%$  w profilach niekontrolowanych, wyznaczone za pomocą wzorów empirycznych;
- parametry modeli opad-odpływ – parametry metody SCS-CN i modeli transformacji opadu efektywnego w odpływ (w zlewniach nie objętych przyjętym odstępstwem nr 01/2018);
- parametry rozkładu opadów dobowych na godzinowe przedziały obliczeniowe;
- hydrogramy fal hipotetycznych opracowane w zlewniach niekontrolowanych;
- profil podłużny przepływów prawdopodobnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla analizowanych rzek (dla zadanych scenariuszy powodziowych).



Rys. 1a. Zakres obszarowy danych hydrologicznych opracowanych w ramach zadania 1, w odniesieniu do rzek kontrolowanych i niekontrolowanych pod względem hydrologicznym, w podziale na regiony wodne.

Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16



**Rys. 1b. Zakres obszarowy danych hydrologicznych opracowanych w ramach zadania 1 D.II, w odniesieniu do rzek kontrolowanych i niekontrolowanych pod względem hydrologicznych, w podziale na regiony wodne.**



### **3. PRZYGOTOWANIE DANYCH OPADOWYCH**

Do obliczenia przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia metodami empirycznymi oraz do przygotowania warunków brzegowych (hydrogramów fal hipotetycznych) na podstawie wyników modeli opad-odpływ, konieczne jest określenie wysokości maksymalnego opadu dobowego o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia uśrednionego dla obszaru zlewni.

#### **3.1. DOBOWE SUMY OPADU DLA STACJI OPADOWYCH POŁOŻONYCH W REJONIE ANALIZOWANYCH ZLEWNI**

Dobowe sumy opadów atmosferycznych z ostatnich 30 lat, ze stacji położonych w rejonie analizowanych zlewni opracowano na podstawie danych IMGW-PIB. Krok czasowy danych uwarunkowany był rozdzielczością czasową danych pomiarowych na poszczególnych stacjach opadowych.

#### **3.2. ŚREDNI W ZLEWNIACH OPAD MAKSYMALNY ROCZNY O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA**

##### **3.2.1. MAKSYMALNE ROCZNE ŚREDNIE OPADY DOBOWE W ZLEWNIACH**

W oparciu o dane opadowe ze stacji położonych w rejonie analizowanych zlewni wyznaczono opady średnie dobowe metodą wieloboków równego opadu lub metodą izohiet. Dla każdej doby w kolejnych latach został obliczony opad średni dla zlewni i dla każdego roku została wybrana wartość maksymalna.

##### **3.2.2. JEDNORODNOŚĆ SERII DANYCH OPADOWYCH**

Do badania jednorodności statystycznej ciągów maksymalnych w roku dobowych sum opadów uśrednionych dla obszarów zlewni zastosowano test Manna-Kendalla na sprawdzenie nieistnienia trendu monotonicznego, z uwzględnieniem poprawki na występowanie powtarzających się elementów. Hipotezę o braku trendu monotonicznego w ciągach maksymalnych w roku dobowych opadów atmosferycznych zweryfikowano na poziomie istotności  $\alpha=0,05$ .

##### **3.2.3. ŚREDNI W ZLEWNI OPAD MAKSYMALNY ROCZNY O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA**

Podstawą obliczeń średnich w zlewniach maksymalnych opadów dobowych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia były 30-letnie jednorodne ciągi rozdzielcze maksymalnych, średnich dla zlewni, opadów określonych dla każdego roku. Podstawowym okresem analiz było wielolecie 1987-2016.

W zadaniu 1D.II dla zlewni Średzkiej Wody, Wierzbicy, Miłośławki, Bruśnika, Karpnickiego Potoku, Miłoszowskiego Potoku, Oldzy i Olszówki okresem analizy było wielolecie 1985-2014 z uwagi na

likwidację w 2015 roku znacznej ilości stacji opadowych. Przyjęcie danych z wielolecia 1985-2014 pozwoliło na wykorzystanie danych z możliwie największej liczby stacji.

Wartości opadów prawdopodobnych dla zlewni wyznaczono w oparciu o rozkład logarytmiczno-normalny. Do estymacji parametrów rozkładu wykorzystano metodę największej wiarygodności. Hipoteza o zgodności teoretycznej funkcji rozkładu prawdopodobieństwa z rozkładem empirycznym sprawdzona została przy pomocy testu  $\lambda$ -Kolmogorowa na poziomie istotności  $\alpha = 0,05$  (zastosowano wartość krytyczną statystyki testu Kolmogorowa obniżoną wskutek estymacji rozkładu na podstawie próby).

W zlewniach niekontrolowanych, o powierzchni mniejszej lub równej 50 km<sup>2</sup>, zurbanizowanych, w których powierzchnia nieprzepuszczalna jest większa od 5% opady o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia dla różnych czasów trwania obliczone zostały ze wzorów Bogdanowicz, Stachy (1998), które zamieszczono w „Aktualizacji metodyki...”.

#### 4. PRZYGOTOWANIE DANYCH HYDROLOGICZNYCH

Sposób obliczania przepływów maksymalnych rocznych dla danego przekroju na rzece zależy od dostępności danych hydrologicznych. Możliwe są następujące sytuacje:

- a) dostępny jest wystarczająco długi, przynajmniej 30-elementowy, jednorodny ciąg przepływów,
- b) ciąg jest zbyt krótki (liczba elementów jest mniejsza od 30),
- c) brak danych pomiarowych, ale przekrój znajduje się na rzece kontrolowanej,
- d) brak danych pomiarowych, a przekrój znajduje się na rzece niekontrolowanej.

Przekrój obliczeniowy może być różnie usytuowany względem przekroju wodowskazowego, posiadającego odpowiednio długi ciąg jednorodnych przepływów. Możliwe są trzy przypadki:

- 1) przekrój obliczeniowy może pokrywać się z wodowskazowym lub znajdować się w niewielkiej od niego odległości (występuje nieznaczny przyrost powierzchni zlewni między przekrojami),
- 2) może być zlokalizowany powyżej lub poniżej przekroju wodowskazowego albo między dwoma wodowskazami,
- 3) przekrój obliczeniowy zlokalizowany w zlewni niekontrolowanej.

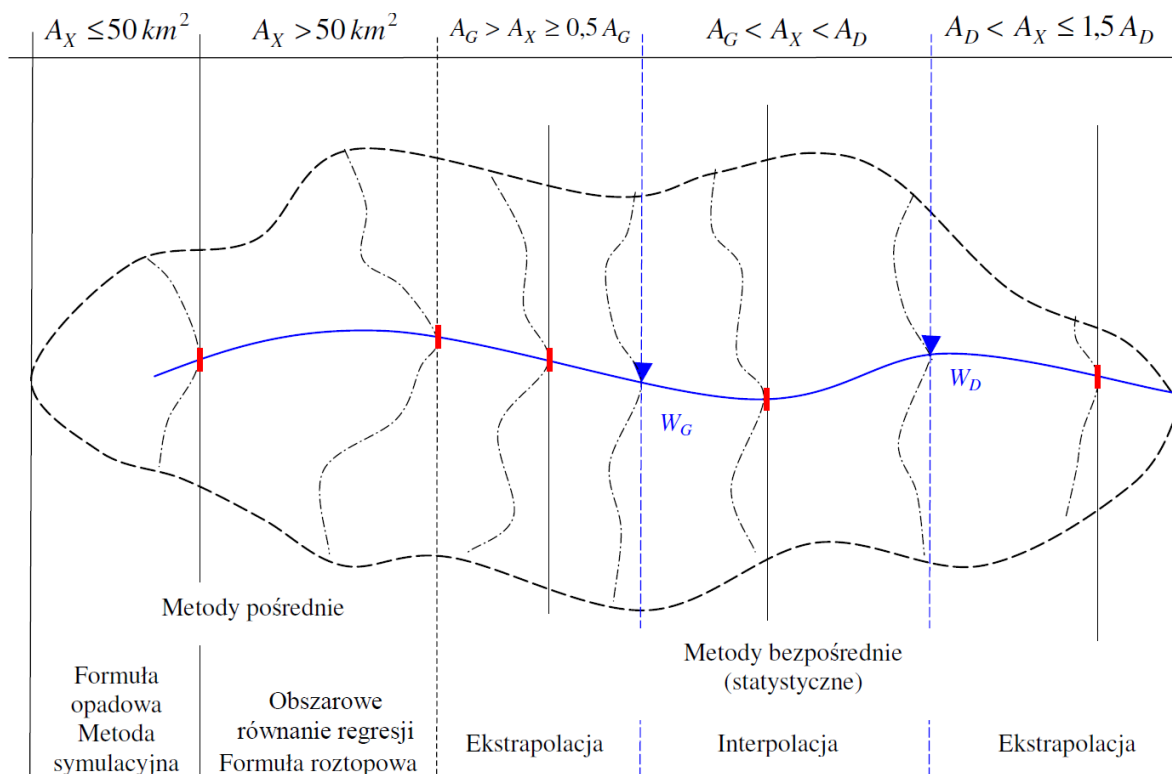
W pierwszym przypadku stosuje się metodę bezpośrednią (najdokładniejszy sposób obliczania przepływów prawdopodobnych), w drugim metodę transponowania przepływu (obliczenia mniej dokładne), w trzecim zastosowanie mają metody empiryczne (obliczenia obciążone największym błędem). Uwarunkowania i zakres stosowania metod podano w tab. 1 i na rys. 2.



Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16

Tab. 1. Metody obliczania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach kontrolowanych i niekontrolowanych (oznaczenia:  $A_G$  – powierzchnia zlewni zamknięta wodowskazem górnym  $W_G$ ,  $A_X$  – powierzchnia zlewni zamknięta przekrojem obliczeniowym,  $A_D$  – powierzchnia zlewni zamknięta wodowskazem dolnym  $W_D$ )

Określenie	Uwarunkowania Zakres stosowania	Metoda
<b>Zlewnie kontrolowane</b>		
Przekrój obliczeniowy pokrywa się z wodowskazowym	Długi ciąg obserwacyjny	Bezpośrednia
Przekrój niekontrolowany na rzece kontrolowanej	Przekrój położony powyżej wodowskazu $A_G > A_X \geq 0,5 A_G$	Ekstrapolacji
	Przekrój położony między wodowskazami $A_G < A_X < A_D$	Interpolacji
	Przekrój położony poniżej wodowskazu $A_D < A_X \leq 1,5 A_D$	Ekstrapolacji
<b>Zlewnie niekontrolowane</b>		
Zlewnia o powierzchni $A_X \leq 50 \text{ km}^2$	Zlewnie niezurbanizowane	Formuła opadowa
	Zlewnie zurbanizowane	Model opad-odpływ
Zlewnia o powierzchni $A_X > 50 \text{ km}^2$	Północna część kraju	Obszarowe równanie regresji Formuła roztopowa
	Południowa część kraju	Obszarowe równanie regresji



Rys. 2. Metody obliczania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach kontrolowanych i niekontrolowanych (Aktualizacja metodyki..., 2017 – zmienione). (oznaczenia:  $A_G$  – powierzchnia zlewni zamknięta wodowskazem górnym  $W_G$ ,  $A_X$  – powierzchnia zlewni zamknięta przekrojem obliczeniowym,  $A_D$  – powierzchnia zlewni zamknięta wodowskazem dolnym  $W_D$ )

#### **4.1. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA Z ZLEWNIACH KONTROLOWANYCH**

##### **4.1.1. FALE HISTORYCZNE I KRZYWE NATĘŻENIA PRZEPŁYWU**

Na potrzeby kalibracji i weryfikacji modeli hydrodynamicznych dla stacji wodowskazowych w analizowanych zlewniach przygotowano hydrogramy stanów wody i przepływów oraz krzywe natężenia przepływu dla co najmniej 2 wezbrań, które wystąpiły w ostatnich 30 latach. Ponadto, przygotowane zostały fale korespondujące dla wybranych wezbrań na potrzeby kalibracji i weryfikacji modeli hydraulicznych.

##### **4.1.2. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA DLA STACJI WODOWSKAZOWYCH**

W ramach II cyklu planistycznego przeprowadzono weryfikację danych hydrologicznych opracowanych w I cyklu planistycznym, która w szczególności polegała na:

- sporządzeniu wykazu stacji wodowskazowych, dla których przeprowadzono aktualizację oraz weryfikację na potrzeby przeglądu map zagrożenia powodziowego oraz map ryzyka powodziowego;
- aktualizacji do 2016 r. ciągów przepływów maksymalnych rocznych opracowanych w I cyklu planistycznym;
- obliczeniu wartości przepływów maksymalnych rocznych dla założonych scenariuszy powodziowych zgodnie z obowiązującą w projekcie metodyką;
- obliczeniu wartości przepływów maksymalnych rocznych dla założonych scenariuszy powodziowych dla szczególnych przypadków, tj., gdy w wyniku przeprowadzonych analiz statystycznych oraz prowadzonych obecnie i planowanych inwestycji, zidentyfikowano przypadki, dla których wskazuje się konieczność zastosowania innych rozwiązań niż zawartych w obowiązującej w projekcie metodyce;
- weryfikacji danych hydrologicznych w postaci kryteriów hydrologicznych H1 i H2, przy czym kryterium H 1 odnosi się do różnicy w wartościach przepływów dla poszczególnych scenariuszy powodziowych obliczonych w I oraz II cyklu planistycznym. Kryterium H2 odnosi się do różnicy w stanach wody dla poszczególnych scenariuszy powodziowych obliczonych w I oraz II cyklu planistycznym. Kryteria H 1 i H2 zostały sklasyfikowane celem określenia wpływu zmiany jako: istotna, umiarkowana, niewielka lub brak wpływu. Klasyfikacja stanowiła podstawę wskazania konieczności aktualizacji map zagrożenia powodziowego ze względu na aktualizację danych hydrologicznych.

Obliczenia maksymalnych przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla rzek w przekrojach wodowskazowych wykonano metodą statystyczną, która opiera się na założeniu, że maksymalne przepływy roczne podlegają określonemu rozkładowi prawdopodobieństwa,

a parametry rozkładu szacuje się na podstawie próby losowej, czyli serii maksymalnych przepływów rocznych (WQ) zaobserwowanych w przeszłości. Przy czym, dla poprawnego oszacowania wartości przepływów prawdopodobnych, warunkiem koniecznym są jednorodne próby losowe o liczebności nie mniejszej niż 30 elementów. Podstawę obliczeń przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia stanowiły jednorodne ciągi rozdzielcze maksymalnych przepływów rocznych pochodzących z wielolecia hydrologicznego, obejmującego przynajmniej ostatnie 30 lat (serie obliczeniowe kończyły się na 2016 roku hydrologicznym; jeżeli dane nie były dostępne do tego roku – np. z uwagi na wcześniejszą likwidację stacji – wykorzystano dostępne serie danych). Ciągi obserwacyjne WQ poddano analizie jednorodności przy zastosowaniu testu Manna-Kendalla.

W zadaniu 1 D.II dla dwóch wodowskazów: Lubiatów na Obrzycy i Sądów na Pliszce, badanie jednorodności serii czasowej przepływów maksymalnych rocznych wykazało, że seria czasowa jest niejednorodna. W celu przeprowadzenia obliczeń wykorzystano metodę obszarowego równania regresji.

Przepływy maksymalne roczne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia dla analizowanych rzek w przekrojach wodowskazowych wyznaczono w oparciu o rozkład Pearsona III typu, zgodnie z metodyką zastosowaną w projekcie. Do estymacji parametrów tego rozkładu wykorzystano metodę największej wiarygodności. Hipoteza o zgodności teoretycznej funkcji rozkładu prawdopodobieństwa z rozkładem empirycznym sprawdzona została przy pomocy testu  $\lambda$ -Kołmogorowa na poziomie istotności  $\alpha = 0,05$  (zastosowano wartość krytyczną statystyki testu Kołmogorowa obniżoną wskutek estymacji rozkładu na podstawie próby).

Rozkład Pearsona III typu z założenia był traktowany jako wyjściowy (domyślny). Dla przypadków, gdy pomimo uzyskanej zgodności rozkładów teoretycznego i empirycznego testem  $\lambda$ -Kołmogorowa istniały przesłanki o konieczności przeprowadzenia analiz uwzględniających dobór innego rozkładu, jakość rozkładu Pearsona typ III porównywano z jakością innych teoretycznych rozkładów niesprzecznych, których parametry szacowano metodą największej wiarygodności. Weryfikacja zgodności (a w zasadzie niesprzeczności) rozkładów teoretycznych z rozkładem empirycznym wykonywana była za pomocą testów zgodności. Kryterium AIC pozwalało z grupy rozpatrywanych, niesprzecznych rozkładów wybrać jedną funkcję najbardziej wiarygodną. Na podstawie tego kryterium możliwe było wskazanie przypadków, w których uzasadnione jest przyjęcie innego rozkładu prawdopodobieństwa. Wszystkie przypadki, które według wskazanych kryteriów uznano jako szczególne, podlegały weryfikacji w trakcie modelowania hydraulicznego.

Zestawienie wartości przepływów maksymalnych rocznych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia dla stacji wodowskazowych w podziale na regiony wodne zawiera Załącznik nr 1a dla zadania 1 oraz Załącznik nr 1b dla zadania 1D.II.

Dla zlewni kontrolowanych, w których zlokalizowane są zbiorniki, dla których przeprowadzono transformację fali przez zbiornik w ramach projektu, w profilach zapór przyjęte zostały przepływy

maksymalne roczne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia zgodne z obowiązującymi w Instrukcjach Gospodarowania Wodą.

#### **4.1.3. FALE HIPOTETYCZNE DLA ZLEWNI KONTROLOWANYCH**

Hydrogramy hipotetyczne o przepływach kulminacyjnych odpowiadających przepływowi maksymalnym o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekrojach kontrolowanych i niekontrolowanych opracowano przy zastosowaniu matematycznych modeli transformacji opadu w odpływ. W uzasadnionych przypadkach fale opracowano metodą Strupczewskiego, na podstawie obserwowanych historycznych fal wezbraniowych.

##### **4.1.3.1. MODELE OPAD-ODPŁYW**

W odniesieniu do modeli opad-odpływ przyjęto założenie, że w małych zlewniach opad dobowy o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia transformowany jest w hydrogram odpływu z kulminacją o tym samym prawdopodobieństwie. Rozdział dobowej sumy opadu na godzinowe przedziały obliczeniowe wykonany został z zastosowaniem rozkładu beta. Przy obliczaniu hydrogramów hipotetycznych, parametry rozkładu beta określono metodami optymalizacyjnymi. Kryterium optymalizacji była zgodność kulminacji przepływu określonego z modelu transformacji opadu w odpływ, dla opadu dobowego o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia, z przepływem maksymalnym rocznym o tym samym prawdopodobieństwie. W przypadkach, gdy zakładana zbieżność wielkości kulminacji przepływu w modelu z wyznaczonymi dla profilu obliczeniowego nie była możliwa do uzyskania przy zastosowaniu rozdziału sumy dobowej opadu na przedziały godzinowe, zastosowano różne wartości strat początkowych w modelu opadu efektywnego. Sytuacja taka występowała głównie w zlewniach nizinnych.

Do obliczenia części średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy i podpowierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu bezpośredniego, zwanej opadem efektywnym, zastosowano metodę SCS.

W metodzie SCS opad całkowity został jest rozdzielony na opad efektywny i straty. Opad efektywny jest zależny od średniego opadu całkowitego, rodzaju gleby, sposobu użytkowania terenu zlewni i uwilgotnienia gleby w okresie poprzedzającym opad. Wszystkie te czynniki obejmuje bezwymiarowy parametr CN, związany z maksymalną potencjalną retencją zlewni S o wartościach zmieniających się w zakresie od 0 do 100.

Na potrzeby obliczenia opadu efektywnego zidentyfikowano wartości przewodności hydraulicznej gleb, a następnie przypisano do jednej z 4 grup (A, B, C, D). Klasy zagospodarowania terenu opracowano w oparciu o BDOT10k.

Do transformacji opadu w odpływ wykorzystano modele opad-odpływ bazujące na koncepcji hydrogramu jednostkowego, którego podstawowymi parametrami są: czas wystąpienia kulminacji hydrogramu  $t_p$  i przepływ kulminacyjny  $q_p$ . Parametry modelu matematycznego szacowano w oparciu o określone charakterystyki fizjograficzne zlewni.

Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16

W zlewniach kontrolowanych stosowano model Snydera, szczególnie scharakteryzowany w „Aktualizacji metodyki...”. W przypadku niektórych zlewni ujętych w projekcie API stosowany był model hydrogramu jednostkowego SCS UH.

W zadaniu 1D.II do transformacji opadu efektywnego w odpływ bezpośredni w niekontrolowanej zlewni quasi-naturalnej (o stopniu uszczelnienia < 5%) stosowano model Snydera, a w przypadku zlewni zurbanizowanych (zlewnia, w której udział powierzchni nieprzepuszczalnych wynosi ponad 5%) wykorzystano model opad-odpływ uwzględniający liniowy koncepcyjny model Nasha („Aktualizacji metodyki...”).

#### 4.1.3.2. METODA STRUPCZEWSKIEGO

Do dostarczania warunków brzegowych na potrzeby modeli hydraulicznych oraz generowania map zagrożenia i ryzyka powodziowego nie mają zastosowania modele opad-odpływ w następujących przypadkach:

- a) gdy nie do przyjęcia jest założenie o równości prawdopodobieństwa przewyższenia opadu dobowego i wywołanego nim wezbrania;
- b) w zlewniach, w których dominują wezbrania roztopowe lub występuje równowaga między wezbraniem opadowym i roztopowym albo dominują wezbrania mieszane, a także w zlewniach, w których największe przepływy występują w trakcie wezbrań roztopowych lub mieszanych;
- c) na obszarach nie spełniających założeń do ich zastosowania (np. założeń dotyczących koncepcji hydrogramu jednostkowego; gdzie nie można przyjąć, że rozkład opadu efektywnego w czasie jest jednolity, że opad efektywny ma równomierny rozkład na obszarze całej zlewni itd.). Metodę hydrogramu jednostkowego można stosować w zlewniach małych, gdzie cała zlewnia jest objęta jednolitym opadem efektywnym i spełnione są leżące u jej podstaw założenia;
- d) dla dużych zlewni, gdzie na cały obszar ekstrapoluje się założenia, które słuszne tylko w małych zlewniach;
- e) gdzie udział odpływu gruntowego w całkowitym odpływie jest znaczący i nie jest możliwy do pominięcia, a modelowanie nie można sprowadzić tylko do modelowania odpływu powierzchniowego w okresie występowania dużych opadów deszczu;
- f) na obszarach, gdzie wielkość i kształt wezbrania nie wynikają z prostej zależności między opadem i odpływem opisanej hydrogramem jednostkowym, a wielkość strat i opadu efektywnego obliczone metodą SCS nie dają wiarygodnych oszacowań. Na obszarach, gdzie należy uwzględnić odpływ podziemny, gdzie na wielkość i przebieg hydrogramu przepływu wpływ ma budowa geologiczna i tektonika oraz złożony układ czynników

Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16

fizycznogeograficznych lub antropogenicznych, nie ujęty w modelach opad-odpływ (np. obszary krasowe, obszary eksploatacji złóż z wykorzystaniem sztucznego drenażu).

Na obszarze Polski północnej i środkowej przepływy maksymalne związane są z wezbraniem roztopowymi lub mieszanymi – wezbrania roztopowe występują tu częściej i ich kulminacje są większe niż wezbrań opadowych (Stachy J., Fal B., 1986: Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych. Prace Instytutu Budowy Dróg i Mostów. Nr 3-4. Warszawa).

We wskazanych powyżej sytuacjach modele opad-odpływ oparte na koncepcji hydrogramu jednostkowego i na założeniach, że opad dobowy jest transformowany w odpływ o tym samym prawdopodobieństwie przewyższenia, mogą prowadzić do błędnych wyników, szczególnie jeżeli w danej zlewni wezbrania roztopowe występują częściej i charakteryzują się większą kulminacją lub są równoważne wezbraniom opadowym. W takich przypadkach, dla stacji wodowskazowych opracowane zostały fale hipotetyczne metodą W.G. Strupczewskiego (1964). Hydrogram typowy o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia przepływu kulminacyjnego opisany jest w niej równaniem, będącym kombinacją funkcji gęstości rozkładów Pearsona typu III i IV:

$$Q_t = Q_{max.p} \left\{ a \left( \frac{t}{t_s} \right)^m e^{\left( \frac{m}{n} \right) \left[ 1 - \left( \frac{t}{t_s} \right)^n \right]} + b \right\}$$

gdzie:

$Q_t$  – przepływ w czasie  $t$  od początku wezbrania,  $m^3/s$ ,

$Q_{max.p}$  – przepływ maksymalny o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia,  $m^3/s$ ,

$t_s$  – czas przyboru (wznoszenia) fali, godz.,

$t$  – czas liczony od przyjętego początku fali wezbrania, godz.,

$m, n$  – parametry kształtu fali,

$a, b$  – parametry równania – odpowiednio,  $a + b = 1$

$e$  – podstawa logarytmu naturalnego.

Według Strupczewskiego hydrogramy roczne przepływów, w przypadku rzek stale prowadzących wodę, zaczynają się od wartości przepływu  $Q > 0$ ; dotyczy to szczególnie rzek o dużej retencyjności, o zasilaniu deszczowo-gruntowym. W przypadku cieków małych i okresowo prowadzących wodę oraz zlewni o małej retencyjności, głównie zasilanych opadami nawalnymi, jest uzasadnione przyjęcie w uproszczeniu w początku hydrogramu  $Q$  w przybliżeniu równego 0 (Ciepielowski, Dąbkowski 2006). Wtedy powyższy wzór się upraszcza: parametr  $b$ , reprezentujący początek hydrogramu skalowanego, przyjmuje wartość 0. Skoro  $b = 0$  to przepływ w kulminacji  $a: a = 1 - b$ , czyli  $a = 1 - 0 = 1$ . Wzór Strupczewskiego w takich sytuacjach – dotyczących cieków prowadzących wodę tylko po opadach i o małej retencyjności lub w przypadku których początek hydrogramu przepływu można przyjąć na poziomie  $Q = 0$  – upraszcza się do postaci:

$$Q_t = Q_{max.p} \left\{ \left( \frac{t}{t_s} \right)^m e^{\left( \frac{m}{n} \right) \left[ 1 - \left( \frac{t}{t_s} \right)^n \right]} \right\}$$



W przypadku określenia czasu przyboru  $t_s$ , zastosowano podejście wprowadzone w „Aktualizacji metodyki...”: czas kulminacji hydrogramu hipotetycznego został uzależniony funkcyjnie (zależność potęgowa) od wielkości przepływu kulminacyjnego.

Opracowane fale Strupczewskiego (dla  $p = 10\%$ ,  $p = 1\%$  i  $p = 0,2\%$ ) można przedstawić jako skalowane (bezwymiarowe) fale wzorcowe. W tym celu należy: podzielić odcięte punktów hydrogramu przez czas kulminacji (czyli  $\frac{t}{t_s}$  – tak uzyskuje się współrzędne czasowe fali wzorcowej w układzie bezwymiarowym – wartość 1 odpowiada czasowi przepływu kulminacyjnego), a ich rzędne przez przepływ kulminacyjny (czyli  $\frac{Q}{Q_{\max,p}}$  – tak uzyskuje się rzędne określające wielkość fali wzorcowej – wartość 1 odpowiada przepływowi kulminacyjnemu). Bezwymiarowy wzorec jednoznacznie i w pełni definiuje falę hipotetyczną. Na jego podstawie można opracować falę hipotetyczną dla każdego, dowolnego prawdopodobieństwa przewyższenia. Wtedy rzędne bezwymiarowej skali wzorcowej należy po prostu pomnożyć przez wartość przepływu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia, a odcięte należy pomnożyć przez czas kulminacji. Z uwagi na przyjęte założenie, że czas kulminacji hydrogramu hipotetycznego jest uzależniony funkcyjnie (równanie potęgowe) od wielkości przepływu kulminacyjnego, do jego obliczenia wystarczy wykorzystać fale hipotetyczne wykonane dla przepływów o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 10\%$ ,  $1\%$  i  $0,2\%$ . Należy zestawić wartości przepływów kulminacyjnych tych fal i odpowiadające im czasy kulminacji, dopasować wykres funkcji potęgowej, a na jego podstawie określić czas kulminacji dla zadanego prawdopodobieństwa przewyższenia.

Fale hipotetyczne dla skupionych i rozłożonych warunków brzegowych – czyli odpowiednio dla dopływów i odcinków rzeki między dopływami – uzyskano przy założeniu, że przepływy (kształt i wielkość hydrogramów przepływu) zmieniają swoją wartość w funkcji wielkości powierzchni zlewni.

#### **4.2. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA W ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH**

W zlewniach niekontrolowanych o powierzchni większej od  $50 \text{ km}^2$ , jeżeli do przekroju obliczeniowego nie można przenieść informacji wykorzystując metodę ekstrapolacji w ramach podobieństwa hydrologicznego, zastosowano obszarowe równanie regresji (Stachý, Fal 1987).

W zlewniach niekontrolowanych, o powierzchni mniejszej lub równej  $50 \text{ km}^2$ , niezurbanizowanych, w których powierzchnia nieprzepuszczalna jest mniejsza od  $5\%$  do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia zastosowano formułę opadową.

W zlewniach niekontrolowanych, o powierzchni większej niż  $50 \text{ km}^2$ , w północnej części kraju do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia zastosowano formułę roztopową.

W zlewniach niekontrolowanych, o powierzchni mniejszej lub równej  $50 \text{ km}^2$ , zurbanizowanych, w których powierzchnia nieprzepuszczalna jest większa od  $5\%$  do obliczenia przepływów

maksymalnych rocznych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia wykorzystano model opad-odpływ uwzględniający liniowy koncepcyjny model Nasha. Danymi wejściowymi były w takim przypadku opady o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia dla różnych czasów trwania obliczone ze wzorów Bogdanowicz, Stachy (1998).

W małych zlewniach zurbanizowanych, w których tereny nieprzepuszczalne stanowią więcej niż 5% powierzchni, czynnikiem wywołującym duże wezbrania są głównie opady krótkotrwałe o dużym natężeniu. Do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w takich zlewniach wykorzystano matematyczny model transformacji opadu w odpływ – model Nasha w wariancie dla zlewni zurbanizowanych („Aktualizacja metodyki...”). Metodyka obliczenia hydrogramu wezbrania o zadanym prawdopodobieństwie, oparta jest na założeniu o równości prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu i wywołanego nim wezbrania. Przepływem maksymalnym o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia jest największy z przepływów kulminacyjnych hydrogramów odpływu wywołanego opadami o tym samym prawdopodobieństwie przewyższenia, lecz różnym czasie trwania. Określenie takiego przepływu odbywa się drogą prób, powtarzając obliczenia dla opadów o różnym czasie trwania i dla różnych kroków czasowych. W obliczeniach dla zlewni rozważano opady o czasie trwania od 1 godz. do 24 godz. i kroku czasowym  $\Delta t = 5, 10, 15, 20, 30, 60$  minut. Ostatecznie przyjmowano scenariusz obliczeniowy dla danego prawdopodobieństwa przewyższenia, w którym uzyskiwano fale o najwyższym przepływie kulminacyjnym. Fale takie stanowiły także warunki brzegowe do modelu hydraulicznego.

Dla zlewni niekontrolowanych, w których zlokalizowane są zbiorniki i dla których przeprowadza się transformacje fali przez zbiornik w ramach projektu, w profilach zapór przyjęte zostały przepływy maksymalne roczne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia zgodne z obowiązującymi w Instrukcjach Gospodarowania Wodą.

Zestawienie wartości przepływów maksymalnych rocznym o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach niekontrolowanych zawiera Załącznik nr 2a dla zadania 1 oraz Załącznik nr 2b dla zadania 1D.II.

#### **4.2.1. FALE HIPOTETYCZNE DLA ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH**

Hydrogramy hipotetyczne o określonej wartości przepływu kulminacyjnego, określono metodą symulacyjną, z wykorzystaniem modeli transformacji opadu w odpływ lub metodą podobieństwa hydrologicznego. Metoda podobieństwa stosowana była głównie w zlewniach nizinnych i jeziornych.

##### **4.2.1.1. METODA SYMULACYJNA**

W odniesieniu do modeli opad-odpływ przyjęto założenie, że w małych zlewniach opad dobowy o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, transformowany jest w hydrogram odpływu z kulminacją o tym samym prawdopodobieństwie. Rozdział dobowej sumy opadu na godzinowe przedziały obliczeniowe wykonany został z zastosowaniem rozkładu beta. Przy obliczaniu hydrogramów hipotetycznych, parametry rozkładu beta określono metodami optymalizacyjnymi. Kryterium optymalizacji była zgodność kulminacji przepływu określonego z modelu transformacji

opadu w odpływ, dla opadu dobowego o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia z przepływem maksymalnym rocznym o tym samym prawdopodobieństwie. W przypadkach, gdy zakładana zbieżność wielkości kulminacji przepływu w modelu z wyznaczonymi dla profilu obliczeniowego nie była możliwa do uzyskania przy zastosowaniu rozdziału sumy dobowej opadu na przedziały godzinowe, zastosowano różne wartości strat początkowych w modelu opadu efektywnego (różny stopień uwilgotnienia zlewni) oraz różne wartości parametrów modeli. Sytuacja taka występowała głównie w zlewniach nizinnych.

Do obliczenia części średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy i podpowierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu bezpośredniego, zwanej opadem efektywnym, zastosowano metodę SCS.

W metodzie SCS opad całkowity został jest rozdzielony na opad efektywny i straty. Opad efektywny jest zależny od średniego opadu całkowitego, rodzaju gleby, sposobu użytkowania terenu zlewni i uwilgotnienia gleby w okresie poprzedzającym opad. Wszystkie te czynniki obejmuje bezwymiarowy parametr CN, związany z maksymalną potencjalną retencją zlewni S o wartościach zmieniających się w zakresie od 0 do 100.

Na potrzeby obliczenia opadu efektywnego zidentyfikowano wartości przewodności hydraulicznej gleb a następnie przypisano do jednej z 4 grup (A, B, C, D). Klasy zagospodarowania terenu opracowano w oparciu o BDOT10k.

Do transformacji opadu w odpływ wykorzystano modele opad-odpływ bazujące na koncepcji hydrogramu jednostkowego, którego podstawowymi parametrami są: czas wystąpienia kulminacji hydrogramu  $t_p$  i przepływ kulminacyjny  $q_p$ . Parametry modelu matematycznego szacowano w oparciu o określone charakterystyki fizjograficzne zlewni. Do transformacji opadu efektywnego w odpływ bezpośredni w niekontrolowanej zlewni quasi-naturalnej (o stopniu uszczelnienia  $< 5\%$ ) stosowano model Snydera, a przypadku zlewni zurbanizowanych (zlewnia, w której udział powierzchni nieprzepuszczalnych wynosi ponad  $5\%$ ) wykorzystano model opad-odpływ uwzględniający liniowy koncepcyjny model Nasha („Aktualizacji metodyki...”).

W niektórych zlewniach objętych projektem API oraz w przypadku zlewni Sokołówki i Zimnej Wody (zad. 1D.II) stosowany był model hydrogramu jednostkowego SCS UH.

Wyniki symulacji tj. fale hipotetyczne dla rozpatrywanych scenariuszy ( $p=10\%$ ,  $p=1\%$  i  $p=0,2\%$ ) w poszczególnych zlewniach cząstkowych, uzyskane w modelach opad-odpływ, stanowiły pierwsze przybliżenie warunków brzegowych modelu hydrodynamicznego.

#### 4.2.1.2. METODY EMPIRYCZNE

W niekontrolowanych zlewniach, gdzie nie było możliwe zastosowanie modeli opad-odpływ, opracowano hydrogramy hipotetyczne bazujące na metodzie W.G.Strupczewskiego. Do jego konstrukcji wykorzystano zbiór hydrogramów obserwowanych fal wezbraniowych ze stacji wodowskazowych na rzekach o podobnym reżimie hydrologicznym. Fale zostały przedstawione w układzie bezwymiarowym, a następnie uśrednione. W oparciu o średnią bezwymiarową falę

historyczną wyznaczono typowy kształt hydrogramu hipotetycznego metodą zaproponowaną przez W. G. Strupczewskiego (1964). Rzędne hydrogramów hipotetycznych dla przekrojów obliczeniowych uzyskano na podstawie typowego kształtu hydrogramu hipotetycznego oraz wartości przepływów maksymalnych o zadanim prawdopodobieństwie przewyższenia, które dla przekrojów obliczeniowych określono metodami empirycznymi. Czas wystąpienia kulminacji obliczono nie jak w oryginalnej metodzie – jako średni czas przyboru fal historycznych, ale w wariancie opisanym w „Aktualizacji metodyki...”. W wariancie tym, czas wystąpienia kulminacji można obliczyć w funkcji przepływu maksymalnego, a parametry tej funkcji można określić metodami optymalizacyjnymi. Podobnie jak w metodzie opisanej przez W. G. Strupczewskiego (1964) przyjęto, że hydrogramy roczne przepływów, zwłaszcza na rzekach nizinnych o dużej retencyjności, zaczynają się od wartości przepływu  $Q > 0$ .

Fale hipotetyczne dla skupionych i rozłożonych warunków brzegowych – czyli odpowiednio dla dopływów i odcinków rzeki między dopływami – uzyskano przy założeniu, że przepływy (kształt i wielkość hydrogramów przepływu) zmieniają swoją wartość w funkcji wielkości powierzchni zlewni.

#### **4.3. ROZKŁAD PRZEPŁYWÓW MAKSYMALNYCH O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA W PROFILU PODŁUŻNYM RZEKI DLA ZADANYCH SCENARIUSZY POWODZIOWYCH**

Liczbowe zobrazowanie zmienności przepływów maksymalnych o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 10\%$ ,  $1\%$  oraz  $0,2\%$  w funkcji powierzchni zlewni (tzw. profil hydrologiczny odpływów) opracowane zostały na podstawie Mapy Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 w wersji z 2017 r. w przypadku zadania 1 oraz w wersji z 2019 r. w przypadku zadania 1D.II.

W nielicznych przypadkach, rozkład przepływów prawdopodobnych został przyjęty z I cyklu planistycznego – dotyczyło to sytuacji, gdy aktualizacja modeli hydraulicznych nie wiązała się z koniecznością aktualizacji danych hydrologicznych lub wymagała przyjęcia takich samych założeń, jak w poprzednim cyklu; wtedy do jego opracowania stosowano MPHP50k.

Do obliczenia przepływów prawdopodobnych w profilu podłużnym stosowano metody: ekstrapolacji, interpolacji, wzory empiryczne oraz modele opad-odpływ (wartości z tzw. węzłów hydrograficznych).

### **5. PRZYJĘTE ODSTĘPSTWA METODYCZNE**

Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia zostały obliczone zgodnie z metodyką obowiązującą w projekcie pt. „Aktualizacja metodyki obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ”, zwaną dalej w skrócie „Aktualizacją”, która zakłada rozkład Pearsona III typu jako wyjściowy (domyślny). Podstawą odstępstw od przyjętej w projekcie metodyki były przeprowadzone analizy, które obejmowały ocenę zgodności kwantyli empirycznych i teoretycznych oraz zgodności

prawdopodobieństw empirycznych i teoretycznych, a także analizy przepływów prawdopodobnych w profilu podłużnym rzeki.

## **5.1. PRZYGOTOWANIE DANYCH HYDROLOGICZNYCH NA POTRZEBY MODELOWANIA HYDRAULICZNEGO DLA OBSZARU API**

W przypadku zlewni: Dunajca do i od Popradu, Soły, Skawy, Nidy oraz Wisły krakowskiej (RWG-ZW) i Wisły sandomierskiej oraz Wiśłoki (RW-WW), dane meteorologiczne i hydrologiczne opracowano z odstępstwem od „Aktualizacji metodyki ...”, na obszarze, gdzie RZGW w Krakowie, RZGW w Rzeszowie i RZGW w Gliwicach dysponowało modelami opad-odpływ z API (Soła, Skawa, Sunajec, Nida, Czarna, Łęg i Trześniówka, Wiśłoka, Szreniawa, Łownica, Kanał Strumień, Koprzywianka, Nidzica, Przemsza, Uszwica, Wiśłoka), na obszarach gdzie ich założenia i zastosowanie były uzasadnione merytorycznie, zostały one wykorzystane bez zmiany metodyki i założeń, parametrów CN, struktury modeli opad-odpływ. W przypadkach nieistotnych zmian przepływów maksymalnych rocznych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia w stosunku do I cyklu planistycznego (istotność zmian określano według hydrologicznego kryterium H1 oceny wpływu zmian na poziom zagrożenia powodziowego przyjętego w ramach przeglądu MZP i MRP), zarówno ich wartości, jak również fale hipotetyczne stanowiące warunki brzegowe dla modeli hydraulicznych, pozostały bez zmian.

W zlewniach, gdzie zmiany przepływów prawdopodobnych były istotne – w modelach API zaktualizowano wejścia i wyjścia (przepływy i opady maksymalne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia). W przypadku stwierdzenia istotnych zmian przepływów prawdopodobnych, zgodnie z kryteriami przyjętymi w metodyce przeglądu, przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia zostały zaktualizowane. Wtedy, modele opad-odpływ dla zlewni kontrolowanych podlegały aktualizacji – do modeli wprowadzono zaktualizowane wartości opadów o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia, a ich rozkład na kroki godzinowe dobierano w taki sposób, by finalnie uzyskać zgodność przepływów kulminacyjnych symulowanych fal ze zaktualizowanymi wartościami przepływów prawdopodobnych. W zlewniach niekontrolowanych, założono uszczelnienie powierzchni terenu nie mniejsze niż 5% (założenie utrzymane z metodyki API). W tym przypadku do uzyskania przepływów prawdopodobnych i fal dla zdefiniowanych w modelu hydraulicznym warunków brzegowych stosowano modele opad-odpływ, przy czym aktualizacji podlegała tylko wartość opadów o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia (rozkład na kroki godzinowe przeprowadzano metodą DVWK). W trakcie aktualizacji nie była zmieniana struktura modeli opad-odpływ wykonanych w trakcie API. Raportowaniu podlegały tylko elementy zaktualizowane i uzyskane wyniki.

## 5.2. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA W ZLEWNIACH KONTROLOWANYCH

Przyjęta w projekcie metodyka przyjmuje założenie, że przepływy maksymalne roczne podlegają rozkładowi Pearsona III typu (gamma), a parametry tego rozkładu szacowane są metodą największej wiarygodności. Jednak w uzasadnionych przypadkach dopuszcza się stosowanie innych rozkładów, przy czym traktowane są one jako sytuacja szczególna.

Kryterium AIC pozwala z grupy rozpatrywanych, niesprzecznych rozkładów wybrać jedną funkcję najbardziej wiarygodną. Na podstawie tego kryterium możliwe jest wskazanie przyjęcie innego od domyślnie zakładanego rozkładu prawdopodobieństwa. W przypadku zlewni kontrolowanych dla następujących rzek, w podziale na poszczególne regiony wodne, zastosowano inne rozkłady:

- RWB: Wieprz (Wirkowice, Krasnystaw, Lubartów), Wolica (Orłów Drewniany), Giełczewka (Biskupice), Bystrzyca (Sobianowice);
- RWG-WW: Trzebońnica (Sarżyna), Biała Łada (Biłgoraj), Wisłoka (Łabuzie);
- RWG-ZW: Biała Tarnowska (Grybów), Biały Dunajec (Szaflary), Bystra (Kamesznica), Czarna (Staszów), Kamienica (Łabowa), Kocierzanka (Łękawica), Łagowica (Mocha), Poroniec (Poronin), Prądnik (Ojców), Skawa (Zator), Skawa (Osielec), Wielki Rogoźnik (Ludźmierz), Wierna Rzeka – Łososina (Bocheniec), Żabniczanka (Żabnica);
- RW-MW: Iłownica (Czechowice-Dziedzice) i Gostynia (Bojszowy);
- RWGO: Piotrówka (Zebrzydowice);
- RWSO: Odra (Brzeg Dolny, Malczyce), Nysa Kłodzka (Międzyzlesie, Bystrzyca Kłodzka, Kłodzko, Bardo, Skorogoszcz), Wilczka (Wilkanów), Bystrzyca (Bystrzyca Kłodzka), Bystrzyca Dusznicka (Szalejów Dolny), Biała Łądecka (Łądek Zdrój, Żelazno), Ścinawka (Tłumaczów, Gorzuchów), Bystrzyca (Jarnołów), Kaczawa (Dunino, Piątница), Nysa Szalona (Jawor), Bóbr (Wojanów, Jelenia Góra, Pilchowice), Łomnica (Łomnica), Jedlica (Kowary), Kamienna (Jakuszyce), Kwisa (Nowogrodziec, Łozy), Nysa Łużycka (Porajów, Sieniawka, Zgorzelec, Przewóz, Gubin);
- RWSW: Orzyc (Maków Mazowiecki);
- RWDW: Tążyna (Otfoczynek), Radunia (Juszkowo), Reda (Wejherowo), Wisła (Toruń);
- RWDOiPZ: Parsęta (Białogard), Rega (Trzebiatów);
- RWW: Warta (Poraj).

Badanie jednorodności serii czasowej przepływów ciągów maksymalnych rocznych z wykorzystaniem testu Manna-Kendalla na sprawdzenie nieistnienia trendu monotonicznego z uwzględnieniem poprawki na występowanie powtarzających się elementów było również podstawą zastosowania odstępstwa. W przypadku stwierdzenia niejednorodności badanego ciągu seria czasowa poddana została analizie, w szczególności czynniki wpływające na przebieg realizacji badanych przepływów (zmiennych losowych), a elementy ciągów sprawdzone zostały pod kątem występowania

Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16

ewentualnych błędów. Skorygowane ciągi pomiarowe ponownie poddano badaniu jednorodności. W przypadku braku błędów, z całej próby wydzielono ciąg jednorodny przynajmniej 30-letni, który stanowił podstawę dalszych obliczeń. I tak zmiana wielolecia ze względu na długość ciągu jednorodnego lub czas działania stacji odnosi się do następujących rzek kontrolowanych, w podziale na poszczególne regiony wodne:

- RWB: Wojślawka (Surchów);
- RWG-ZW: Grajcarek (Szczawnica), Kocierzanka (Łękawica), Łękawka (Łękawica), Prądnik (Kraków - Olsza), Raba (Dobczyce), Skawa (Zator), Skawa (Wadowice), Stradomka (Łapanów), Wilga (Zbydniowice), Wisła (Dwory/Gromiec), Wschodnia (Wilkowa);
- RWSO: Nysa Kłodzka (Międzyzlesie, Bystrzyca Kłodzka, Kłodzko, Bardo), Wilczka (Wilkanów), Bystrzyca (Bystrzyca Kłodzka), Bystrzyca Dusznicka (Szalejów Dolny), Biała Łądecka (Łądek Zdrój, Żelazno), Ścinawka (Tłumaczów, Gorzuchów), Widawa (Zbytowa, Krzyżanowice), Bóbr (Błazkowa, Pilchowice), Nysa Łużycka (Porajów, Sieniawka, Zgorzelec, Przewóz, Gubin), Miedzianka (Turoszów), Czerwona Woda (Zgorzelec);
- RWMW: Brynica (Czeladź);
- RWGO: Osobłoga (Raclawice Śląskie), Piotrówka (Zebrzydowice);
- RWN: Orlanka (Chraboły);
- RWSW: Kamienna (Kunów), Świślina (Nietulisko Duże), Cienka (Klembów), Pilica (Szczekociny), Bzura (Łowicz, Sochaczew);
- RWDW: Brda (Smukała), Gardęga (Szembruk), Drwęca Warmińska (Orneta), Ruziec (Sitno), Dzierżoń (Bągart).

Podstawą zastosowania odstępstwa od metodyki były również uzgodnienia na rzekach granicznych. Dla tych przypadków w projekcie przyjęto wartości przepływów maksymalnych rocznych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia uzgodnione na poszczególnych stacjach wodowskazowych w ramach współpracy międzynarodowej. Przypadki te dla rzek kontrolowanych zestawiono w podziale na poszczególne regiony wodne:

- RWSO: Nysa Łużycka (Porajów, Sieniawka, Zgorzelec, Przewóz, Gubin);
- RWGO: Piotrówka (Zebrzydowice);
- RWSO: Odra (Słubice);
- RWDOiPZ: Odra (Gozdowice).

### 5.3. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O ZADANYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA W ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH

W przypadku obliczeń przepływów maksymalnych o zadany prawdopodobieństwie przewyższenia dla niekontrolowanych i jednocześnie niezurbanizowanych zlewni, autorzy „Aktualizacji...” zalecają dwie metody: formułę opadową dla zlewni o powierzchni mniejszej lub równej od 50 km<sup>2</sup> oraz obszarowe równanie regresji dla zlewni o powierzchni większej od 50 km<sup>2</sup>. Należy zaznaczyć, że twórcy wymienionych metod (J. Stachy, B. Fal i in. – 1986: *Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych*, Prace Instytutu Budowy Dróg i Mostów, Nr 3-4. Warszawa.; *Praca zbiorowa, 1991, Zasady obliczania maksymalnych rocznych przepływów rzek polskich o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się*, Instrukcje i Podręczniki, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa), ściśle określi zakres ich stosowania. Obszarowe równanie regresji zalecane było do stosowania w zlewniach o powierzchni większej od 50 km<sup>2</sup>, ale położonych w południowej części kraju, gdzie dominują wezbrania opadowe (choć dopuszczone było również jego stosowanie w północnej części). Natomiast dla zlewni o powierzchni większej od 50 km<sup>2</sup> położonych w północnej części Polski, gdzie dominują wezbrania roztopowe i mieszane – opadowo-roztopowe, J. Stachy, B. Fal i in., proponowali tzw. formułę roztopową, która przynosiła wyniki obarczone mniejszym błędem niż obszarowe równania regresji. W uzasadnionych przypadkach, w obszarze Polski Północnej, jako alternatywę do obszarowego równania regresji dopuszczona została w obliczeniach formuła roztopowa.

W bardzo małych zlewniach niekontrolowanych o powierzchniach nie przekraczających 10 km<sup>2</sup>, czynnikiem wywołującym duże wezbrania są głównie opady krótkotrwałe o dużym natężeniu. W zad. 1D.II do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w takich zlewniach wykorzystano matematyczny model transformacji opadu w odpływ – model Nasha („Aktualizacja metodyki...”). Metodyka obliczenia hydrogramu wezbrania o zadany prawdopodobieństwie, oparta jest na założeniu o równości prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu i wywołanego nim wezbrania. Przepływem maksymalnym o zadany prawdopodobieństwie przewyższenia jest największy z przepływów kulminacyjnych hydrogramów odpływu wywołanego opadami o tym samym prawdopodobieństwie przewyższenia, lecz różnym czasie trwania. Określenie takiego przepływu odbywa się drogą prób, powtarzając obliczenia dla opadów o różnym czasie trwania i dla różnych kroków czasowych. W obliczeniach dla zlewni rozważano opady o czasie trwania od 1 godz. do 24 godz. Ostatecznie przyjmowano scenariusz obliczeniowy dla danego prawdopodobieństwa przewyższenia, w którym uzyskiwano fale o najwyższym przepływie kulminacyjnym. Powyższe dotyczy niżej wymienionych cieków: Dopływu w Planach, Dopływu z Danieli, Dopływu z Granic, Kanału Kopań, Starej Regi Gryfickiej oraz Dopływu z Jankowa. Danymi wejściowymi były w tych przypadkach opady o zadany prawdopodobieństwie przewyższenia dla różnych czasów trwania obliczone ze wzorów Bogdanowicz, Stachy (1998). Wyjątek stanowi zlewnia Dzika i Kocięgo Potoku. Są to małe górskie zlewnie zurbanizowane, położone w obszarze, w którym wzory Bogdanowicz-Stachy nie mają zastosowania. Do tych dwóch zlewni obliczenia przepływów



maksymalnych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia wykorzystano model Nasha, z krytycznym czasem trwania opadu wyliczonym z wykorzystaniem wzorów Lambora.

Odstępstwo dotyczyło także zlewni Myśli. Myśla na odcinku objętym modelowaniem jest rzeką kontrolowaną dwoma wodowskazami: Myślibórz i Dolsk. Dla zlewni Myśli wykorzystano wyłącznie dane wodowskazowe, bez dodatkowych obliczeń formułami empirycznymi. Dane wodowskazowe są bardziej wiarygodne niż formuły empiryczne. Wyjście poza zakres ekstrapolacji dla rzek kontrolowanych w pojedynczych, szczególnych przypadkach wydaje się być bardziej uzasadnione niż stosowanie formuł empirycznych dla zlewni o innej charakterystyce niż te, na podstawie których powyższe formuły zostały opracowane.

#### 5.4. OPRACOWANIE FAL HIPOTETYCZNYCH

„Aktualizacja metodyki...”, obejmuje metody obliczania hydrogramów hipotetycznych o zadanych przepływach kulminacyjnych, w tym przepływów o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekrojach kontrolowanych i niekontrolowanych, przy zastosowaniu matematycznych modeli transformacji opadu w odpływ. W uzasadnionych przypadkach dopuszcza jednak możliwość wyznaczania hydrogramów hipotetycznych na podstawie obserwowanych historycznych fal powodziowych, z zastosowaniem metody Strupczewskiego (1964). Na obszarze Polski północnej i środkowej przepływy maksymalne związane są z wezbraniem roztopowymi lub mieszanymi (wezbrania roztopowe występują tu częściej i ich kulminacje są większe niż wezbrań opadowych). Podobna sytuacja występuje w zlewni Sanu – również na tym obszarze występują wezbrania mieszane: a zatem nie tylko opadowe, ale także roztopowe (Dynowska I., Maciejewski M. (red.), 1991: *Dorzecze górnej Wisły. Część 1*, PWN; Stachý J., Fal B., 1986: *Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych*, Prace Instytutu Budowy Dróg i Mostów. Nr 3-4. Warszawa).

Z kolei na obszarach występowania wezbrań opadowych, w niektórych zlewniach największe wezbrania mogą być spowodowane opadami frontalnymi i rozlewnymi. W takich przypadkach trudno utrzymać założenia o równości prawdopodobieństwa opadu dobowego i wywołanego nim wezbrania. We wskazanych powyżej sytuacjach modele opad-odpływ oparte na koncepcji hydrogramu jednostkowego i na założeniach, że opad dobowy jest transformowany w odpływ o tym samym prawdopodobieństwie przewyższenia mogą prowadzić do błędnych wyników, szczególnie jeżeli w danej zlewni wezbrania roztopowe występują częściej i charakteryzują się większą kulminacją, lub są równoważne wezbraniom opadowym. Dlatego modele opad-odpływ stosowano tylko tam, gdzie było to uzasadnione. W pozostałych przypadkach zastosowano metody bazujące na fali Strupczewskiego (por. rozdz. 5.1.5). Zakres obszarowy odstępstwa zawiera poniższe zestawienie rzek w podziale na regiony wodne:

- RWG-WW: San, Wiśłok;
- RWG-ZW: Dłubnia, Prądnik, Rudawa, Szreniawa;
- RMMW: Przemsza, Brynica, Mała Przemsza;
- RWłiW: Łyna i Guber;



Projekt: Przegląd i aktualizacja map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego  
Nr projektu: POIS.02.01.00-00-0013/16

- RWNa: Narew, Narewka, Orlanka, Supraśl, Biebrza, Jęgrznia, Pisa, Omulew, Orz, Ełk, Szkwa, Rozoga;
- RWSW: Bug, Bzura, Cienka, Czarna, Drzewiczka, Jeziorka, Kamienna, Kurówka, Luciąża, Łydynia, Mleczna, Mławka, Narew, Okrzejka, Orzyc, Pilica, Płonka, Raciążnica, Radomka, Rawka, Świder, Świślina, Wiśła, Wkra, Wolbórka, Wyżnica, Zgłowiączka;
- RWDOiPZ: Ina, Krąpiel, Płonia;
- RWGO: Mała Panew (Krupski Młyn, Staniszcze Wielkie, Turawa);
- RWSO: Bystrzyca (Bystrzyca Kłodzka), Widawa (Zbytowa, Krzyżanowice), Czerwona Woda (Zgorzelec).

W małych niekontrolowanych zlewniach nieurbanizowanych położonych w obszarze, w którym dominują wezbrania roztopowe lub mieszane (północna Polska), wezbrania wywoływane są głównie przez opady krótkotrwałe. W związku z powyższym dla zlewni: Dopływu w Planach, Dopływu z Danieli, Dopływu z Granic, Kanału Kopań oraz Starej Regi Gryfickiej ma zastosowanie model Nasha z krytycznym czasem trwania opadu, wywołującym największe wezbranie o zadanym prawdopodobieństwie pojawienia się.

W bardzo małych niekontrolowanych zlewniach nieurbanizowanych (położonych w obszarze, w którym dominują wezbrania opadowe), wezbrania wywoływane są głównie przez opady krótkotrwałe. W związku z powyższym dla zlewni Dopływu z Jankowa, którego zlewnia nie przekracza 9 km<sup>2</sup> ma zastosowanie model Nasha (w wersji dla zlewni nieurbanizowanych) z krytycznym czasem trwania opadu, wywołującym największe wezbranie o zadanym prawdopodobieństwie pojawienia się.



## **6. WYKAZ ZAŁĄCZNIKÓW**

- Załącznik 1a – Przepływy maksymalne roczne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia  $Q_{maxp}$  w zlewniach kontrolowanych – zadanie 1, 2020;
- Załącznik 1b – Przepływy maksymalne roczne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia  $Q_{maxp}$  w zlewniach kontrolowanych – zadanie 1 D.II, 2021;
- Załącznik 2a – Przepływy maksymalne roczne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia  $Q_{maxp}$  w zlewniach niekontrolowanych – zadanie 1, 2020;
- Załącznik 2b – Przepływy maksymalne roczne o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia  $Q_{maxp}$  w zlewniach niekontrolowanych – zadanie 1 D.II, 2021.