

Bartosz KAŻMIERCZAK<sup>1</sup>

## ANALIZA KROTNOŚCI DZIAŁANIA PRZELEWÓW BURZOWYCH\*

### ANALYSIS OF NUMBER OF SEWAGE DISCHARGES TO THE RECEIVER

**Abstrakt:** Przy projektowaniu przelewów burzowych należy uwzględnić ilościowe i/lub jakościowe kryteria ochrony wód odbiornika przed zanieczyszczeniem, wyrażone bądź to dopuszczalną liczbą zrzutów burzowych w ciągu roku (czasem ich trwania czy dopuszczalną objętością), bądź też dopuszczalnym stężeniem i/lub ładunkiem zanieczyszczeń, odprowadzanych w zrzutach burzowych do odbiornika. W przypadku przelewów burzowych obligatoryjnym kryterium ilościowym w Polsce jest limitowana wartość średniej rocznej liczby zrzutów ścieków, uzależniona od rodzaju kanalizacji oraz odbiornika. Dotychczasowe metody wymiarowania przelewów burzowych nie uwzględniają częstości zrzutów burzowych do odbiornika, jak też nie dają możliwości określenia czasu ich trwania oraz objętości, a przez to i ładunku zanieczyszczeń odprowadzanych w zrzutach do odbiorników. Symulacje działania przelewów burzowych pozwalają określić te parametry dla zaprojektowanego już przelewu i dowolnie zadanego obciążenia. Są więc cennym narzędziem wspomagającym proces projektowania tego typu obiektów, co wykazano w pracy.

**Słowa kluczowe:** przelew burzowy, kanalizacja ogólnospławna, modelowanie matematyczne

### Wprowadzenie

Przelewy burzowe stosowane są w systemach kanalizacji ogólnospławnej w celu odciążenia hydraulicznego oczyszczalni ścieków (podczas opadów) i zmniejszenia wymiarów kanałów za przelewem [1, 2].

Przy projektowaniu przelewów burzowych należy uwzględnić ilościowe i/lub jakościowe kryteria ochrony wód odbiornika przed zanieczyszczeniem. Na świecie czy w Europie stosowane są różne wymagania w tym zakresie. W Polsce obligatoryjne jest kryterium ilościowe co do limitowanej wartości średniej rocznej liczby zrzutów, uzależnionej od rodzaju kanalizacji oraz odbiornika. Przykładowo, w komunalnej kanalizacji ogólnospławnej ścieki z przelewów burzowych mogą być odprowadzane do śródlądowych wód powierzchniowych płynących lub przybrzeżnych, o ile średnia roczna liczba zadziałań poszczególnych przelewów nie przekracza 10 [3]. Kontrola tych parametrów jest możliwa jedynie poprzez modelowanie hydrodynamiczne działania danego systemu kanalizacyjnego - wraz z przelewami burzowymi [4-7].

Tradycyjnie, w kanalizacji ogólnospławnej stosowane były przelewy boczne o niskich krawędziach, najczęściej bez urządzeń do dławienia odpływu w kierunku oczyszczalni ścieków. Sprawność hydrauliczna takich przelewów jest mała, a przez to długość krawędzi przelewowych jest znaczna, z uwagi na dużą bezwładność ścieków. Alternatywą dla tradycyjnych konstrukcji przelewów są obecnie przelewy o wysokich krawędziach z urządzeniami dławiącymi strumień odpływu do oczyszczalni. Urządzenia dławiące, takie jak: rury dławiące, układy z kolan bądź łuków czy też regulatory hydrodynamiczne, umożliwiają spiętrzenie ścieków w komorze przelewowej i w kanale dopływowym już przy

<sup>1</sup> Zakład Naukowy Usuwania Ścieków, Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska, Politechnika Wrocławska, pl. Grunwaldzki 9, 50-377 Wrocław, tel. 71 320 36 24, email: bartosz.kazmierczak@pwr.wroc.pl

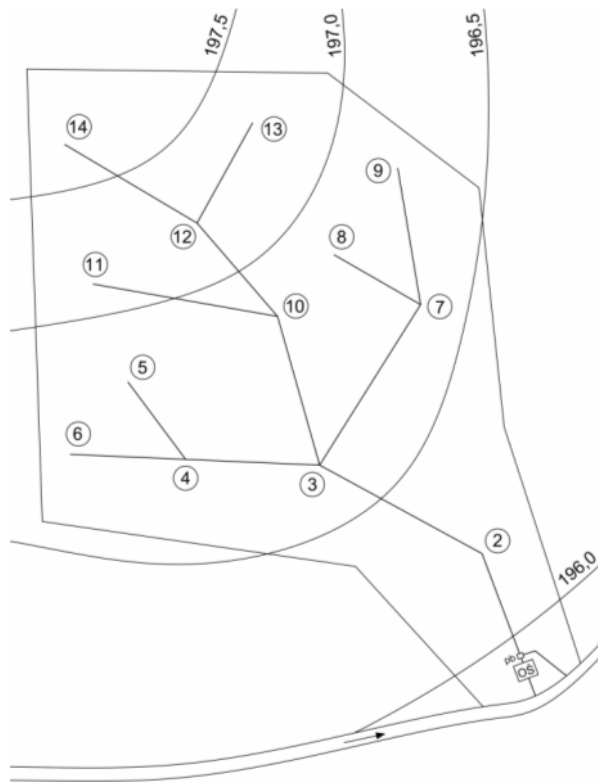
\*Praca była prezentowana podczas konferencji ECOpole'13, Jarnołtówek, 23-26.10.2013

strumieniu granicznym. Sprawność hydrauliczna takich przelewów jest wysoka, co przekłada się na znaczne zmniejszenie długości krawędzi przelewowych [2, 8].

W pracy symulowano działanie obu konstrukcji przelewów burzowych, zlokalizowanych w przykładowej kanalizacji ogólnospławnej. W analizach uwzględniono krotkość działania przelewu w ciągu roku oraz maksymalne strumienie odpływu do oczyszczalni ścieków oraz do odbiornika.

### Przedmiot i metoda badań

Na potrzeby modelowania hydrodynamicznego przykładowego systemu kanalizacyjnego zaproponowano zlewnię ogólnospławną w zabudowie mieszkaniowej o powierzchni  $F = 60$  ha i średnim uszczelnieniu powierzchni 25%. Gęstość zaludnienia przyjęto na poziomie 120 mieszkańców na hektar. Jako jednostkowy (na mieszkańca) maksymalny godzinowy odpływ ścieków bytowo-gospodarczych przyjęto  $q_j = 0,005$  dm<sup>3</sup>/s - na podstawie zaleceń DWA-A 118 [9]. Stąd ustalono strumień ścieków pogody bezdeszczowej  $Q_{sc(p.b)} = 0,054$  m<sup>3</sup>/s. Schemat systemu kanalizacyjnego z przelewem burzowym przed oczyszczalnią ścieków przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat ogólnospławnego systemu kanalizacyjnego

Fig. 1. Combined sewerage system diagram

Do wymiarowania kanalizacji zastosowano metodę maksymalnych natężeń (MMN) [2] z ogólnopolskim modelem opadów maksymalnych Bogdanowicz-Stachy [11], dla częstości deszczu obliczeniowego  $C = 2$  lata - jak dla terenów mieszkaniowych wg [12].

Zwymiarowana sieć kanalizacji ogólnospławnej składa się z 13 odcinków o średnicach od 0,40 do 1,40 m i sumarycznej długości 3275 m. Kolektor ma długość 1365 m (od węzła 14 do przelewu burzowego - rys. 1), a czas przepływu na jego długości wynosi około 18 minut. Obliczeniowy strumień objętości ścieków dopływających do przelewu wynosi  $Q_d = 1,809 \text{ m}^3/\text{s}$ . Przelew burzowy zaprojektowano w dwóch wariantach konstrukcyjnych: tradycyjnej - o niskiej krawędzi (bez urządzenia dławiącego odpływ ścieków do oczyszczalni) oraz o wysokiej krawędzi (z urządzeniem dławiącym). Procedury do wymiarowania obu konstrukcji przelewów zaczerpnięto z pracy [2]. Rozdział strumieni ścieków określono na podstawie metody rozcieńczeń, przyjmując współczynnik początkowego rozcieńczenia ścieków  $n_{rp} = 5$ . Graniczny strumień dopływu, warunkujący rozpoczęcie zrzutu ścieków do odbiornika, wynosi  $Q_{gr} = (1 + n_{rp})Q_{sc(p,b)} = 0,324 \text{ m}^3/\text{s}$ . Założono, że maksymalny strumień odpływu ścieków w kierunku oczyszczalni wynosić może  $Q_o = 1,4Q_{gr} = 0,454 \text{ m}^3/\text{s}$ . Stąd obliczeniowy zrzut do kanału burzowego wyniesie:  $Q = Q_d - Q_o = 1,355 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Dla przelewu tradycyjnego przyjęto wysokość krawędzi przelewowej równą wypełnieniu normalnemu przy granicznym strumieniu dopływu do przelewu:  $p = h_n(Q_{gr}) = 0,40 \text{ m}$  (w kanale o średnicy 1,4 m i spadku dna 1,1‰). Następnie ustalono wypełnienie normalne  $h_n(Q_o) = 0,65 \text{ m}$  - w kanale odpływowym (do oczyszczalni) o średnicy 0,8 m i spadku dna 1,25‰. Stąd obliczono miarodajną wysokość warstwy przelewowej (na końcu przelewu)  $h_k = h_n(Q_o) - p = 0,25 \text{ m}$ . Długość krawędzi przelewowej  $l_p = 14,7 \text{ m}$  (przy współczynniku przepływu  $\mu = 0,5$ ) obliczono z wzoru Engelsa:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2gl_p}^{0,83} h_k^{1,67}$$

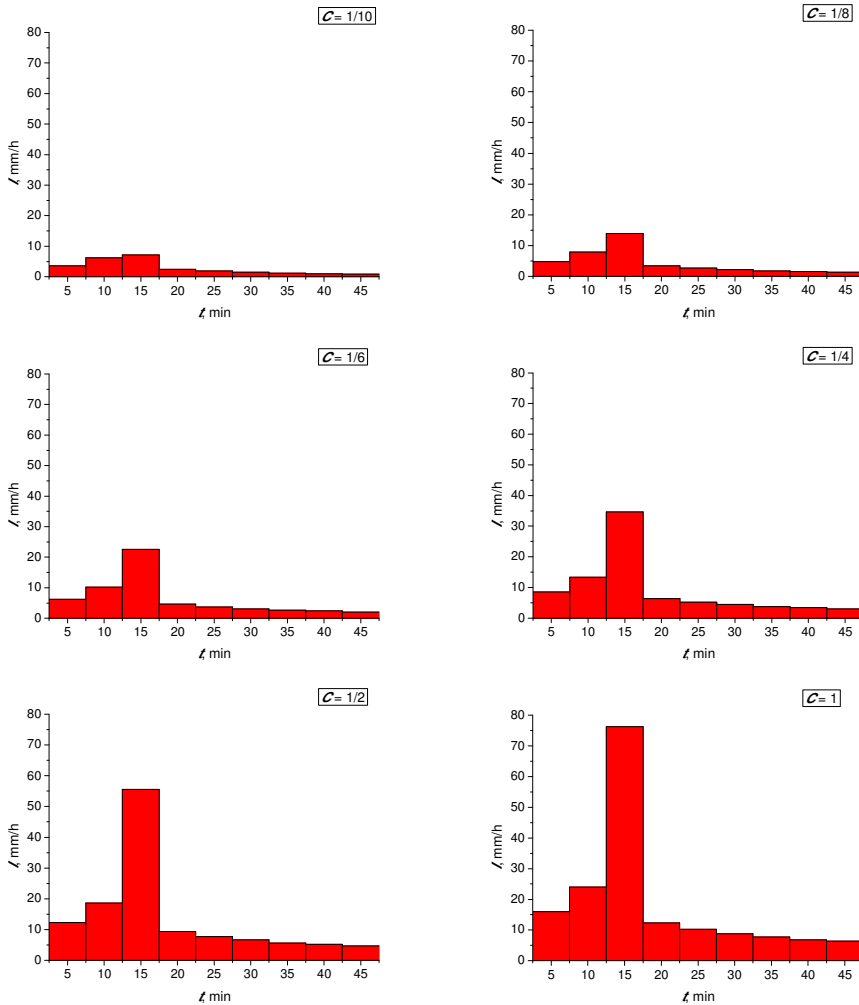
Parametry konstrukcyjne przelewu o wysokiej krawędzi - z urządzeniem dławiącym (w postaci rury dławiącej) wyznaczono za pomocą autorskiego programu *Przelew*. Przyjęto wysokość krawędzi przelewowej  $p = 0,85 \text{ m}$  - jako większą od wysokości krytycznej w kanale dopływowym  $h_{kr}(Q_d) = 0,72 \text{ m}$ . W wyniku obliczeń iteracyjnych dobrano rurę dławiącą o średnicy 0,45 m, długości 11,0 m i spadku dna 2,5‰. Następnie rozwiązując układ równań (2), wyznaczono miarodajną wysokość warstwy przelewowej  $h_m = 0,57 \text{ m}$ :

$$\begin{cases} h_m = h_a + \frac{3}{5}(h_k - h_a) \\ h_k - h_a = 0,9 \frac{\alpha v_a^2}{2g} \end{cases}$$

gdzie:  $\alpha$  - współczynnik Coriolisa w kanale dopływowym przed przelewem:  $\alpha = 1,15$  [2],  $v_a$  - średnia prędkość przepływu na początku komory przelewowej przy strumieniu  $Q_d$ , zależna od  $h_a$ , m/s.

Niezbędną długość krawędzi przelewowej  $l_p = 2,0 \text{ m}$  (przy  $\mu = 0,534$ ) obliczono z wzoru Poleniego:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2gl_p} h_m^{3/2}$$



Rys. 2. Histogramy opadów modelowych Eulera typu II o  $t = 45$  min

Fig. 2. Histogram of Euler's model rainfall (type II) for  $t = 45$  min

W literaturze brak jest modeli opadów nadających się do oceny liczby zrzutów burzowych w ciągu roku - powodowanych przez deszcze występujące częściej niż raz w roku. Przykładowo, ogólnopolski model opadów maksymalnych Bogdanowicz-Stachy ma zastosowanie dla częstości projektowych deszczów  $C \geq 2$  lata, a modele probabilistyczne opracowane dla Wrocławia -  $C \geq 1$  rok [10, 13]. Aby wyznaczyć liczbę

zadziałań przelewu w ciągu roku, należy zasymulować działanie systemu np. dla deszczy zdarzających się od 1 do 10 razy w roku. Na potrzeby symulacji przygotowano scenariusze opadowe w oparciu o model fizyczny na maksymalną wysokość opadów we Wrocławiu (dla  $C \leq 1$  rok), podany w pracy [14]:

$$h_{\max} = -4,58 + 7,41t^{0,242} + 1,47t^{0,330} \ln C$$

Wyniki obliczeń maksymalnych wysokości opadów, o czasie trwania od 5 do 45 min i dla częstości występowania  $C = 1; 0,5; 0,25; \dots; 0,1$  rok, czyli zdarzających się odpowiednio od 1, 2, 4, 6, 8 i 10 razy w roku, zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1

Wysokości opadów maksymalnych ( $h_{\max}$  [mm])

Table 1

Maximum precipitation amount ( $h_{\max}$  [mm])

Czas $t$ [min]	Częstość deszczu $C$ [lata]					
	1	1/2	1/4	1/6	1/8	1/10
5	6,36	4,63	2,89	1,88	1,16	0,60
10	8,36	6,18	4,00	2,73	1,82	1,12
15	9,69	7,20	4,71	3,25	2,22	1,42
20	10,72	7,98	5,24	3,64	2,50	1,62
25	11,57	8,62	5,67	3,95	2,73	1,78
30	12,30	9,17	6,04	4,20	2,91	1,90
35	12,94	9,64	6,35	4,42	3,06	2,00
40	13,51	10,07	6,63	4,62	3,19	2,08
45	14,04	10,46	6,88	4,79	3,30	2,15

Na podstawie obliczonych przedziałowych wysokości opadów maksymalnych (tab. 1) sporządzono opady modelowe Eulera typu II [4] dla Wrocławia, przedstawione na rysunku 2.

### Badania symulacyjne

Symulacje hydrodynamiczne przeprowadzono w programie Storm Water Management Model (SWMM) [15]. Wybrane wyniki symulacji zestawiono w tabeli 2 (gdzie  $V$  to objętość zrzutów burzowych bezpośrednio do odbiornika), przy czym wariant I dotyczy przelewu tradycyjnego, natomiast wariant II przelewu - z dławionym odpływem.

W przypadku obciążenia zlewni modelowej deszczem o częstości występowania  $C = 0,1$ , tj. występującym wraz z wyższymi 10 razy w roku, wypełnienie w komorze przelewowej nie osiąga krawędzi przelewu. Zrzut ścieków do odbiornika nie występuje w przypadku I i II wariantu przelewu burzowego (tab. 2). Oba zaprojektowane przelewy burzowe działają zatem rzadziej niż 10 razy w roku.

Przelew tradycyjny - wariant I - zacznie zrzucić ścieki w przypadku obciążenia zlewni modelowej deszczem Eulera typu II o częstości  $C = 1/6$ , czyli statystycznie będzie działał 6 razy w roku. W przypadku deszczu o częstości występowania  $C = 1$  rok strumień objętości odpływu w kierunku oczyszczalni ścieków wynosi  $Q_o = 0,498 \text{ m}^3/\text{s}$ . Strumień ten nieznacznie przekracza zakładany wstępnie  $Q_o = 1,4Q_{gr} = 0,454 \text{ m}^3/\text{s}$  (rys. 3). Dla

większych częstotliwości występowania opadów strumień ten z pewnością jeszcze wzrośnie, co może doprowadzić do przeciążenia hydraulicznego oczyszczalni ścieków.

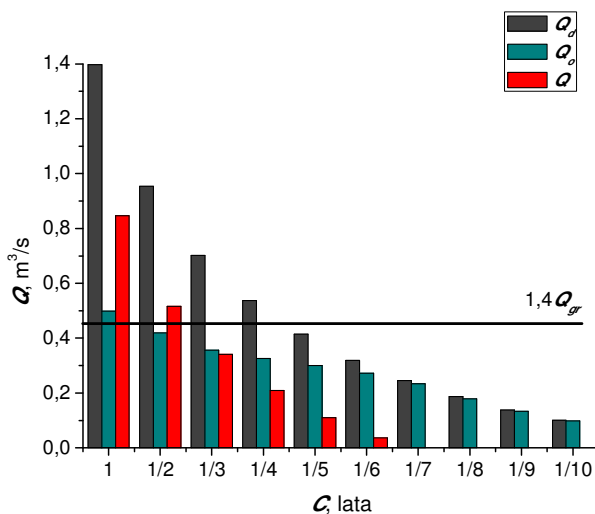
Tabela 2

Wybrane wyniki działania przelewu burzowego

Table 2

Selected results of the simulation of a storm overflow functioning

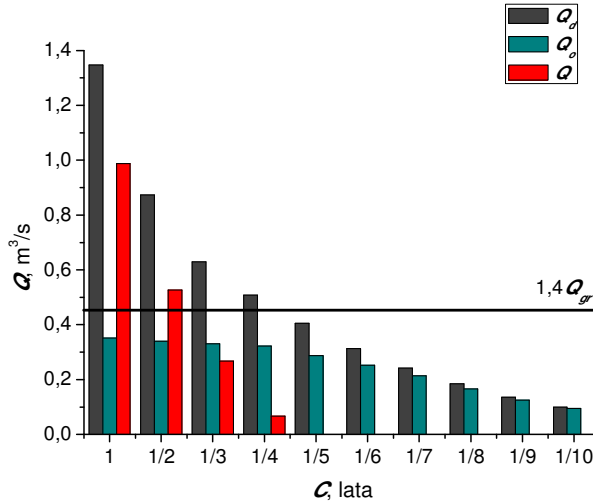
Wariant przelewu	Parametry eksploatacyjne	Częstość deszczu $C$ [lata]					
		1	1/2	1/4	1/6	1/8	1/10
I	$Q_{dmax}$ [m <sup>3</sup> /s]	1,397	0,954	0,538	0,318	0,187	0,101
	$Q_{omax}$ [m <sup>3</sup> /s]	0,498	0,419	0,326	0,273	0,179	0,098
	$Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /s]	0,846	0,516	0,209	0,037	-	-
	$V$ [m <sup>3</sup> ]	898	510	163	18	-	-
II	$Q_{dmax}$ [m <sup>3</sup> /s]	1,347	0,873	0,508	0,314	0,185	0,099
	$Q_{omax}$ [m <sup>3</sup> /s]	0,351	0,340	0,322	0,252	0,167	0,094
	$Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /s]	0,988	0,527	0,067	-	-	-
	$V$ [m <sup>3</sup> ]	862	407	23	-	-	-

Rys. 3. Strumienie objętości  $Q_d$ ,  $Q_o$  i  $Q$  dla przelewu w wariancie IFig. 3. Inflow  $Q_d$ , outflow  $Q_o$  and overflow  $Q$  stream for storm overflow in option I

Przelew w wariancie II zacznie zrzucić ścieki w przypadku obciążenia zlewni modelowej deszczem Eulera typu II o częstotliwości  $C = 1/4$ , czyli statystycznie będzie działał zaledwie 4 razy w roku. Dla  $C = 1$  rok strumień objętości odpływu w kierunku oczyszczalni będzie wynosił  $Q_o = 0,351$  m<sup>3</sup>/s (rys. 4), co pozwoli w lepszym stopniu chronić oczyszczalnię przed przeciążeniem hydraulicznym, wywołanym losowym wystąpieniem opadu o  $C > 1$  rok.

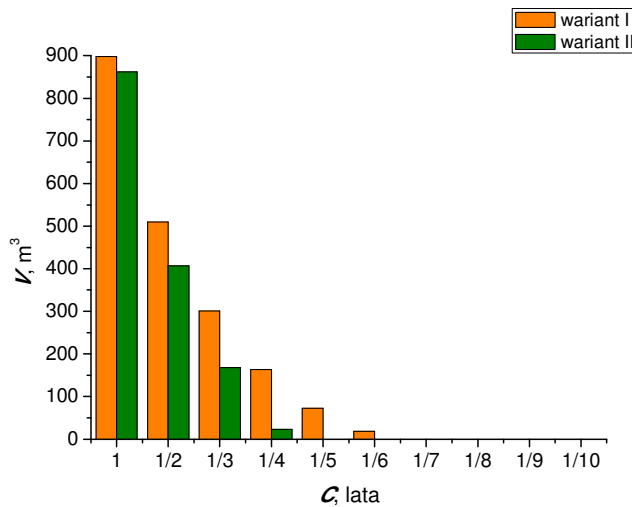
Porównując objętości zrzutów burzowych  $Q$  do odbiornika, również korzystniej wypada przelew wg wariantu II. Dla deszczu o częstotliwości występowania  $C = 1$  rok objętość

zrzutu burzowego wyniesie  $V = 862 \text{ m}^3$  (przy  $V = 898 \text{ m}^3$  - w przypadku wariantu I). Dla deszczy o mniejszej częstotliwości występowania znacząco rośnie różnica objętości zrzutów burzowych obu przelewów - na korzyść przelewu z dławionym odpływem - wg wariantu II (rys. 5).



Rys. 4. Strumienie objętości  $Q_d$ ,  $Q_o$  i  $Q$  dla przelewu w wariantcie II

Fig. 4. Inflow  $Q_d$ , outflow  $Q_o$  and overflow  $Q$  stream for storm overflow in option II



Rys. 5. Objętości zrzutów burzowych z przelewów do odbiornika

Fig. 5. The volumes of sewage discharges to the receiver

## Podsumowanie

Projektowanie przelewów burzowych opiera się jak dotychczas na przepływach maksymalnych - chwilowo ustalonych. Nie uwzględnia się więc zmienności strumienia ścieków w czasie. Na etapie wymiarowania takich obiektów nie można zatem odpowiedzieć na pytania, jaka jest krotkość działania przelewu, czas działania czy objętość zrzutów burzowych w roku. Odpowiedzi na te pytania uzyskać można w modelowaniu hydrodynamicznym danego systemu kanalizacyjnego.

W pracy przeprowadzono badania symulacyjne w warunkach zmiennego i niestabilnego ruchu cieczy za pomocą modelu SWMM 5.0. Jako obciążenie przykładowej zlewni zastosowano opady modelowe Eulera typu II, o zmiennych częstościach występowania, w warunkach hydrologicznych Wrocławia. Wykazano, że poprawnie wymiarowane przelewy burzowe spełniają wymagania stawiane w rozporządzeniu ministra środowiska z 2006 roku. Jednak wyniki symulacji hydrodynamicznych potwierdziły przewagę przelewów bocznych z dławionym odpływem nad konstrukcjami tradycyjnymi - bez dławienia odpływu.

## Literatura

- [1] Arbeitsblatt ATV-A 111P. Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen. Hennef: GFA; 1994.
- [2] Kotowski A. Podstawy bezpiecznego projektowania kanalizacji. Warszawa: Seidel-Przywecki; 2011.
- [3] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi.
- [4] Kaźmierczak B, Kotowski A. Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej; 2012.
- [5] Kaźmierczak B. Roczni Ochr Środow. 2013;15(3):2158-2174.
- [6] Schmitt T, Thomas M, Etrich N. J. Hydrol. 2004;299:300-311. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2004.08.012.
- [7] Zawilski M, Sakson G. Gaz, Woda i Technika Sanitarna. 2010;11:32-36.
- [8] Wójtowicz P, Kotowski A. J Hydraul Res. 2009;47(5):559-565. DOI: 10.3826/jhr.2009.3449.
- [9] Arbeitsblatt DWA-A118. Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungs-systemen. Hennef: DWA; 2006.
- [10] Kotowski A, Kaźmierczak B, Danczewicz A. Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji. Warszawa: Wyd. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Instytut Podstawowych Problemów Techniki. Studia z zakresu inżynierii nr 68; 2010.
- [11] Bogdanowicz E, Stachy J. Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe. Warszawa: Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Materiały badawcze, Seria: Hydrologia i Oceanologia nr 23; 1998.
- [12] PN-EN 752. Drain and sewer systems outside buildings. Warszawa: PKN; 2008.
- [13] Kotowski A, Kaźmierczak B. J Hydrometeorol. 2013;14(6):1958-1965. DOI: 10.1175/JHM-D-13-01.1.
- [14] Kaźmierczak B, Kotowski A. Environ Protect Eng. 2012;38(4):127-138. DOI: 10.5277/EPE120411.
- [15] Rossman LA. Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0. Cincinnati: United States Environmental Protection Agency; 2010.



## ANALYSIS OF NUMBER OF SEWAGE DISCHARGES TO THE RECEIVER

Institute of Environmental Protection Engineering, Wrocław University of Technology

**Abstract:** While designing storm overflows, qualitative, as well as quantitative criteria of the receiver water protection must be taken into consideration. The criteria can be expressed by the allowed number of storm discharges during the year (their duration or allowed volume), or by the admissible concentration and/or the load of pollution drained off in storm discharges to the receiver. In case of storm overflows, the limited value of the average annual number of sewage discharges, depending from the type of sewerage system and the receiver constitutes an obligatory quantitative criterion in Poland. Current methods of designing storm overflows do not take into account the frequency of storm discharges to the receiver, as well as they do not offer the possibility of their duration and volume determination and thus they do not allow for the assessment of pollution load that is drained off in discharges towards receivers. The simulations of storm overflows functioning allow for determination of these parameters for already designed storm overflows. Therefore they constitute a valuable instrument supporting the process of designing this type of objects, as it has been proved in this work.

**Keywords:** storm overflow, combined sewage system, mathematical modelling

