

Analiza nierównomierności przepływów w pompowni ścieków sanitarnych

The analysis of flow variation of the sewage network

ARTUR KAWCZYŃSKI, ŁUKASZ SKÓRKOWSKI, EWA ZIELEWICZ, EMILIA WIATER

DOI 10.36119/15.2023.1.5

Artykuł prezentuje analizę badań nierównomierności przepływów ścieków w dwóch współpracujących pompowniach A i B w okresie od 2014 do 2017 roku. W oparciu o analizę dobowych, miesięcznych oraz rocznych przepływów wyznaczono współczynniki charakteryzujące nierównomierność pracy pompowni zarówno w każdym roku, jak też w profilu wielolecia. Obliczone współczynniki nierównomierności dobowej N_d i godzinowej N_h dla obydwu obiektów są wyższe niż podawane w literaturze przedmiotu i przyjmowane do wymiarowania kanalizacji sanitarnej. Występujący wpływ warunków atmosferycznych na pracę pompowni A i B oraz współpracę obydwu pompowni został potwierdzony analizą wpływu wód przypadkowych na przepływy rzeczywiste w profilu miesięcznym. Słowa kluczowe: wody przypadkowe, nierównomierność przepływu, kanalizacja sanitarna, pompownie

The article presents an analysis of the study of variation of wastewater flows in two cooperating pumping stations A and B in the period from 2014 to 2017. Based on the analysis of daily, monthly and annual flows, the factors characterizing the unevenness of the pumping station's operation, both in each year and in the long-term profile, were determined. The daily N_d and hourly N_h factors for both pumping stations, are higher than those presented in the literature on the subject and utilised for the sanitary sewage system design. The influence of weather conditions on the operation of pumping stations A and B and their cooperation was confirmed by a statistical analysis of the impact of incidental waters on the actual monthly sewage flows.

Keywords: incidental waters, flow variation, sewage system, pumping station

Wstęp

Współczesna kanalizacja sanitarna stanowi zespół powiązanych ze sobą budowli i urządzeń technicznych, które tworzą system służący do odprowadzania i oczyszczania ścieków z jednostki osadniczej. Ilość ścieków odprowadzanych ze zlewni, zależna od wielkości jednostki osadniczej oraz jej charakteru, jest zmienna w czasie podobnie jak pobór wody przez jej mieszkańców, instytucje i przemysł. Problemem, który wpływa na poprawność działania kanalizacji sanitarnej oraz oczyszczalni ścieków są dopływy, tzw. wód obcych, inaczej przypadkowych i infiltracyjnych. Wody opadowe i roztopowe, które dostają się do kanalizacji w sposób niekontrolowany przez otwory we włazach studzienek [1], przewietrzniki, nielegalnie wpięte odpływy z powierzchni utwardzonych, drenaże odwadniające, są nazywane wodami przypadkowymi [2]. Gdy kanały ściekowe są ułożone poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej, do kanalizacji przez nieszczelności lub przez

uszkodzenia kanałów i studzienek kanalizacyjnych mogą dopływać także wody gruntowe, zwane wodami infiltracyjnymi [2, 3]. W związku z dopływami wód obcych, zmienność przepływu w kanalizacji będzie zależeć nie tylko od zmienności rozbiórów wody, ale także od zmiennych warunków meteorologicznych występujących na obszarze zlewni.

W celu ograniczenia lub wyeliminowania dopływu wód obcych do kanalizacji sanitarnej i tym samym wpływu na jej funkcjonowanie we wszystkich aspektach, należałoby w pierwszej kolejności rozpoznać i opisać problemy występujące w sieci, a następnie zintensyfikować proces wykrywania i eliminowania źródeł wód przypadkowych w zlewni, między innymi nielegalnych podłączeń wód deszczowych z posesji do sieci sanitarnej i uszczelnienie włazów studzienek kanalizacyjnych.

Kanały kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej o przekroju kołowym są projektowane na maksymalne napężenie, nie przekraczające 80% średnicy kanału [2,

3]. Wiele przedsiębiorstw wodociągowych w swoich wytycznych zaleca aby napężenie kanałów, przy maksymalnych natężeniach przepływów ścieków bytowych i przemysłowych nie przekraczało 60% wysokości przekroju poprzecznego kanału [4]. Dopływ wód przypadkowych do kanalizacji sanitarnej pracującej grawitacyjnie, może prowadzić do całkowitego wypełnienia kanałów, co powoduje pracę systemu pod ciśnieniem, piętrzenie się ścieków w studzienkach, a w przypadkach ekstremalnych ścieki sanitarne (np. przy braku zamontowanych klap zwrotnych) mogą przedostawać się do pomieszczeń piwnicznych przez wpusty podłogowe. Urządzeniami, które także narażone są na przeciążenia hydrauliczne, występujące wskutek przedostawania się wód przypadkowych do kanałów sieci sanitarnej, są pompownie i tłocznie ścieków często stosowane w sieciach w systemie kanalizacji grawitacyjnej.

Projektowanie i eksploatacja sieci kanalizacji sanitarnej opiera się na kilku

dr inż. Artur Kawczyński <https://orcid.org/0000-0001-8414-2679>, dr inż. Łukasz Skórkowski, dr hab. inż. Ewa Zielewicz <https://orcid.org/0000-0002-7102-5796>, mgr inż. Emilia Wiater – Katedra Inżynierii Wody i Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki, Politechnika Śląska, Gliwice. Adres do korespondencji/Corresponding author: artur.kawczynski@polsl.pl

charakterystycznych parametrach, do których należą przepływy:

- średni dobowy przepływ ścieków $Q_{d\text{sr}}$ [m^3d^{-1}],
- maksymalny dobowy przepływ ścieków $Q_{d\text{max}}$ [m^3d^{-1}],
- maksymalny godzinowy przepływ ścieków $Q_{h\text{max}}$ [m^3h^{-1}],
- oraz spływy wód infiltracyjnych i przypadkowych, Q_{inf} [m^3d^{-1}] lub [m^3h^{-1}].

Średnia dobowo ilość ścieków odprowadzanych ze zlewni w roku zależy od liczby jej mieszkańców M oraz jednostkowego zużycia wody Q_i [$\text{m}^3\text{M}^{-1}\text{d}^{-1}$], zgodnego z wyposażeniem sanitarnym obiektów w danej zlewni [5]:

$$Q_{d\text{sr}} = Q_i \cdot M + Q_{\text{inf}} = Q_{d\text{sr}}^* + Q_{\text{inf}} \quad [\text{m}^3\text{d}^{-1}] \quad (1)$$

$$Q_{d\text{sr}}^* = Q_{R\text{sr}}^* / 365 - \text{średni dobowy przepływ w wielolecie, } [\text{m}^3\text{d}^{-1}] \quad (2)$$

Gdzie:

$$Q_{R\text{sr}}^* = \sum Q_{Ri} / n \quad [\text{m}^3\text{d}^{-1}]. \quad (3)$$

Wielkość przepływu dobowego podlega w ciągu roku wahaniom stąd konieczność określania nierównomierności występowania przepływów dobowych N_d , a zwłaszcza określenia maksymalnego przepływu dobowego ścieków:

$$Q_{d\text{max}} = Q_{d\text{sr}}^* \cdot N_d + Q_{\text{inf}} = Q_{d\text{max}}^* + Q_{\text{inf}} \quad [\text{m}^3\text{d}^{-1}] \quad (4)$$

będącego podstawą do określenia maksymalnego godzinowego przepływu ścieków $Q_{h\text{max}}$, który jest przepływem podstawowym dla wymiarowania kanałów sieci sanitarnej:

$$Q_{h\text{max}} = Q_{d\text{max}}^* / 24 \cdot N_h + Q_{\text{inf}} \quad [\text{m}^3\text{h}^{-1}] \quad (5)$$

Współczynniki nierównomierności dobowej N_d i godzinowej N_h obliczane są na podstawie obserwacji przepływów w wieloleciu, wg wzorów [6]:

$$N_d = Q_{d\text{max}}^* / Q_{d\text{sr}}^* \quad (6)$$

W ogólnie przyjętej definicji [6] współczynnika N_h wyrażany jest wzorem:

$$N_h = Q_{h\text{max}}^* / Q_{h\text{sr}(d\text{max})}^* \quad (7)$$

gdzie:

$Q_{h\text{max}}^*$ i $Q_{h\text{sr}(d\text{max})}^*$ występują w dobie maksymalnego przepływu dobowego w wieloleciu,

$$Q_{h\text{sr}(d\text{max})}^* = Q_{d\text{max}}^* / 24 \quad [\text{m}^3\text{h}^{-1}] \quad (8)$$

Na potrzeby analiz w niniejszym artykule przyjęto dodatkowo, spotykane także w literaturze [7], odniesienie N_{hR} do $Q_{h\text{sr}}^*$ z wielolecia, wg wzoru:

$$N_{hR} = Q_{h\text{max}}^* / Q_{h\text{sr}}^* \quad (9)$$

Gdzie:

$$Q_{h\text{sr}}^* = Q_{d\text{sr}}^* / 24, \quad [\text{m}^3] \quad (10)$$

- * – symbolem tym zaznaczono wielkości podlegające nierównomierności zużycia wody, w odróżnieniu od przepływów charakterystycznych ścieków ($Q_{d\text{sr}}$, $Q_{d\text{max}}$ i $Q_{h\text{max}}$), w których to zawsze występuje dopływ wód infiltracyjnych Q_{inf} .

Z powyższych definicji przepływów charakterystycznych i współczynników nierównomierności wynika, iż w tradycyjnym projektowaniu sieci kanalizacji sanitarnej uwzględniane są tylko nierównomierności zużycia wody, natomiast ilości wód infiltracyjnych i przypadkowych traktowane są jako wielkości stałe. W istocie na pracę sieci kanałów, pompowni, a także oczyszczalni ścieków wpływa, także nierównomierny dopływ wód przypadkowych [8]. W opracowaniu podjęto próbę wykazania jakie nierównomierności występują w pracy rzeczywistych pompowni ścieków sanitarnych oraz jak współczynniki charakteryzujące zmienności przepływu w tych pompowniach odbiegają od współczynników, które powinny teoretycznie charakteryzować wybrane zlewnie.

W artykule przeprowadzono analizę wyników badań wykonanych dla dwóch współpracujących pompowni A i B, w okresie od 2014 do 2017 roku.

W badaniach określono godzinowe, dobowe, miesięczne i roczne przepływy oraz wyznaczono współczynniki charakteryzujące nierównomierności pracy obydwu pompowni. Dokonano także próby określenia wpływu warunków atmosferycznych (deszczu) na pracę i współpracę tych pompowni.

Charakterystyka obiektów badań

Badaniom poddano dwie współpracujące ze sobą pompownie miasta X o liczbie mieszkańców $M_X > 100$ tys. Pompownie oddalone są od siebie o ok. 3,5 km. Do pompowni zlokalizowanej przy ulicy A trafiają ścieki z osiedla budynków jedno i wielorodzinnych ($M_A = 18000$) oraz wody przypadkowe z powierzchni zlewni $F_A = 485$ ha. Maksymalna wydajność pompowni A wynosi $Q_{h\text{maxAp}} = 360 \text{ m}^3/\text{h}$; rurociąg tłoczny ma średnicę DN 350. Pompownia wyposażona jest w układ dwóch pomp wirowych

o mocy 16,5 kW każda. Przed zbiornikiem retencyjnym o pojemności użytkowej $V_{UA} = 3,20 \text{ m}^3$ umieszczona jest krata hakowa. Pompownia sterowana jest automatycznie w zależności od przyjętych poziomów napełnienia w zbiorniku. W praktyce pompownia pracuje w trybie ciągłym, algorytm sterowania zapewnia równomierne zużycie pomp. Do pompowni w ulicy B wpływają ścieki z pompowni A oraz z osiedla domów jedno i wielorodzinnych, a także kilku budynków użyteczności publicznej i zakładów przemysłu drobnego; dla zlewni tej pompowni obliczono $R_{LB} = 9800$. Do pompowni B spływają wody przypadkowe i infiltracyjne ze zlewni o powierzchni $F_B = 306$ ha. Maksymalna wydajność pompowni B wynosi $Q_{h\text{maxBp}} = 600 \text{ m}^3/\text{h}$; rurociąg tłoczny ma średnicę DN 500. Pracę pompowni B zapewnia układ dwóch pomp wirowych o mocy 18,5 kW każda. Przed zbiornikiem retencyjnym o pojemności użytkowej $V_{UB} = 2,0 \text{ m}^3$ umieszczona jest krata koszowa. Pompownia B sterowana jest w sposób analogiczny do pompowni A.

Zlewnie przynależne do pompowni A i B różni nie tylko charakter zabudowy, ale także rodzaj materiału, z którego zbudowane są sieci kanałów ściekowych. W zlewni A są to w ok. 1/3 kanały betonowe i 2/3 kanały kamionkowe; w zlewni B są to głównie kanały kamionkowe. W oparciu o wskaźniki infiltracji dla kanałów betonowych i kamionkowych [3] można zatem określić jednostkowe wartości infiltracji q_{inf} [$\text{m}^3\text{ha}^{-1}\text{d}^{-1}$] w obydwu zlewniach:

$$\begin{aligned} \text{dla zlewni A} & - q_{\text{infA}} = 3,0 \quad [\text{m}^3\text{ha}^{-1}\text{d}^{-1}], \\ \text{dla zlewni B} & - q_{\text{infB}} = 1,5 \quad [\text{m}^3\text{ha}^{-1}\text{d}^{-1}]. \end{aligned}$$

Metodyka badań

Badania przepływów ścieków w pompowniach wykonano w oparciu o zapisy bazy danych udostępnionych przez jednostkę eksploatującą zasoby sieciowe miasta X. Zgromadzone dane pomiarowe przepływów były rejestrowane w interwale co 5, 20 lub 30 s, przedział czasowy pomiarów poddanych analizie obejmował okres od stycznia 2014 do grudnia 2017 r. Przed przystąpieniem do analizy zgromadzonych danych przeprowadzono ich weryfikację oraz odrzucono błędnie zarejestrowane dane. Zgromadzone dane umożliwiły obliczenie:

- przepływów godzinowych Q_h ,
- przepływów dobowych Q_d ,
- przepływów miesięcznych Q_m ,
- przepływów rocznych Q_R .

W oparciu o te przepływy dokonano obliczeń współczynników:

- nierównomierności dobowej N_d (wzór 6),
- nierównomierności godzinowej N_h (wzory 7 i 9).

Zbadano także nierównomierności roczne, wg zaproponowanego wzoru:

$$N_R = Q_{Ri}^* / Q_{Rsr}^* \quad (11)$$

gdzie:

Q_{Ri}^* – przepływ roczny dla danego roku [m^3],

Q_{Rsr}^* – przepływ średni roczny z wielolecia [m^3], wg wzoru (3) dla $n=4$.

Zbiór danych, na których opierano analizę pozwolił także na wyznaczenie współczynników nierównomierności godzinowej N_{hi} dla każdej i-tej doby w roku, z których wybrano współczynniki maksymalne N_{hmaxi} , charakterystyczne dla każdej pompowni w kolejnych latach.

$$N_{hi} = Q_{hmaxi} / Q_{hsri}, \quad (12)$$

Gdzie:

Q_{hmaxi} – maksymalny przepływ godzinowy w i-tej dobie danego roku [$m^3 \cdot h^{-1}$],

Q_{hsri} – średni przepływ godzinowy w i-tej dobie danego roku:

$$Q_{hsri} = Q_{di} / 24 \quad [m^3 \cdot h^{-1}], \quad (13)$$

Q_{di} – przepływ w i-tej dobie danego roku [$m^3 \cdot d^{-1}$].

Celem oszacowania zależności przepływów ścieków w badanych obiektach od warunków atmosferycznych (opad) przeprowadzono analizę [9] wpływu miesięcznej sumy opadów występujących w rejonie zlewni przynależnych do pompowni A i B, w latach 2014-2017, na występujące w pompowniach przepływy ścieków, w profilu miesięcznym. Dane miesięcznych wysokości opadów pozyskano z IMGW (zapisy z rejestratora znajdującego się w odległości ok. 10 km od obydwu zlewni) [10]. Do analizy wykorzystano program Statistica 13.5.

Wyniki badań

Obliczenia rzeczywistych przepływów charakteryzujących pracę pompowni A i B w okresie 4 lat (2014-2017) przedstawiono w postaci tabeli (tabela 1) i wykresów. W tabeli 1 zamieszczono także obliczenia teoretycznych przepływów, jakie powinny występować w zlewniach o tożsamy liczbach mieszkańców i powierzchni co zlewnie A i B, z uwzględnieniem Q_i [$dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$] i współczynników nierównomierności podawanych w literaturze dla jednostek osadniczych o podobnej liczbie mieszkańców [11] oraz współczynników spływu charakteryzujących badane zlewnie q_{inf} [$dm^3 \cdot ha^{-1} \cdot d^{-1}$].

Tabela 1. Rzeczywiste i teoretyczne wartości przepływów charakteryzujących pracę pompowni A i B w latach 2014-2017

Dane Teoretyczne	Przepływy	Jedn.	Pompownia A				Pompownia B			
			Zlewnia A				Zlewnia A+B			
	Q_{maxp}	m ³ /h	350				650			
	Rok	-	1	2	3	4	1	2	3	4
	Q_R	m ³	747141	620832	673683	862040	1196880	1128277	1230377	1351888
	Q_{Rsr}	m ³	725924				1226856			
	Q_{dsr}	m ³ ·d ⁻¹	1989				3361			
	Q_{hsrR}	m ³ ·h ⁻¹	83				140			
	Q_{dmaxi}	m ³ ·d ⁻¹	3224	1679	2388	6294	9437	7193	9200	13642
	Q_{dmax}	m ³ ·d ⁻¹	6294				13642			
	Q_{hmaxi}	m ³ ·h ⁻¹	442	244	367	312	645	316	468	520
	Q_{hmax}	m ³ ·h ⁻¹	299				647			
	Q_{hmaxR}	m ³ ·h ⁻¹	442				645			
			Zlewnia A				Zlewnia B		Zlewnia A + B	
	$M_A:RLM_B$	-	18000				9800		27800	
	Fz	ha	485				306		791	
	$Q_{JA}^{Q_{dsr} \cdot dla}$ $90 [dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}]$	m ³ ·d ⁻¹	1620				882		2502	
	Q_{dmax}^*	m ³ ·d ⁻¹	2430 dla N _{dTA} =1,5				1544 N _{dTB} =1,75		3974	
	Q_{hmax}^*	m ³ ·h ⁻¹	243 dla N _{hTA} =2,4				171 dla N _{hTB} =2,66		414	
	Q_{inf}	m ³ ·d ⁻¹	1455				459		-	
	Q_{inf}	m ³ ·h ⁻¹	61				19		-	
	Q_{dsrT}	m ³ ·d ⁻¹	3075				1341		4416	
	Q_{dmaxT}	m ³ ·d ⁻¹	3885				2003		5888	
	Q_{hmaxT}	m ³ ·h ⁻¹	304				190		494	
	Q_{dmax}/Q_{dmaxT}	-	1,62				-		2,32	
	Q_{hmax}/Q_{hmaxT}	-	1,0				-		1,31	

Średni roczny przepływ pompowni A Q_{dsrA} oraz Q_{dmaxA} , (który wystąpił w dniu 28.04.2017 r.) stanowiły podstawę do wyliczenia współczynników nierównomierności N_d i N_h , dla całego okresu badań. Współczynnik N_d obliczono wg wzoru (6); współczynnik N_h obliczono wg wzoru (7) dla $Q_{hsr(dmax)A} = 262,2$ [$m^3 \cdot h^{-1}$] (w dobie największego przepływu Q_{dmaxA}) i $Q_{hmaxA} = 299$ [$m^3 \cdot h^{-1}$], natomiast w oparciu o przepływ Q_{hmaxA} i przepływ $Q_{hsrRB} = 83$ [$m^3 \cdot h^{-1}$] obliczono współczynnik nierównomierności N_{hR} wg wzoru (9). Obliczone wartości współczynników charakteryzujących nierównomierności przepływu w pompowni A wynosiły:

$$N_{dA} = 3,2; N_{hA} = 1,14 \text{ oraz } N_{hRA} = 3,6$$

Pracę pompowni B, która przejmuje ścieki ze zlewni A i ścieki z własnej zlewni B (tabela 1), scharakteryzowano, wg

tego samego zestawu danych jak i zastosowano dla pompowni A.

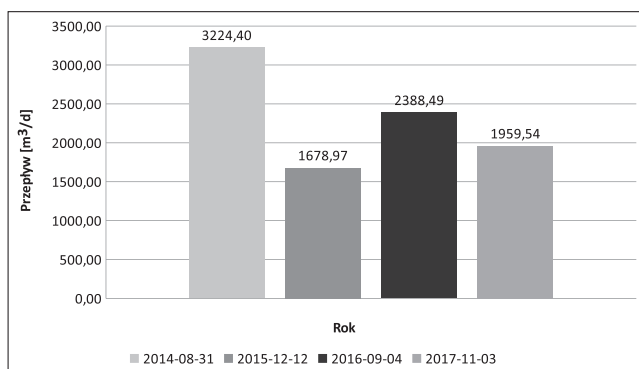
Średni roczny przepływ pompowni B Q_{dsrB} oraz Q_{dmaxB} , który podobnie jak w pompowni A wystąpił w dniu 28.04.2017 r., stanowiły podstawę do wyliczenia współczynników nierównomierności N_d i N_h (wzory 6 i 7) dla całego okresu badawczego. Współczynnik N_h obliczono dla $Q_{hsr(dmax)B} = 568,4$ [$m^3 \cdot h^{-1}$], w dobie największego przepływu Q_{dmaxB} dla $Q_{hmaxB} = 647$ [$m^3 \cdot h^{-1}$], natomiast w oparciu o przepływ Q_{hmaxB} i przepływ $Q_{hsrRB} = 140$ [$m^3 \cdot h^{-1}$] obliczono współczynnik nierównomierności N_{hR} , wg wzoru (9). Wartości współczynników charakteryzujących nierównomierności przepływu w pompowni B wynosiły:

$$N_{dB} = 4,1; N_{hB} = 1,14 \text{ oraz } N_{hRB} = 4,6$$

W tabeli 2 zestawiono współczynniki nierównomierności przepływu w profilu

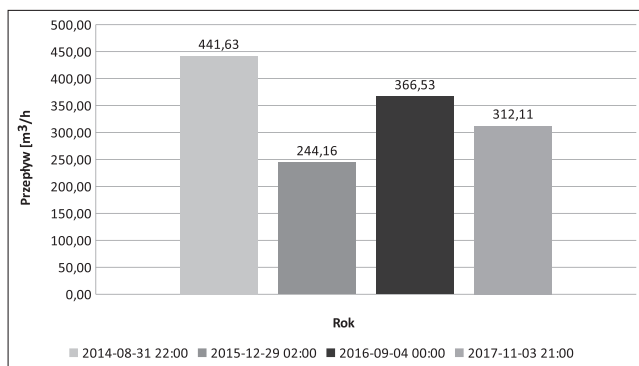
Tabela 2. Zestawienie współczynników nierównomierności przepływu w pompowniach A i B, w okresie 4 lat (2014-2017)

Pom.	Pompownia A				Pompownia B			
Rok	1	2	3	4	1	2	3	4
N_R	1,0	0,9	0,9	1,2	1,0	0,9	1,0	1,1
N_{di}	2,4	2,1	2,4	2,7	2,9	2,3	2,7	3,7
N_d	3,2				4,1			
N_{dT}	$N_{dTA}=1,50$				$N_{dTB}=1,75$			
N_{hi}	3,3	3,1	3,7	3,8	4,6	3,0	3,2	3,8
N_h	1,1				1,1			
N_{hR}	3,6				4,6			
N_{hT}	$N_{hTA}=2,40$				$N_{hTB}=2,66$			



Wykres 1.

Przepływ dobowy Q_{diA} dla dni, w których wystąpił największy w roku N_{hmaxiA} dla pompowni A
 Diagram 1. Peak daily sewage flow Q_{diA} for peaking hourly factor of sewage flow N_{hmaxiA} in the pumping station A



Wykres 2.

Maksymalny przepływ godzinowy Q_{hiA} w dniach, w których wystąpił największy w roku N_{hmaxiA} dla pompowni A
 Diagram 2. Peak hourly sewage flow Q_{hiA} for peaking hourly factor of sewage flow N_{hmaxiA} in the pumping station A

dobowym i godzinowym, w odniesieniu do każdego roku (N_{di} , N_{hi}), z współczynnikami definiowanymi dla wielolecia ($N_{d'}$, $N_{h'}$) oraz zalecanymi w literaturze (N_{dT} , N_{hT}) [11], dla zlewni o podobnym charakterze.

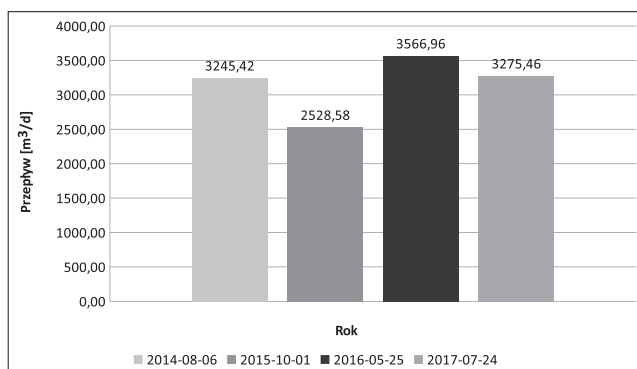
Wykresy 1 – 4 prezentują wartości maksymalne przepływów dobowych oraz przepływów maksymalnych godzinowych w dniach, w których wystąpił maksymalny współczynnik nierównomierności godzinowej N_{hmaxi} w odniesieniu do obydwu pompowni. Na wykresie 5 zamieszczono przebieg zmian przepływów godzinowych w pompowniach A i B, w dobie o największym przepływie ścieków $Q_{dmax'}$ tj. w dniu 28.04.2017 r.

Sumy miesięcznych przepływów dla pompowni A i B, przedstawiono na wykresach 6 i 7. Stanowią one podstawę do analizy zależności przepływów ścieków od warunków meteorologicznych, które reprezentuje wykres miesięcznych sum opadów, występujących w rejonie zlewni A i B, w okresie prowadzenia badań (wykres 8).

Dyskusja wyników

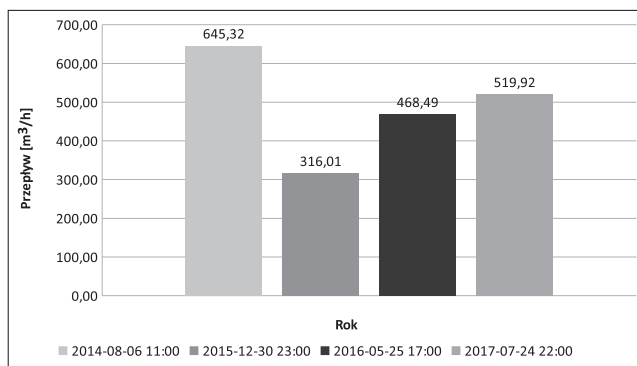
Pompownia A oraz pompownia B pracują w układzie szeregowym zatem prze-

Wykres 5. Rozkład godzinowych przepływów Q_h w dobie o maksymalnym przepływie $Q_{dmax'}$ w pompowni A i B
 Diagram 5. Peak hourly sewage flow for peaking daily flow $Q_{dmax'}$ of sewage in the pumping station A and B



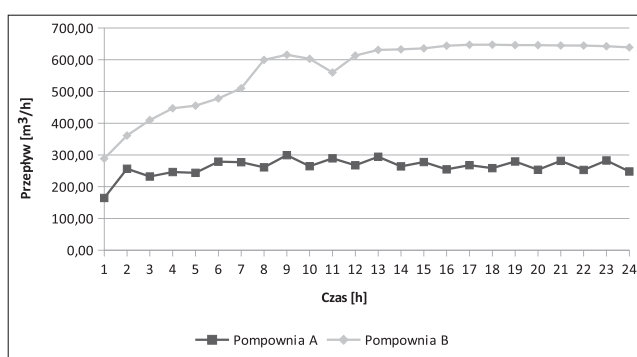
Wykres 3.

Przepływ dobowy Q_{diB} dla dni, w których wystąpił największy w roku N_{hmaxiB} dla pompowni B
 Diagram 3. Peak daily sewage flow Q_{diB} for peaking hourly factor of sewage flow N_{hmaxiB} in the pumping station B

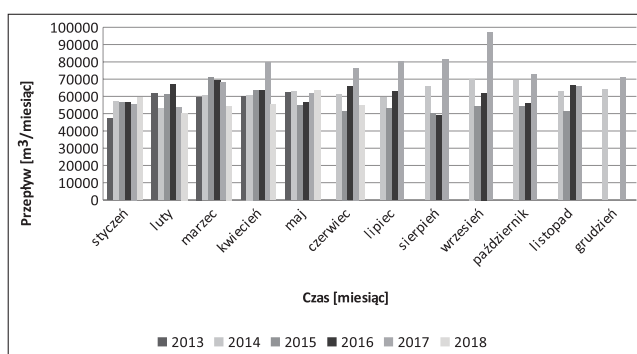


Wykres 4.

Maksymalny przepływ godzinowy Q_{hiB} w dniach, w których wystąpił największy w roku N_{hmaxiB} dla pompowni B
 Diagram 4. Peak hourly sewage flow Q_{hiB} for peaking hourly factor of sewage flow N_{hmaxiB} in the pumping station B

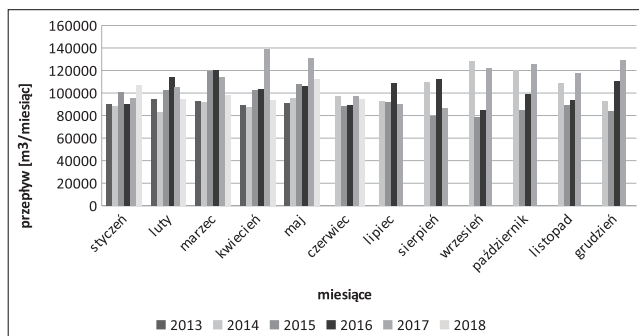


Wykres 6. Wykres miesięcznych przepływów ścieków w pompowni A
 Diagram 6. Monthly sewage flow in the pumping station A

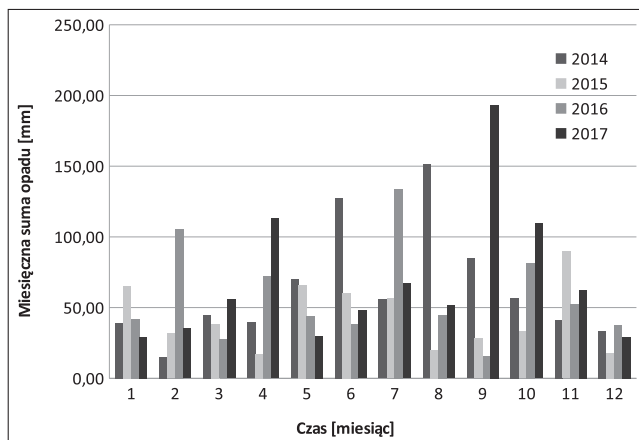


pływy monitorowane w przepompowni B są sumą przepływu transportowanego z pompowni A oraz ścieków i wód przypadkowych dopływających z terenu zlew-

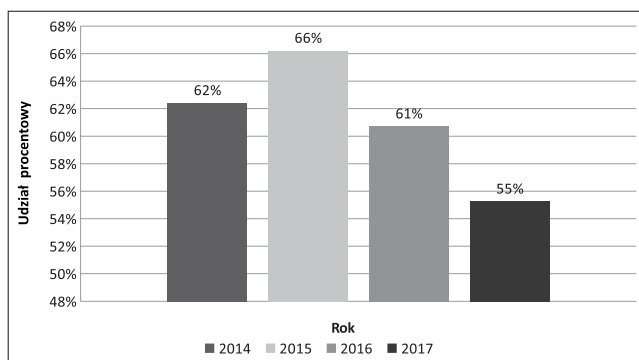
ni obsługiwanej przez obiekt B. W przekroju rocznym przepływ ścieków z obiektu A stanowi ok. 55÷66% przepływu zarejestrowanego w pompowni B – wykres 9.



Wykres 7.
Wykres miesięcznych przepływów ścieków w pompowni B
Diagram 7. Monthly sewage flow in the pumping station B



Wykres 8.
Miesięczne wysokości opadu dla miasta X w latach 2014-2017
Diagram 8. Monthly precipitation levels for city X in 2014-2017



Wykres 9.
Udział procentowy przepływów pompowni A w przepływach pompowni B
Diagram 9. Percentage of pumping station A flows in the flows of pumping station B

Zauważono, iż udział procentowy ścieków przepompowywanych z pompowni A do B ulegał zmniejszeniu od 2016 roku, przy równoczesnym wzroście w kolejnych latach wartości rocznego przepływu w tej pompowni (tabela 1). Maksymalne wartości przepływów dobowych (tabela 1) dla obu obiektów wystąpiły w roku 2017, dokładnie w tym samym dniu (28.04.2017 r.), co znajduje również odzwierciedlenie w wartościach współczynników nierównomierności N_{di} (tabela 2). Najwyższe wartości N_{di} odnotowano w roku 2017, a najniższe w roku 2015, dla obydwu obiektów.

Przepływy ścieków pompowni A charakteryzują wartości współczynników nierównomierności dobowej N_{diA} , wahające się w przedziale 2,1 – 2,7, są niższe niż charakteryzujące przepływy ścieków obiektu B ($N_{diB} = 2,3 - 3,7$). Przepływy pompowni B charakteryzuje również dużo wyższy współczynnik N_d w profilu wielole-

cia ($N_{dA} = 3,2 < N_{dB} = 4,1$). Wzrost przepływów w zlewni B w roku 2017, spowodował skokowy wzrost zarówno współczynnika N_{diB} , z wartości 2,7 w roku 2016 do wartości 3,7 w roku 2017, jak też współczynnika N_{hiB} z wartości 3,2 do 3,8.

Według Heidricha i Witkowskiego [11], dla jednostki osadniczej o liczbie mieszkańców 10001-20000 osób, czyli takiej jak część jednostki osadniczej, z terenu której ścieki tłoczy pompownia osiedla A, współczynnik nierównomierności dobowej N_{diA} powinien wynosić 1,5. Rzeczywisty współczynnik N_d dla tej pompowni wynosi $N_{dA} = 3,2$, (tab. 2), natomiast dla samej zlewni pompowni osiedlowej B (z punktowym zrzutem ścieków ze zlewni A przez pompownię A do B teoretyczna wartość współczynnika nierównomierności powinna wynosić $N_{diB} = 1,75$ [11]. Uzyskane wyniki wskazują, iż nierównomierność dopływu ścieków do obiektu B jest dużo większa, wartość

współczynnika nierównomierności godzinowej w 4-leciu wynosiła $N_{dB} = 4,1$.

Zasadniczo im większa zlewnia, tym współczynniki nierównomierności charakteryzujące rozbiory wody i odpływy ścieków są mniejsze. W przypadku współpracy badanych pompowni okazało się jednak, iż sumowanie natężenia przepływów ścieków z obu zlewni nie wpłynęło na spłaszczenie nierównomierności i zmniejszenie współczynników N_d dla przepływów ścieków w pompowni B. Zlewnie pompowni A i pompowni B różnią się pod względem zagospodarowania. W zlewni B, w odróżnieniu od zlewni A, znajdują się obiekty użyteczności publicznej, zakłady rzemiosła i przemysłu drobnego oraz tereny, na których powstają ciągle nowe obiekty tego typu. Generują one w zlewni B większe nierównomierności przepływu niż mieszkalnictwo w zlewni A, co może tłumaczyć skokowy wzrost nierównomierności dobowych przepływu ścieków w pompowni B.

Innym powodem skokowego wzrostu przepływów w różnych profilach czasowych roku 2017 dla pompowni B może być wpływ opadów deszczu i jego przedostawanie się jako wód przypadkowych do sieci, zwłaszcza, że na obszarze zlewni pompowni B nie ma w pełni rozwiniętej kanalizacji deszczowej, co skłania użytkowników posesji do instalowania „dzikich” połączeń do kanalizacji sanitarnej. Tego rodzaju wyjaśnienie pokrywa się z danymi o wysokościach opadu w roku 2017 (wykres 8); były one wyższe, zwłaszcza wiosną i jesienią, niż w latach pozostałych.

Chwilowy wysoki opad w danym dniu, który generuje powstawanie wód przypadkowych w zlewniach, może znaleźć odzwierciedlenie w wysokich współczynnikach nierównomierności N_{di} i N_{hi} . O znaczącym udziale wód przypadkowych w przepływach obydwu pompowni świadczą wartości Q_{dmaxi} , które w obydwu pompowniach są 1,5 – do 1,9 – krotnie wyższe w latach uznanych jako „mokre”, suma miesięcznych wysokości opadu w 2014 r. wynosiła 759 mm, w 2016 r. – 695 mm, w 2017 r. – 824 mm, od przepływów w roku 2015, „suchym” suma miesięcznych wysokości opadu wynosiła 572 mm (wykres 8). Proporcje między wysokościami opadów wynosiły: w zlewni A opady rok 2014/opady rok 2015 = 1,92, a w zlewni B opady rok 2017/opady rok 2015 = 1,89.

Przepływy pompowni A Q_{diA} i Q_{hiA} w dniach występowania N_{hmaxiA} są w latach mokrych znacznie wyższe niż Q_{dsrA} i Q_{hmaxA} . Tego rodzaju zależności nie występowały w odniesieniu do przepływów pompowni B; w dniach występowania N_{hmaxiB}

wartości $Q_{diB}=Q_{dsrB}$. O wpływie opadów na przepływy w obydwu pompowniach świadczy także występowanie najniższych wartości przepływów charakterystycznych w roku 2015 (tabela 1).

Zarówno dla pompowni A, jak też dla pompowni B wartości współczynników nierównomierności godzinowej N_h , wg wzoru (5) są takie same i wynoszą $N_{hA} = N_{hB} = 1,14$, zatem są niższe od przyjmowanych do projektowania wartości współczynników N_{hT} [11], w zlewniach o podobnej wielkości, co zlewnie pompowni A i B, czyli w przedziale $2,40 \div 2,66$ (tabela 2).

Przyczyną wystąpienia tak niskich współczynników N_h w obu pompowniach jest fakt, że były obliczane w dobie maksymalnego przepływu, w której w obydwu pompowniach występowały również wysokie przepływy godzinowe, niewiele niższe od Q_{hmax} (wykres 5), co można tłumaczyć dopływem wód przypadkowych, przede wszystkim ze zlewni A (posiada ona 2-krotnie większy współczynnik infiltracji q_i [$dm^3 ha^{-1} d^{-1}$], niż zlewnia B).

Uzyskanie takich samych wartości współczynników N_h w pompowniach pracujących w układzie szeregowym jest oczywiste, jeżeli dodatkowo Q_{hmaxA} i Q_{hmaxB} występują dla Q_{dmax} w tym samym roku i tej samej doby tj. 28.04.2017 r. Z rozkładu przepływów godzinowych w tej dobie (wykres 5) można odczytać, że Q_{hmaxA} wystąpiło w godz. $9 \div 13$, a Q_{hmaxB} o godz. 9. Można także stwierdzić, że w tej dobie proporcje przepływów przez obydwie pompownie były stałe: $Q_{maxB}/Q_{maxA} = Q_{sr(dmax)B}/Q_{sr(dmax)A} = Q_{hmaxB}/Q_{hmaxA} \approx 2,0$. Jeżeli odniesiemy nierównomierność godzinową do wartości średniej godzinowej Q_{hR}^* z 4-lecia (wzór 9), to współczynniki: $N_{hRA} = 3,6$ oraz $N_{hRB} = 4,6$, są wielokrotnie wyższe od $N_{hmaxA/B}$ i znacząco wyższe od N_{hT} charakteryzujących zlewnie o podobnej wielkości.

Obliczone wg wzoru (8) wartości rzeczywiste współczynników w odniesieniu do każdego roku – N_{hmaxi} ($N_{hmaxiA} 3,0 \div 3,8$; $N_{hmaxiB} 3,0 \div 4,7$), są również znacząco wyższe od wartości teoretycznych N_{hT} przyjmowanych do wymiarowania sieci kanalizacyjnych [11], które dla zlewni A powinny wynosić $N_{hT} = 2,4$, a dla zlewni B $N_{hT} = 2,66$.

Odnotowane rozbieżności między przepływami rzeczywistymi, a teoretycznymi podanymi w tabeli 1 wynikają z faktu, że przepływy rzeczywiste w obydwu obiektach obejmują ścieki bytowo gospodarcze, wody infiltracyjne oraz wody przypadkowe pojawiające się w sieci, pochodzące z opadów deszczu, natomiast wzory na przepływy teoretyczne w tych zlewniach

uwzględniają oprócz ścieków tylko wody infiltracyjne o niezmiennych wartościach. Proporcje między przepływem rzeczywistym, a teoretycznym w zlewniach wahały się dla Q_{dmax} na poziomie $1,62 \div 2,32$, a dla Q_{hmax} od $1 \div 1,3$.

W krótkim profilu czasowym wody przypadkowe wpływają na zwiększenie nierównomierności przepływu i wzrost wartości współczynników je charakteryzujących N_{di} i N_{hi} , są one ponad 1,5 – krotnie wyższe od wartości teoretycznych (tabela 2), czyli odzwierciedlają one rzeczywiste wahania przepływów ścieków, a nie tylko nierównomierności wynikające z rozbioru wody w tych zlewniach. Natomiast w profilu kilkuletnim nastąpiło spłaszczenie nierównomierności, widoczne zwłaszcza w pracy pompowni B, w której np. $Q_{hmaxR} \approx Q_{hmaxB}$, gdyż obydwie wielkości dotyczyły tego samego, najbardziej mokrego roku 2017 są one $\approx Q_{hmaxiB(2014)}$ z również mokrego roku 2014, ale 2-krotnie wyższe niż $Q_{hmaxiB(2015)}$ w suchym roku 2015.

Porównanie wahań przepływów rocznych dla obydwu obiektów, wyrażone współczynnikami nierównomierności rocznej N_R (wg wzoru 11), przedstawione w tabeli 2, wykazują niewielkie odchylenia przepływów Q_R w poszczególnych latach od wartości średniej rocznej Q_{srR} przepływu 4-lecia.

Celem sprawdzenia wpływu wód przypadkowych na przepływy w pompowniach A i B obliczono współczynniki korelacji przepływów miesięcznych (wykresy 6 i 7) oraz miesięcznej sumy opadu (wykres 8). Dla pompowni A współczynnik korelacji $r=0,49$ ($r^2=0,24$, $p=0,001$), dla pompowni B współczynnik korelacji $r=0,44$ ($r^2=0,20$, $p=0,002$). Poziom wartości współczynników statystycznych (r od 0,4 do 0,7 – zależność umiarkowana, $p<0,05$) pozwala na stwierdzenie, iż opad wpływa na przepływ w pompowniach A i B. Uzyskany niski poziom wartości współczynników korelacji związany jest ze specyfiką dostępnych danych pomiarowych. W opracowaniu wykorzystano dane miesięczne (a nie dzienne), z najbliższej stacji pomiarowej IMGW oddalonej od badanych obiektów o ok. 10 km, jednakże na potrzeby niniejszej analizy uznano je za akceptowalne.

Podsumowanie

Pompownie w sieciach kanalizacji sanitarnej są projektowane na ogół w odniesieniu do przepływów obliczonych dla cięższej do nich kanalizacji, a ta z kolei jest tradycyjnie projektowana dla

przepływów Q_{hmax} obliczanych w oparciu o charakterystykę zlewni (Q_i [$dm^3 M^{-1} d^{-1}$] i q_{iinf} [$dm^3 ha^{-1} d^{-1}$]). Niekorzystny wpływ wód przypadkowych na pracę całego ciągu transportu i oczyszczania ścieków, które choć teoretycznie nie powinny pojawiać się w sieciach sanitarnych, sygnalizuje już kilku autorów publikacji [12, 13, 14]. Wody przypadkowe powodują przeciążenia hydrauliczne sieci, pompowni, a także oczyszczalni ścieków [15]. W tej ostatniej wody przypadkowe powodują, nie tylko przeciążenie hydrauliczne ciągu oczyszczania ścieków, ale także obniżenie skuteczności biologicznego oczyszczania ścieków spowodowanego ich rozcieńczeniem, a w okresie roztopów także wychłodzeniem wpływającym na niższą sprawność usuwania związków biogenych [8, 11, 12, 13].

W celu lepszego zobrazowania wpływu wód przypadkowych na pracę systemu kanalizacji należałoby wraz z rejestracją przepływów ścieków, dokonywać precyzyjnej rejestracji opadów z urządzeń pomiarowych zlokalizowanych na terenie analizowanych zlewni. Pozwoliłoby to na opracowanie modeli predykcji występowania wód przypadkowych w sieci sanitarnej [15] i uzasadniało konieczność brania pod uwagę tych dopływów przy projektowaniu systemów kanalizacyjnych. W trakcie prowadzenia badań autorzy nie mieli możliwości ciągłego analizowania opadów w zlewniach pompowni, jednakże analiza danych uzyskanych z ciągłego monitorowania i zapisu przepływów w tych pompowniach pozwoliła na stwierdzenie, iż wody przypadkowe wyraźnie wpływają na ich pracę. Mimo, że analiza którą oparto na przepływach ścieków i opadów deszczu w profilu miesięcznym analizowanego 4-lecia, wykazała umiarkowaną zależność między opadem deszczu a przepływem ścieków, to wartości przepływów oraz współczynników nierówności dobowych i godzinowych charakteryzujących pracę pompowni, określone zarówno dla wielolecia jak też dla poszczególnych lat świadczą, że wody przypadkowe są czynnikiem istotnym dla kształtowania tychże wartości.

Wysoka suma opadów miesięcznych (z deszczu o niskim natężeniu), nie zawsze znajduje odzwierciedlenie we wzroście nierównomierności przepływów, natomiast chwilowy wysoki opad w danym dniu może znaleźć odzwierciedlenie w wysokich współczynnikach nierównomierności dobowej N_{di} i godzinowej N_{hi} , rozpatrywanych dla kolejnych lat, a także potwierdzenie w wysokich wartościach Q_{dmaxi} , 1,5 – do 1,9 – krotnie wyższych w latach

„mokrych” (2014, 2016, 2017), niż w roku „suchym” (2015), co jest zgodne z doniesieniami innych autorów [1]. Również w przekroju wieloletnim wartości współczynników nierównomierności dobowej N_{dA} i N_{dB} dla obydwu obiektów były znacząco, tj. 2,1÷2,3 krotnie większe od wartości sugerowanych w literaturze do projektowania sieci kanalizacyjnych [11].

W analizowanym fragmencie sieci kanalizacji sanitarnej pompownia A oraz pompownia B pracują w układzie szeregowym; w przekroju rocznym przepływy ścieków z obiektu A stanowi ok. 55÷66% przepływu zarejestrowanego w pompowni. Sumowanie natężenia przepływu ścieków z pompowni A i B powinno prowadzić do spłaszczenia nierównomierności przepływów w obiekcie B, a tym samym obniżenia wartości współczynników N_d . Efekt taki w układzie rzeczywistym nie został jednak odnotowany, wręcz odwrotnie – odnotowane wartości współczynników nierównomierności dobowej w profilu rocznym i wielolecia są w obiekcie B znacznie wyższe, niż w obiekcie A ($N_{dB} = 4,1$ $N_{dA} = 3,2$), co można wytłumaczyć innym rodzajem zabudowy zlewni B niż A, ale także przedostawaniem się wód przypadkowych do sieci kanalizacyjnej. Charakterystycznym, do wykazania niekorzystnego wpływu wód przypadkowych był rok 2017, o największej sumarycznej wysokości opadów. W sezonie wiosennym ww. roku wystąpił największy przepływ dobowy Q_{dmax} i godzinowy Q_{hmax} ścieków w pompowniach. Jednak duży napływ wód przypadkowych przez całą dobę spowodował, że przepływy godzinowe w tej dobie miały wartości porównywalne z Q_{hmax} , co również spowodowało, że $Q_{hst(dmax)}$ było tylko 1,14 razy niższe od Q_{hmax} , a N_h z wielolecia okazał się dużo niższy, niż zalecany do obliczania przepływu N_{hT} w zlewniach o podobnej wielkości. Odnoszone do kolejnych lat współczynniki N_{hmax} były znacznie wyższe, zarówno od N_h jak też od N_{hT} . Z tego powodu sprawdzono również kształtowanie się wartości współczynników nierów-

nomierności godzinowej N_{hR} obliczanych wg innej definicji [5], odniesione do Q_{dhsr} z wielolecia, które okazały się 3÷4 krotnie wyższe zarówno od $N_{hA} = N_{hB}$, jak też 1,5÷1,7 krotnie wyższe od wartości teoretycznych N_{hT} przyjmowanych w zlewniach podobnej wielkości jak zlewnie pompowni A i B. Może to sugerować, iż w przypadku gdy mamy do czynienia z nadmiernym wpływem wód przypadkowych (z opadów w zlewni), na wartości przepływów ścieków Q_{hmax} i $Q_{hst(dmax)}$ korzystne dla wymiarowania pompowni będzie definiowanie N_h wg wzoru (9) [5].

Warto także podkreślić występowanie w latach „mokrych”, przepływów godzinowych o wartościach zbliżonych, a nawet przewyższających (w roku 2014) maksymalne przepustowości obydwu pompowni, co niewątpliwie stanowi nadmierne obciążenie hydrauliczne pompowni i może wpływać niekorzystnie na ich eksploatację.

Proporcje między przepływami rzeczywistymi, a teoretycznymi obliczonymi dla współczynników N_{dT} , N_{hT} , wahały się dla Q_{dmax} od 1,62 do 2,32, a dla Q_{hmax} od 1 do 1,3, co także świadczy o przedostawianiu się wód przypadkowych do sieci w obydwu zlewniach, ponieważ obliczenia przepływów teoretycznych nie uwzględniają dopływu wód przypadkowych, a jedynie dopływ wód infiltracyjnych (jako wartość stałą).

W celu ograniczenia lub wyeliminowania dopływu wód obcych do kanalizacji sanitarnej należałoby zintensyfikować proces wykrywania i eliminowania nielegalnych podłączeń do sieci sanitarnej ścieków z powierzchni uszczelnionych i drenaży [13]. Należy także prowadzić aktywną politykę monitorowania stanu technicznego kanałów oraz eliminacji dopływu wód infiltracyjnych przez zastosowanie lepszych materiałów i większej staranności przy budowie kanalizacji.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bogusławski B., Sobczak P., Głowacka A., Badanie dopływu wód przypadkowych do kanalizacji sanitarnej przez właz studzienki kanalizacyjnej, Instal 5, 2021, 41 – 43 DOI:10.36119/15.2021.5.5
- [2] Kalenik M., Zaopatrzenie w wodę i odprowadzanie ścieków, SGGW, Warszawa 2015
- [3] Błaszyk W., Stamatello H., Błaszczyk P., Kanalizacja. Sieci i pompownie. Tom 1, Arkady, Warszawa 1983
- [4] Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w M.ST. Warszawie Spółka Akcyjna: Wytyczne do opracowywania dokumentacji technicznych oraz budowy przewodów i przyłączy wodociągowych i kanalizacyjnych oraz przepompowni kanalizacyjnych, Warszawa, 2015
- [5] Heidrich Z., Przydomowe oczyszczalnie ścieków. Poradnik, Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa 1998
- [6] Łomotowski J., Szpindor A., Nowoczesne systemy oczyszczania ścieków, Arkady, Warszawa 1999
- [7] Roman M., Wodociągi i kanalizacja. Poradnik, Arkady, Warszawa 1991
- [8] Kaczor G., Bergel T., Kudlik K., Wpływ wód przypadkowych na funkcjonowanie przepompowni ścieków w kanalizacji sanitarnej, Instal, 7/8 2022, 49-53; DOI 10.36119/15.2022.7-8.6
- [9] Serwis internetowy dane.imgw.pl na dzień 15 09 2022, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy, 2022
- [10] Brown, L.C., Berthouex P.M., Statistics for Environmental Engineers, Second Edition, Taylor Francis, 2002 <https://doi.org/10.1201/9780367802691>
- [11] Heidrich Z., Witkowski A., Urządzenia do oczyszczania ścieków. Projektowanie. Przykłady obliczeń, Seidel – Przywecki, Warszawa 2010
- [12] Bugajski P., Chmielowski K., Wąsik E., Wpływ opadów atmosferycznych na temperaturę oraz objętość ścieków w małym systemie kanalizacyjnym, Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich, IV 1 2015, Polska Akademia Nauk, Kraków, 1057 – 1066
- [13] Kaczor G., Wpływ wiosennych roztopów śniegu na dopływ wód przypadkowych do oczyszczalni ścieków bytowych, Acta Scientiarum Polonorum, 10 (2) 2011, 27 – 34
- [14] Weiss G., Brombach H., Haller B., Infiltration and inflow in combined sewer systems: long-term analysis, Water Sci Technol, 45(7) 2002; 11 – 9 doi:10.2166/wst.2002.0112
- [15] Kozłowski E., Kowalski D., Kowalska B., Mazurkiewicz D., Method for assessing the impact of rainfall depth on the stormwater volume in a sanitary sewage network. Archiv. Civ.Mech.Eng 22, 8 2022 <https://doi.org/10.1007/s43452-021-00329-w>

- [1] Bogusławski B., Sobczak P., Głowacka A., Badanie dopływu wód przypadkowych do kanalizacji sanitarnej przez właz studzienki

