

ZESZYTY NAUKOWE
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

FOLIA SCIENTIARUM
UNIVERSITATIS TECHNICAЕ RESOVIENSIS

NR 283

BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt **59** (nr 2/2012/I)



WYDZIAŁ
BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

Redaktor naczelny
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

Rada Naukowa
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Številová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočak (Słowacja)
prof. Zinviy Blikharsky (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

Komitet Redakcyjny
redaktor naczelny
dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz
redaktorzy tematyczni
prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI
prof. dr hab. inż. Janusz RAK
redaktor statystyczny
dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz
sekretarz redakcji
mgr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK
członkowie
dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA
dr inż. Zdzisław PISAREK, dr inż. Lucjan ŚLĘCZKA

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną

Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów

Nakład 200 + 50 egz. Ark. wyd. 17,54. Ark. druk. 16,25. Papier offset. 70g B1.
Oddano do druku w marcu 2012 r. Wydrukowano w marcu 2012 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 12/12

SPIS TREŚCI

Lenka GAŇOVÁ, Martina ZELENÁKOVÁ: Flood risk and flood risk management – an overview	5
Vlasta ONDREJKA HARBULÁKOVÁ, Adriana EŠTOKOVÁ, Nadežda ŠTEVULOVÁ, Katarina FORAIOVÁ: Study of concrete changes characteristics after biocorrosion processes affected by wastewater.....	13
Bartosz KAŹMIERCZAK, Andrzej KOTOWSKI: Weryfikacja metod wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej	23
Ewelina KILIAN: Eksploatacja reduktorów ciśnienia – na podstawie doświadczeń BPK Sp. z o.o.	41
Barbara KLISZCZEWICZ: Numeryczne modelowanie 3D współpracy rurociągów z gruntem	55
Sabina KORDANA, Daniel SŁYŚ: Możliwości wykorzystania ciepła odpadowego w systemach kanalizacyjnych.....	67
Sabina KORDANA, Daniel SŁYŚ: Ocena efektywności zastosowania systemu odzysku ciepła ze ścieków w budynku jednorodzinny	79
Kamil POCHWAT, Józef DZIOPAK: Analiza hydrauliczna funkcjonowania zbiornika retencyjnego z systemem grawitacyjnego płukania	91
Kamil POCHWAT, Jacek OPALIŃSKI, Józef DZIOPAK: Analiza hydrauliczna zwiększenia przepustowości przejścia syfonowego	109
Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: Analiza stosowanych klasyfikacji stanu technicznego sieci kanalizacyjnych	127

Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: Prognoza stanu technicznego infrastruktury kanalizacyjnej na bazie modelu Markov'a.....	145
Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: Statystyczno-stochastyczny model prognozowania stanu technicznego sieci kanalizacyjnych.....	155
Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: System klasyfikacji stanu technicznego sieci kanalizacyjnej na podstawie Pforzheimer Modell.....	173
Stanisław J. RYSZ: The potential of local initiatives on example of flood warning system in south-east Poland.....	191
Marcin SKOTNICKI, Marek SOWIŃSKI: Wykorzystanie opadów syntetycznych w modelowaniu odpływu ze zlewni miejskich	201
Agnieszka STEC, Józef DZIOPAK: Model hydrauliczny zbiornika rurowego. Cz. I. Fazy napełniania	219
Agnieszka STEC, Józef DZIOPAK: Model hydrauliczny zbiornika rurowego. Cz. II. Fazy opróżniania.....	231
Marek ZAWILSKI: Analiza obciążenia hydraulicznego systemu kanalizacyjnego w skali dużej zlewni miejskiej	237
Martina ZELENÁKOVÁ, Gabriela REJDOVJANOVÁ: Stormwater management – a basic concepts	249

Lenka GAŇOVÁ
Martina ZELENÁKOVÁ
Institute of Environmental Engineering, Faculty of Civil Engineering
Technical University of Košice

FLOOD RISK AND FLOOD RISK MANAGEMENT – AN OVERVIEW

Questions of how to handle flood risk are as old as many human settlements themselves. Risk management has been established as a well defined procedure for handling risks due to natural, environmental or man made hazards, of which flood are representative. In certain European river basins, transboundary water resources management has flood risk management a long history (e.g., the Rhine, the Danube and the Iberian river basins). However, transboundary cooperation is not simple and requires concerted efforts from riparian countries. Transboundary flood management is a long process and typically undergoes different stages. The aim of this paper is describe flood risk, basic methodology for flood risk assessment and flood risk management.

1. Introduction

Flooding is the most common of all environmental hazards. The assets at risk from flooding can be enormous and include private housing, transport and public service infrastructure, commercial and industrial enterprises, and agricultural land. In addition to economic and social damage, floods can have severe consequences, where cultural sites of significant archaeological value are inundated or where protected wetland areas are destroyed. Regarding floods in Europe, two trends point to an increased flood risk and to greater economic damage from floods. First, the scale and frequency of floods are likely to increase in the future as a result of climate change, inappropriate river management and infrastructure development in flood risk areas. Second, an increase in vulnerability has been noted due to the number of people and economic assets located in flood risk zones. Therefore the coming decades are likely to see a higher flood risk in Europe and greater economic damage [1].

On 16th of November 2007 the European Commission adopted a Directive on the assessment and management of flood risks (EU Floods directive 2007/60/ES). It was developed to establish a framework for assessment and management of flood risks, with the aim of reducing adverse consequences for

human health, the environment, cultural heritage and economic activity associated with floods in the European union (EU).

The directive requires EU member states:

- (a) to assess whether watercourses and coastlines are at risk from flooding by 2011;
- (b) to map the flood extent, the assets and the populations at risk in these areas by 2013; and
- (c) to take adequate and coordinated measures to reduce the flood risk - to establish flood risk management plans focused on prevention, protection and preparedness by 2015.

The directive is to be implemented in coordination with the EU Water framework directive [2], notably by coordinating flood risk management plans and river basin management plans, but also by coordinating the public participation procedures for preparation of these plans. All assessments, maps and plans prepared are to be made available to the public. Member States must furthermore coordinate their flood risk management practices in transboundary river basins, including with third countries, and should not undertake measures that would “significantly increase flood risks” in neighbouring countries, unless these measures have been coordinated and an agreed solution has been found. Member states should in take into consideration long-term developments, including climate change, as well as the sustainable land use practices in the flood risk management cycle addressed in the directive [3].

2. Defining terms and concepts

Flood risk management can be roughly divided into two parts: flood risk analysis & assessment on the one hand and risk mitigation on the other. For both parts, risk assessment and the evaluation of risk mitigation measures, it is required to quantify flood risk as exactly as possible [4].

In order to fully understand flood risks it is crucial to be familiar with the different components that construct risks. Flood risk involves both the statistical probability of an event occurring and the scale of the potential consequences. All development of land within the floodplain of a watercourse is at some risk of flooding, however, small. The degree of flood risk is calculated from historical data and expressed in terms of the expected frequency 10 year, 50 year or 100 year flood. Flood risk is a function and a product of hazard and vulnerability, that is:

$$\text{Risk} = \text{Hazard} \times \text{Vulnerability}$$

A real flood risk level requires a certain level of hazard, and for the same location, a certain level of vulnerability. A situation of risk is due to the incompatibility between hazard and vulnerability levels on the same land plot [5].

Hazard is the probability that in a given period in a given area, an extreme potentially damaging natural phenomena occurs that induce air, earth

movements, which affect a given zone. The magnitude of the phenomenon, the probability of its occurrence and the extent of its impact can vary and, in some cases, be determined.

Vulnerability of any physical, structural or socio-economic element to a natural hazard is its probability of being damaged, destroyed or lost. Vulnerability is not static but must be considered as a dynamic process, integrating changes and developments that alter and affect the probability of loss and damage of all exposed elements.

Risk can be related directly to the concept of disaster, given that it includes the total losses and damages that can be suffered after a natural hazard: death and injured people, damage to property and interruption of activities. Risk implies a future potential condition, a function of the magnitude of the natural hazard and of the vulnerability of all the exposed elements in a determined moment [5, 6]. According the directive 2007/60/ES [3] is flood risk defined as “a combination of probability of a flood event and of the potential adverse consequences for human health, environment, cultural heritage and economic activity associated with a flood event”.

3. A methodology for flood risk assessment

The risk assessment process provides a way to develop, organize and present scientific information so that it is relevant to environmental decisions. The aims of assessment are to introduce a sound science-based assessment method to people working in river basins; and to point out how using the methodology makes environmental assessment data more useful to managers [7]. General methodological framework for flood risk assessment is given by the following figure 1:

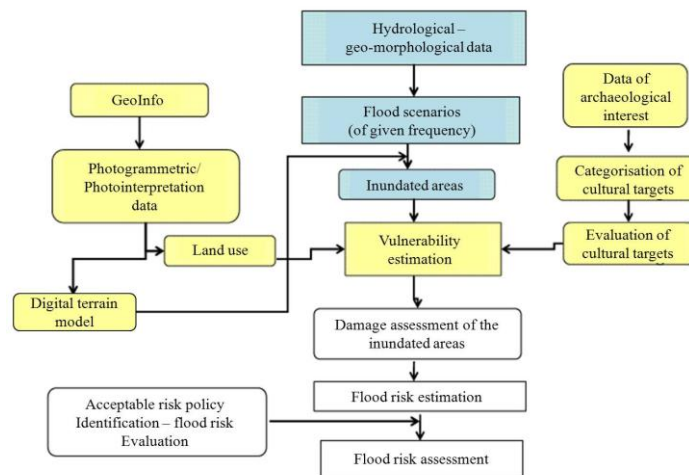


Fig. 1 Methodological framework for flood risk assessment [1]

The procedure for the assessment of flood risk is developed by allocating the workload into three categories of steps that can be initiated independently and represented with different colour. The first category (coloured yellow) refers to the task of collection and processing the necessary data in order to determine the boundaries of the system under risk (in this case particular cultural sites) and subsequently to identify the socio - economic conditions of the surrounding areas (for instance to determine the local land use establishment). The second category involves (coloured blue) the development of hazard scenarios, the estimation of their probability of occurrence. At each scenario the production of the respective floodplain mapping delineation is given in ArcGIS environment so as to identify the flood prone areas and therefore the cultural sites that are under the inundation threat. The third category in the workflow depends on the results of the two previous ones and so it is always performed last. It assesses the expected damage of the affected system and consequently it estimates the annualised flood risk in monetary units, if possible [1].

4. Flood risk management

Rivers are dynamic systems and society is changing all the time. Integrated flood risk management is hence a cyclic management process (see figure 2). The flood risk management cycle is described in the Directive on the assessment and management of flood risks [3]. This cyclic process encompasses the following steps [3, 8]:

Prevention - flood prevention measures are as follows:

- engineering, bioengineering and administrative (focused on removal and elimination of causes of floods) – these generally fall under responsibility of land owners, administrators and local municipalities;
- management and control activities / measures - these measures and above mentioned measures fall under responsibility of state flood protection administration where local municipalities play a certain role, due to transfer of state administration from a central to local level.

Protection - these measures are focused on decrease of floods probability and/or their consequences on a certain area through landscape management, applied in case of a flood event (it means management of flood and its consequences). In Slovakia, Slovak water management enterprise through its branches (i.e. river basin authorities) is managing existing flood defense infrastructure.

Preparedness - in case of flood events, informing public on floods risks and measures that have to be taken during floods.

Rescue action - coordination of rescue activities in river basins and human settlements during flood events.

Restoration and exchange of experiences - goal of this phase is to return an area, damaged by flood, into normal conditions as soon as possible and thus to reduce social and economic consequences on general public.

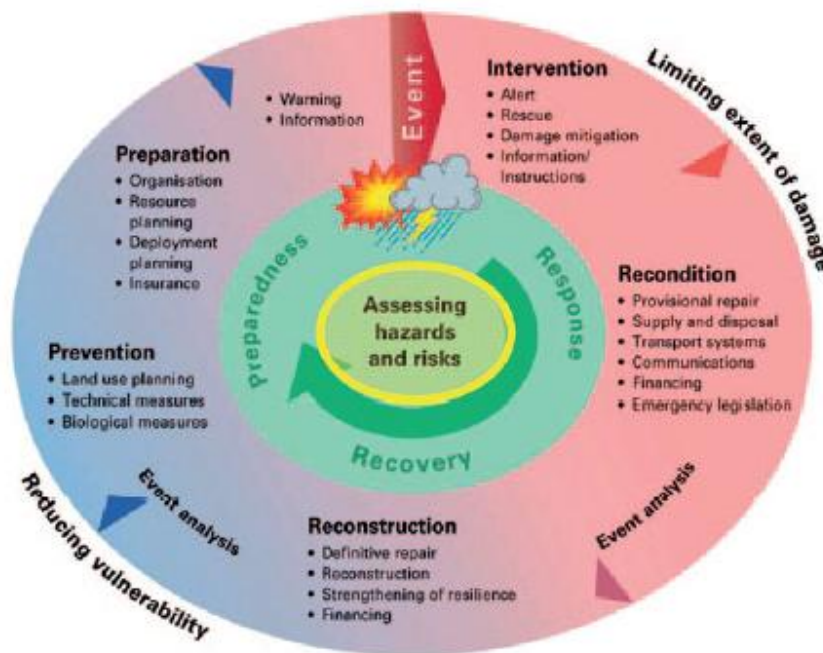


Fig. 2 The cycle of integrated risk management [8]

Integrated flood risk management requires adopting a river basin approach to planning that involves many disciplines and stakeholders in efforts to reduce flood vulnerability and risk and to preserve ecosystems. It also seeks to strengthen our adaptive capacity to climate variability and change. It is based on the following principles [8]:

- **River basin management.** Water management should be based on boundaries of the river basin, not on administrative areas or country borders, thus taking into account a river system as a whole, from source to mouth.
- **Solidarity.** Problems should not be shifted to neighbouring countries or regions. Negative effects between upstream and downstream areas should be prevented, and positive effects should be stimulated.
- **Sustainability.** Integrated water resources management aims at a combination of economic development, ecological protection and improvement of social welfare and justice. River basin management should start with a cohesive approach in which a broad spectrum of interests, disciplines and policy fields are involved. Different aspects, e.g. water quality, water quantity, groundwater use, land use, economy, ecology and the environment, need to be

balanced. In the context of flood management, the principles of sustainable development involve ensuring livelihood and security among different population groups as well as the viability of ecosystems and floodplain functions, including in the long term.

- Public participation. Active public involvement in the development and implementation of water management strategies and plans.

In the policy of Slovakia, some investment measures are in contradiction. On the one hand, it underlines importance of integrated river basin management and overall protection of landscape, but on the other hand, it proposes investment measures that as a partial solution can serve local needs, however, contribute to increased flood risk in river basins as a whole (e.g. stream regulation, restoration of pumping stations, etc). It is necessary to reassess implementation of these measures in the context of their overall impact on increase or respectively on decrease of river basins ability to retain water. Proposed measures are not solving elimination of floods causes [9].

5. Conclusion

The anticipated climate change may result in an increased occurrence of flood discharges. Basic approach to deal with flood protection must be based on respect to the natural character of these extreme phenomena and on the need to mitigate their impact. It is appropriate to prefer such targets and measures that are of multipurpose features and help to increase the retention capacity of landscape and to stabilize landscape water regime [10].

The Centre was supported by the Slovak Research and Development Agency under the contract No. SUSPP-0007-09.

References

- [1] Pistrika, A., Tsakiris, G.: Flood Risk Assessment: A Methodological Framework. Water Resources Management: New Approaches and Technologies. European Water Resources Association, Chania, Crete-Greece, 2007.
- [2] Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council establishing a framework for the Community action in the field of water policy
- [3] Directive 2007/60/EC of the European parliament and of the Council of 23 October 2007 on the assessment and management of flood risks.
- [4] Meyer, V. GIS - based Multicriteria Analysis as Decision Support in Flood Risk Management. FLOODsite. Project Report. Contract No: GOCE-CT-2004-505420. 2007.
- [5] Ologunorisa, T. E.: Abawua, M. J.: Flood Risk Assessment: A Review. J. Appl. Sci. Environ. Mgt. 2005. Vol. 9 (1) 57 – 63
- [6] Jonkman, S. N.: Loss of life estimation in flood risk assessment: theory and applications, PhD thesis, Delft University of Technology, 354 pp., 2007.
- [7] Zeleňáková, M.: Preliminary flood risk assessment in the Hornád watershed. In: River Basin Management 5: Fifth International conference on River Basin

Management including all aspects of Hydrology, Ecology, Environmental, Management, Flood plains and Wetlands, 2009, Ramla Bay Resort, Malta. Southampton: Wessex Institute of Technology. p. 15-24.

- [8] United Nations Economic Commission for Europe Convention on the Protection and Use of Transboundary Watercourses and International Lakes: Transboundary flood risk management. Experiences from the UNECE region. 2009.
- [9] Strategy of the association of towns and communities of Slovakia (ZMOS) on prevention and defense of towns and villages against floods. In: 17th plenary session of Association of Slovak Towns and Municipalities, Bratislava, April, 2007.
- [10] World meteorological organization/Global Water partnership, Associated programme on flood management.: Urban flood risk management – a tool for integrated flood management. March, 2008. http://www.apfm.info/pdf/ifm_tools/Tools_Urban_Flood_Risk_Management.pdf

FLOOD RISK AND FLOOD RISK MANAGEMENT: AN OVERVIEW

S u m m a r y

River floods are considered one of the most important natural disasters in Europe as well as worldwide. It has now been widely accepted that the frequency and magnitude of river floods may increase because of climate change. Nevertheless, it can be complex, targeted measures to reduce their range and at least partially reduce the adverse effects. Floods do not respect boundaries, by the national, regional or institutional. Therefore, trans-boundary flood risk management is imperative – it involves governments – as borders are involved – and their people – as risk is involved. However, it is not easy to implement: joint monitoring, forecasting and early warning, coordinated risk assessment and joint planning of measures, and appropriate legal and institutional frameworks are all necessary. To support the transition from traditional flood defence strategies to a flood risk management approach at the basin scale in Europe, the EU has adopted Directive (2007/60/ES). The paper deals with overview about flood risk, flood risk assessment and basic principles of flood risk management.

Vlasta ONDREJKA HARBULÁKOVÁ

Adriana EŠTOKOVÁ

Nadežda ŠTEVULOVÁ

Technical University of Kosice, Civil Engineering Faculty, Institute Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, Kosice, SLOVAKIA

Katarina FORAIOVÁ

Slovak Water Management Enterprise, s.c. headquarter Kosice, Komenskeho 50, Kosice, SLOVAKIA

STUDY OF CONCRETE CHANGES CHARACTERISTICS AFTER BIOCORROSION PROCESSES AFFECTED BY WASTEWATER

Numerous studies have addressed the problem of chloride ingress in concrete structures. However, in addition to sulphate penetration, biological processes can accelerate the deterioration process by modifying severely the structural durability and reliability. In this study, the degree of concrete biocorrosion caused by wastewater from combined sewage (domestic and storm water) was investigated by testing of compressive strength and weight changes. X-ray fluorescence spectrometry was used for determination of chemical composition of the concrete samples before and after the experiment.

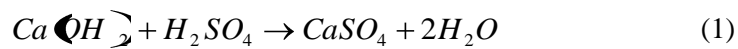
1. Introduction

Cementing materials were used widely in the ancient world. The Egyptian used calcined gypsum as cement. The Romans found that cement could be made with set under water and this was used for the construction of harbours. The cement was made by adding crushed volcanic ash to lime, and was later called a “pozzolanic” cement [1].

Deterioration of materials is a common process in structures located in aggressive environments and it is subject to, for instance, sulphate attack, chloride penetration and microorganisms’ activity. Numerous studies have addressed the problem of chloride ingress in concrete structures. However, in addition to sulphate penetration, biological processes can accelerate the deterioration process by modifying severely the structural durability and reliability. This aspect is particularly important in marine structures (e.g., ports and offshore platforms), wastewater treatment plants and sewage systems [1, 2].

The normal pH of wastewater in sewage is slightly acidic (pH 5-6). At these pHs, hydrogen sulphide H₂S is dominated sulphide species (pK_a=7.05).

Sulphuric acid has been identified as a corrosive agent not only in corroding sewers but also in wastewater treatment plants [3,4]. An attack by sulphuric acid however is a combined acid sulphate reaction with the hydrogen ion causing a dissolution effect, coupled with corrosive role played by the sulphate ion [5,6]. When sulphuric acid reacts with a cement matrix, the first step involves a reaction between the acid and the calcium hydroxide (Ca(OH)₂) forming calcium sulphate according to the following equation:



This is subsequently hydrated to form gypsum (CaSO₄·2H₂O), the appearance of which on the surface of concrete pipes takes the form of a white, mushy substance which has no cohesive properties and has, “the consistency of cottage cheese” [7]. In the continuing attack, the gypsum would react with the calcium aluminates hydrate (C₃A) to form ettringite, an expansive product.

Hydrogen sulphide formation is a microbial process taking place under anaerobic conditions. When dissolved oxygen and nitrate in wastewater of sewer systems are depleted, sulphate-reducing bacteria use sulphate as an acceptor in their use of wastewater organic matter (organic carbon) as substrate. This process results in the formation of hydrogen sulphide.

H₂S is poorly soluble in water and will diffuse into the headspace of the sewer based on Henry’s law. The H₂S is converted to HS⁻ or S²⁻ at these pHs, which pulls more H₂S into the condensate layer. In the presence of oxygen the sulphide species will react to form partially oxidized sulphur species such as thiosulphate, elementary sulphur and polysulphate species. These reactions will provide additional driving forces to pull more H₂S into the condensate layer.

Our previous work was aimed at study of the biocorrosion degree of concrete samples exposed to the model conditions [8, 9].

In this paper, the weight changes and compressive strength of concrete material exposed to the real wastewater from gravitational combined sewage system were studied. Changes in chemical composition after the exposition of concrete samples to aggressive environment were also investigated.

2. Material and methods

The concrete samples used for the experiments were prepared in accordance with Slovak standard STN EN 206-1 – C35/45 using cement CEM I 42.5 R. The concrete samples were prepared considering the exposure classes (XC2 and XF3) in accordance with standard mentioned above. For concrete preparation plasticizer Murasan BWA 14 were used.

12 concrete samples of sizes 150x150x150 mm prepared for the experiment were divided into 4 sets; each containing of 3 concrete samples

(Fig. 1). Set 1 was intended as reference set without exposure to wastewater. Concrete samples of sets 2 – 4 were placed into the sewer wastewater for 6, 12 and 18 month, respectively (Table 1). The strength parameters and weight changes were evaluated as an average value from 3 concrete samples.

Table 1. Characterisation of studied samples

Set of samples No.	Time of exposition [months]
S1	0
S2	6
S3	12
S4	18

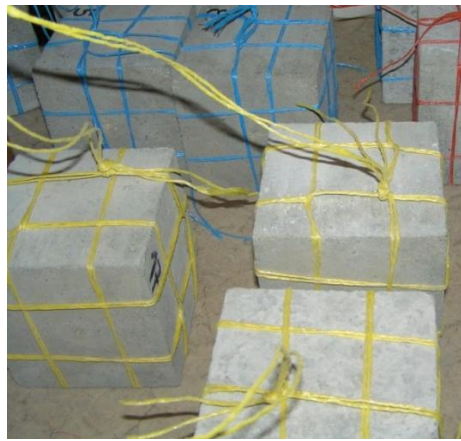


Fig. 1. Concrete samples prepared for the sewer system experiment

Table 2. Chemical analysis of wastewater from combined sewage system

Parameter	
pH	7.42
Soluble substances	418.00 mg/l
Insoluble substances	23.00 mg/l
Total amount of Phosphorus	1.01 mg/l
Total amount of Nitrogen	8.96 mg/l
Ammonia Nitrogen	8.55 mg/l
Biological Oxygen Demand BOD ₅	17.68 mg/l
Chemical Oxygen Demand COD (using Cr ₂ O ₇ ²⁻)	45.93 mg/l

The parameters of wastewater (Table 2) from gravitational combined sewage (domestic and storm water) were tested in Laboratories of Wastewater in Koksov Baksa, Slovak Water Management Enterprise, s.c. headquarter Kosice.

The weight changes were determined by gravimetric method using laboratory balance. Samples were weighed before the experiment started. After the end of the period of placement, specimens were cleaned of wastewater sediment and consequently dried to the constant weight. After these procedures, the weights of concrete samples were again measured.

Compressive strength value of reference samples were measured at the concrete cubes (150 mm x 150 mm x 150 mm) after 28 days of hardening; other samples were tested after taken out the sewerage (using an ELE ADR 2000 equipment). All samples were evaluated according to the STN EN 206.



Fig. 2. Concrete samples after compressive strength testing

X-ray fluorescence method was used for investigation of the chemical composition of the concrete samples before and after the experiment. The concrete samples were pulverized by using planetary ball miller SFM (MTI corp., USA) and prepared as pressed tablets of 32 mm diameter by mixing of 5 g of concrete powder and 1 g of special material and follows by pressing at pressure of $0.1\text{MPa}\cdot\text{m}^2$. The tablets were measured using SPECTRO iQ II (Ametek, Germany) with silicon drift detector SDD with resolution of 145 eV at 10 000 pulses. The primary beam was polarized by Bragg crystal and Highly Ordered Pyrolytic Graphite - HOPG target. The samples were measured during 300 s at voltage of 25 kV and 50 kV respectively, at current of 0.5 and 1.0 mA under helium atmosphere by using the standardized method of fundamental parameters for cement pellets.

3. Results and discussion

The results of the weight changes measurements after 6, 12 and 18 months of sewage wastewater exposition are presented in Table 3.

Table 3. Weight changes of concrete samples

Set of samples No.	Weight before the experiment [kg]	Weight after the experiment [kg]	Weight changes	
			[kg]	[%]
S1	7.80	7.80	0.00	0.00
S2	7.75	7.89	↑ 0.14	↑ 1.81
S3	7.70	7.65	↓ 0.05	↓ 0.65
S4	7.65	7.52	↓ 0.13	↓ 1.70

Considering the first set of samples S1 was not be exposed to wastewater no weight changes were observed. The increase of weight by 1.81 % was determined in case of S2 samples immersed into the wastewater for 6 months. That may be caused by precipitation of new crystal products on the samples surface and start of forming the new products in the concrete matrix. In the samples exposed to the aggressive environment for longer time, the process of compounds leaching from cement matrix likely override up the process of surface precipitation and thus the weight loss starts. The average weight of sample set S3, exposed for 12 month, decreased slightly by 0.65 % (Table 3). In case of sample set S4 (exposed for 18 month), much higher decrease of concrete samples weight was observed when comparing to the S3 (1.7 %).

The results of the concrete cubes compressive strength measurements are illustrated in Figure 3.

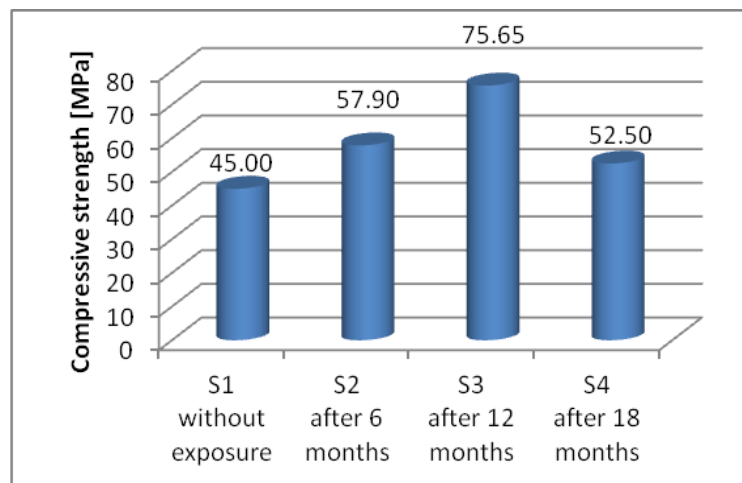


Fig. 3. Compressive strength of concrete samples

Obviously, the compressive strength increase of concrete samples was observed for all samples exposed to the wastewater comparing to the initial

compressive strength value of reference set S1. This is probably caused by continual hydration processes which took place in the concrete matrix. Significant increase of compressive strength was measured for sample set S3; it is equal to more than 68 % (Table 4).

Table 4. Changes in compressive strength compared to the initial value of reference samples

Set of samples No.	Compressive strength changes
	[%]
S1	0.00
S2	↑ 28.67
S3	↑ 68.11
S4	↑ 16.66

Concrete samples were prepared from high – performance concrete that is likely why the compressive strength showed the enormous increase (75.65 MPa). After the value of the compressive strength reached the critical point the concrete led to disintegration. 18 month exposition in wastewater seems to be enough for the concrete deterioration process starting resulted in compressive strength decrease by 30.60 % when compared to the 12 months exposition.

The content of the basic components of selected concrete samples was determined by using X-ray fluorescence analysis (XRF). The comparison of the chemical composition of samples before the experiment (reference sample No. 1) and after the experiment (sample No. 2 – after 6 months, sample No. 3 - after 12 months and sample No. 4 – after 18 months) is illustrated (because of scale in two separated figures) in Figures 4 and 5.

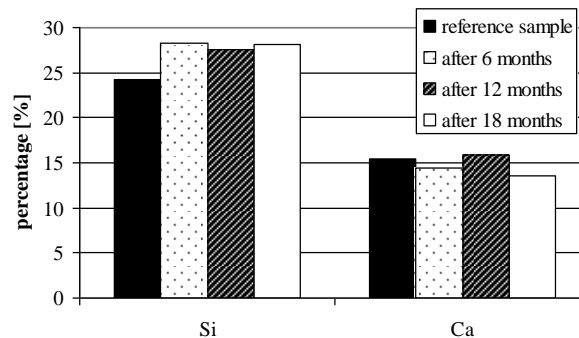


Fig. 4. Content of silicon and calcium in concrete samples before (reference sample – black) and after the experiment of biocorrosion (after 6, 12 and 18 months)

As it shown in Figure 4, the percentage content of Ca decreased for both samples exposed for 6 and 18 months; while increased for the sample exposed for 12 months in comparison to the reference sample. The course of Si showed the increase of compound in the concrete matrix for all samples after 6, 12 and 18 months exposition to aggressive environment.

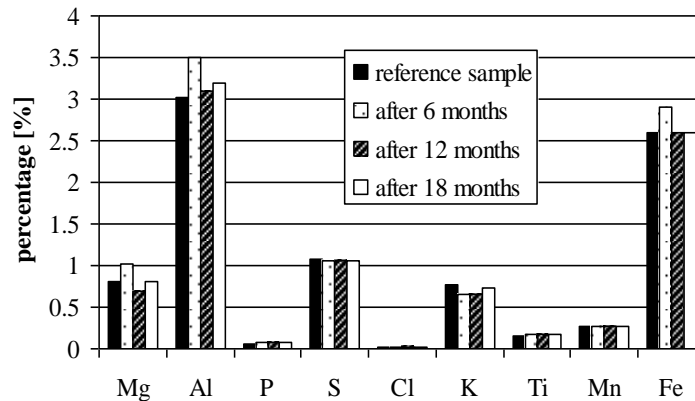


Fig. 5. Elementary composition of concrete sample before (reference sample – black) and after the experiment of biocorrosion (after 6, 12 and 18 months)

The percentage content (after 6 months) of Fe, Al and Mg has been a little increased compared to the reference sample and the similar trend was visible (after 18 months) only for Al. After 12 months exposition, the concentration of magnesium has been decreased; in case of aluminium the increase was observed and in case of iron the concentration was measured the same. In case of the other chemical components, the values remained almost the same or only very small changes were determined.

Summarising the results of the XRF chemical analyses, the deterioration process of concrete samples was not confirmed by the significant decreases of basic cement components (except for calcium). On the contrary, our previous works at laboratory conditions showed significantly the basic cement components leaching the into the water environment. The further investigation will be aimed at the detailed study of chemical composition of concrete surface.

4. Conclusion

Compressive strength increase of concrete samples was observed for all samples exposed to the wastewater from combined sewage system comparing to the initial compressive strength value of reference set S1.

Results of the XRF analyses shown that deterioration process of wastewater was not by decreases of basic cement components (except for calcium) confirmed. On the other hand our previous works [8, 9] at laboratory conditions showed significantly the basic cement components leaching the into

the water environment. The further investigation will be aimed at the detailed study of chemical composition of concrete surface.

Acknowledgement

The research has been carried out within the Grant No. 2/0166/11 of the Slovak Grant Agency for Science and the Centre was supported by the Slovak Research and Development Agency under the contract No. SUSPP-0007-09.

References

- [1] Morton R.L., Yanko W.A, Grahom D.W., Arnold R.G.: Relationship between metal concentrations and crown corrosion in Los Angeles County sewers, Res. J Water Pollution Contr. Federation, vol. 63, no. 5, pp. 789-798, 1991.
- [2] Cho K., Mori T.: A newly isolated fungus participates in the corrosion of concrete sewer pipes, Water Sci Technol., vol.35, pp. 263–271, 1995.
- [3] Idriss A.F., Negi S.C., Jofriet J.C., Hayward G.L.: Corrosion of steel reinforcement in mortar specimens exposed to hydrogen sulfide, Part 1: Impressed voltage and electrochemical potential tests. J Agr Eng Res., vol. 79(3): pp. 223-230, 2001.
- [4] Vincke E., Verstichel S, Monteny J, Verstraete W.: A new test procedure for biogenic sulfuric acid corrosion of concrete. Biodegradation; vol. 10(6): pp.421-428, 1999.
- [5] Attiogbe E.K., Rizkalla S.H.: Response of concrete to sulphuric acid attack. ACI Mater J., vol., 84(6), pp. 481–488, 1988.
- [6] Skalny J, Marchand J, Odler I.: Sulfate attack on concrete. London, Spon Press, 2002.
- [7] Davis J.L., Nica D., Shields K., Roberts D.J.: Analysis of concrete from corroded sewer pipe. Int. Biodeter. Biodegr.; vol. 42(1), pp.75-84, 1998.
- [8] Ondrejka Harbulakova V., Luptakova A., Stevilova N., Repka M.: Comparative study of acid corrosion and leaching proceeded in model conditions., In: Current Issues of Civil and Environmental Engineering in Košice, Lviv and Rzeszów : 13th International Scientific Conference, Herľany-Košice: TU, pp. 1-7, 2011.
- [9] Estokova A., Ondrejka Harbuláková V., Luptakova A., Prascakova M., Stevilová N.: The study of Resistance of Cement Composites against Microbial Attack In: Journal of Civil Engineering and Architecture. vol. 5, no. 6, pp. 555-561, 2011.

STUDY OF CONCRETE CHANGES CHARACTERISTICS AFTER BIOCORROSION PROCESSES AFFECTED BY WASTEWATER

Summary

Numerous studies have addressed the problem of chloride ingress in concrete structures. However, in addition to sulphate penetration, biological processes can accelerate the deterioration process by modifying severely the structural durability and reliability. The strength parameters and weight changes were evaluated as an average value from 3 concrete samples. Compressive

strength value of reference samples were measured at the concrete cubes (150 mm x 150 mm x 150 mm) after 28 days of hardening; other samples were tested after taken out the sewerage (same cubes 150 mm x 150 mm x 150 mm) and were evaluated according to the STN EN 206. X-ray fluorescence method was used for investigation of the chemical composition of the concrete samples before and after the experiment. Compressive strength increase of concrete samples was observed for all samples exposed to the wastewater from combined gravitational sewage system comparing to the initial compressive strength value of reference set. The percentage content (after 6 months) of Fe, Al and Mg has been a little increased compared to the reference sample and the similar trend was visible (after 18 months) only for Aluminium. In case of the other chemical components, the values remained almost the same or only very small changes were determined.

Bartosz KAŻMIERCZAK
Andrzej KOTOWSKI
Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska
Politechnika Wroclawska

WERYFIKACJA METOD WYMIAROWANIA KANALIZACJI OGÓLNOŚPŁAWNEJ

W pracy dokonano weryfikacji przydatności do projektowania kanalizacji ogólnospławnej wybranych metod czasu przepływu, na przykładzie modelowej zlewni miejskiej o powierzchni 100 ha w terenie płaskim. Zwymiarowano sieć kanalizacji ogólnospławnej dwoma metodami, tj.: MGN z wzorem Błaszczyka oraz MWO z modelem opadów dla Wrocławia, a następnie sprawdzono działanie sieci ze względu na napięcia do powierzchni terenu i wylania, przy wykorzystaniu modelu hydrodynamicznego SWMM 5.0. Jako obciążenie zlewni zastosowano opad modelowy Eulera typ II w warunkach wrocławskich. Wykazano, że bezpieczną metodą czasu przepływu wymiarowania kanalizacji deszczowej jest MWO, przy kryterium braku napiężeń i wylewów z kanałów.

1. Wprowadzenie

Nasilające się w ostatnich latach ekstremalne zjawiska przyrodnicze, takie jak gwałtowne bądź długotrwałe opady i związane z nimi powodzie czy wylewy z kanalizacji powodują znaczne straty gospodarcze. Zmusza to nas powinno do ciągłego doskonalenia zasad wymiarowania systemów kanalizacyjnych. Współczesne metody badawcze stosowane w hydrologii miejskiej, w tym monitoring opadów, w powiązaniu z wiedzą z zakresu statystyki, rachunku prawdopodobieństwa i modelowania matematycznego, stają się obecnie niezbędnymi narzędziami w praktyce inżynierskiej.

Bezpieczne projektowanie i wymiarowanie systemów kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej ma na celu zapewnienie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu, który definiuje się jako przystosowanie systemów do przyjęcia maksymalnych (prognozowanych) strumieni wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej (akceptowalnej społecznie) częstości wystąpienia wylania na powierzchnię terenu. Dlatego tak ważne stają się obecnie systematyczne badania opadów i określenie statystycznej częstości występowania ich maksymalnych wysokości [12, 13].

Norma PN-EN 752:2008 [16] ogranicza częstość wylewów z kanalizacji do rzadkich powtarzalności ich występowania: raz na 10 lat - w przypadku tere-

nów pozamiejskich, oraz raz na 20, 30 lub 50 lat dla terenów miejskich - odpowiednio do rodzaju zagospodarowania przestrzennego (tab. 1).

Tabela 1. Zalecane częstości projektowe deszczu obliczeniowego i dopuszczalne częstości wystąpienia wylania wg PN-EN 752:2008 [16]

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na C lat]	Kategoria standardu odwodnienia terenu	Częstość wystąpienia wylania [1 raz na C lat]
1 na 1	I. Tereny pozamiejskie (wiejskie)	1 na 10
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	1 na 20
1 na 5	III. Centra miast, tereny usług i przemysłu	1 na 30
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 50

Jak wynika z tabeli 1, o wymaganym standardzie odwodnienia terenu decyduje rodzaj zagospodarowania bądź obecność obiektów specjalnych infrastruktury podziemnej. Tym samym wyróżniono cztery kategorie standardu odwodnienia terenu, różniące się istotnie dopuszczalną częstością wystąpienia wylania. Podobną kategoryzację (I-IV) przyjęto już w Polsce w latach osiemdziesiątych w odniesieniu do obszarów aglomeracji miejsko-przemysłowych [3] – w zależności od zagospodarowania i spadków terenu, rozróżniając przy tym jeszcze rodzaj systemu kanalizacyjnego (tab. 2). Dopuszcza się tu znacznie częstsze wylania, niż przedstawione w tabeli 1. Zalecenia europejskie są więc bardziej rygorystyczne i spotkały się z krytyką jako nierealistyczne [22], bądź też jako niemożliwe do weryfikacji na etapie projektowania nowych sieci [19].

Cytowana norma PN-EN 752 zaleca do projektowania systemów kanalizacyjnych częstości deszczu obliczeniowego: raz na rok dla terenów pozamiejskich oraz raz na 2, 5 lub 10 lat dla terenów miejskich, przy czym nie mogą występować tutaj żadne przeciążenia w działaniu systemów grawitacyjnych (praca pod ciśnieniem). Wynika stąd m.in. konieczność dobierania kanałów na niecałkowite wypełnienie, tj. z rezerwą przepustowości na wypadek rzadziej pojawiających się deszczy [9].

W projektowaniu wymiarów kanałów deszczowych bądź ogólnospławnych w Niemczech, zaleca się dobierać następny większy przekrój, jeżeli wyznaczony strumień miarodajny (Q_m) przekracza 90% przepustowości całkowitej (Q) danego przekroju, obliczanej wg metody opartej na wzorze Prandtla-Colebrooka (w Polsce nazywanego wzorem Colebrooka-White'a) [2]. Odpowiada to zasadzie wymiarowania takich kanałów na względne wypełnienia:

- $h/D \leq 0,75$ - w wypadku kanałów o przekroju kołowym, bądź
- $h/H \leq 0,79$ - w wypadku kanałów jajowych, czy też
- $h/H \leq 0,72$ - w wypadku kanałów dzwonowych.

Tabela 2. Dopuszczalne prawdopodobieństwa wystąpienia (i częstości) zalewów terenu do wymiarowania kanałów deszczowych i ogólnospławnych w Polsce [3]

Kategoria standardu odwodnienia terenu	Rodzaj ukształtowania i zagospodarowania terenu (w standardach odwodnienia: I, II, III i IV kategorii)	Prawdopodobieństwo p [%] (częstość C [lata])	
		Kanalizacja deszczowe	Kanalizacja ogólnospławna
I	Wszystkie rodzaje zagospodarowania z wyjątkiem dzielnic śródmiejskich, centrów miast oraz ulic klasy E i P – teren płaski	100 (1)	50 (2)
II	Wszystkie rodzaje zagospodarowania jw., teren o spadkach 2-4%; Dzielnice śródmiejskie i centra miast oraz ulice klasy E i P na terenach płaskich	50 (2)	20 (5)
III	Wszystkie rodzaje zagospodarowania jak w 1, lecz w szczególnie niekorzystnych warunkach ze względu na odwodnienie (niecki terenowe); Dzielnice śródmiejskie i centra miast oraz klasy E i P na terenach o spadkach 2-4%;	20 (5)	10 (10)
IV	Dzielnice śródmiejskie, centra miast oraz ulice klasy E i P na terenach szczególnie niekorzystnych ze względu na odwodnienie lub formy zagospodarowania, wymagające wyjątkowych pewności odwodnienia	10 (10)	5 (20)

Przestrzeganie tych zaleceń prowadzi więc do uzyskania większej pewności poprawnego pod względem hydraulicznym działania kanałów grawitacyjnych, jak i stworzenia dodatkowej rezerwy bezpieczeństwa na przyszłościowy rozwój. W Polsce utrwalił się błędny sposób wymiarowania kanałów deszczowych bądź ogólnospławnych - do całkowitego wypełnienia przekroju, tj. bez pozostawienia odpowiedniej rezerwy bezpieczeństwa [4, 5, 6, 10, 11, 21].

W pracy dokonano weryfikacji przydatności do projektowania kanalizacji ogólnospławnej wybranych metod czasu przepływu, na przykładzie modelowej zlewni miejskiej o powierzchni 100 ha w terenie płaskim. Mianowicie, zwymiarowano sieć kanalizacji ogólnospławnej dwiema metodami, tj.: MGN z wzorem Błaszczyka oraz MWO z modelem opadów dla Wrocławia, a następnie sprawdzono działanie tak zwymiarowanych sieci ze względu na

nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania, przy wykorzystaniu modelu hydrodynamicznego SWMM. Jako obciążenie zlewni zastosowano opad modelowy Eulera typ II.

2. Modelowanie wylewów z kanalizacji

Zgodnie z [2] wylanie należy wiązać ze szkodami względnie zakłóceniami funkcjonowania terenów (np. w przypadku jezdni), spowodowanymi wystąpieniem wód opadowych na powierzchnię terenu lub niemożnością ich odprowadzenia do systemu kanalizacyjnego wskutek jego przeciążenia. Samo wystąpienie wody na ulicę nie spełnia warunku faktycznego wylania, dopóki odpływ wody w przekroju poprzecznym ulicy uniemożliwia wzrost poziomu lustra wody powyżej krawężników i przekroczenie granic posesji [18, 19]. Wymagania PN-EN 752 odnośnie ochrony przed wylaniem są zalecane dla sieci nowo projektowanych bądź przy modernizacjach już istniejących systemów. Możliwe odchylenia od tych zaleceń powinny jednak uwzględniać generalny postulat Europejskiego komitetu Normalizacji (CEN), co do osiągnięcia w państwach członkowskich UE w dłuższym okresie czasu ujednolicenia poziomu wymagań w tym zakresie. Za okres konieczny do tego rodzaju harmonizacji przepisów przyjmuje się 30 do 50 lat [19].

Ponieważ przy dzisiejszym stanie wiedzy odwzorowanie procesu wylania techniką modelowania spływu jest praktycznie niemożliwe, wytyczna ATV A-118 [2] wprowadza pojęcie „częstości napiętrzenia” jako pomocniczej wielkości wymiarującej do obliczeń sprawdzających sieci kanalizacyjnych. Przez napiętrzenie należy rozumieć przekroczenie przez maksymalny obliczeniowy stan wody przyjętego poziomu odniesienia – najczęściej powierzchni terenu. Obliczenia sprawdzające ograniczono zatem do takich stanów systemu, przy których lustro ścieków pozostaje wewnątrz systemu względnie osiąga poziom powierzchni terenu. Takie stany dają się w poprawny sposób odwzorować przy wykorzystaniu istniejących modeli hydrodynamicznych, na podstawie danych o geometrii sieci i wymiarów kanałów oraz obiektów. Przez to zostaje wyznaczony obliczeniowo stan przeciążenia (tab. 3), który jest najbliższy potencjalnie występującemu w dalszej kolejności wylaniu [7, 10].

Wymagania te są zalecane dla sieci nowo projektowanych bądź przy modernizacjach istniejących już systemów. Podane w tabelach 1 i 3 częstości obliczeniowe stosowane są w Niemczech do wymiarowania kanalizacji metodą współczynnika opóźnienia (MWO), dla zlewni o powierzchni $F < 200$ ha. Dla większych systemów kanalizacyjnych zaleca się obecnie weryfikowanie tak zwymiarowanych kanałów i obiektów, na podstawie modeli symulacyjnych (hydrodynamicznych), w szczególności tam, gdzie mogą wystąpić znaczne szkody bądź też zagrożenia. Ma to na celu uniknięcie z jednej strony nieekonomicznego wymiarowania kanalizacji, ale również zbyt niskiej rezerwy bezpieczeństwa ze względu na wylania, z drugiej strony.

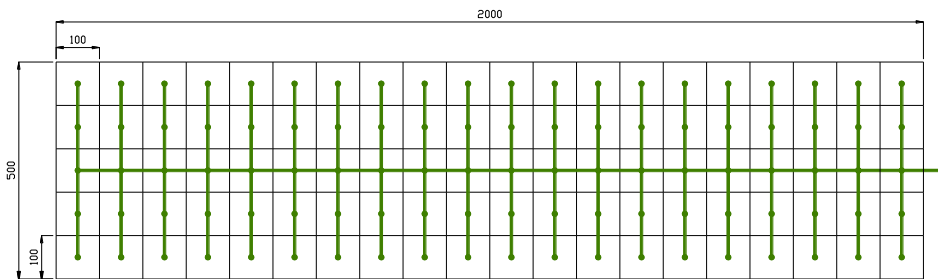
Tabela 3. Zalecane częstości napiętrzenia do obliczeń sprawdzających wg ATV A-118

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na C lat]	Kategoria standardu odwodnienia terenu	Częstość wystąpienia nadpiętrzenia (C_n) [1 raz na C_n lat]
1 na 1	I. Tereny wiejskie	2
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	3
1 na 5	III. Centra miast, tereny usług i przemysłu:	rzadziej niż 5
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	rzadziej niż 10*

* Przy przejazdach należy wziąć pod uwagę, że nadpiętrzeniu powyżej powierzchni terenu z reguły towarzyszy bezpośrednio wylanie, o ile nie są stosowane lokalne środki zabezpieczające. Tutaj częstości nadpiętrzenia i wylania odpowiadają wymienionej w tab. 1 wartości „1 na 50”.

3. Zlewnia modelowa

Na potrzeby wymiarowania hydraulicznego, a następnie modelowania hydrodynamicznego działania przykładowo zwymiarowanej sieci kanalizacji ogólnospławnej, w pracy zaproponowano modelową zlewnię o wymiarach 500 na 2000 m i łącznej powierzchni $F = 100$ ha. Zlewnia ta składa się z 100 zintegrowanych kwadratowych zlewni cząstkowych o powierzchniach 1,0 ha. Schemat obliczeniowy modelowej zlewni przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Plan zintegrowanych powierzchni cząstkowych modelowej zlewni ogólnospławnej

Założono, że kanalizowana zlewnia o zabudowie mieszkaniowej znajduje się w terenie płaskim na obszarze Wrocławia (na rzędnej 120 m n.p.m.). Przyjęto, iż 80% powierzchni zlewni jest w różnym stopniu przepuszczalna, a pozostałe 20% to powierzchnie nieprzepuszczalne. W szczególności założono, iż każda zintegrowana zlewnia cząstkowa charakteryzuje się następującą strukturą:

- 80% powierzchni stanowią powierzchnie przepuszczalne (tereny zielone) o zastępczym współczynniku spływu $\psi_1 = 0,075$,

- 20% powierzchni stanowią powierzchnie szczelne o zastępczym współczynniku spływu $\psi_2 = 0,95$.

Zastępczy współczynnik spływu powierzchniowego ze zlewni deszczowej wyniesie więc $\psi = 0,25$. Wówczas powierzchnia zredukowana, biorąca udział w formowaniu spływu powierzchniowego, wyniesie $F_{zr} = 25$ ha i będzie traktowana jako szczelna.

Dla modelowej zlewni ogólnospławnej przyjęto przeciętną gęstość zaludnienia 75 mieszkańców na hektar, stąd oszacowano liczbę mieszkańców na 7500. Na podstawie zaleceń niemieckich [2, 19], jako miarodajny (maksymalny godzinowy) odpływ ścieków bytowo-gospodarczych i ogólnokomunalnych przyjęto wskaźnik jednostkowy $q_j = 0,005$ dm³/s - w przeliczeniu na mieszkańca (odpowiadający średniemu dobowemu: ok. 200 dm³/(d·mk)). Stąd ustalono strumień odpływu ścieków bytowych z modelowej zlewni na 37,5 dm³/s. Przyjęto założenie, co do równomiernego spływu ścieków bytowych z całej zlewni ściekowej.

Kanały boczne (w liczbie 40) mają długość po 200 m i składają się z 2 odcinków obliczeniowych, każdy po 100 m. Kolektor ma łączną długość 2000 m i składa się z 20 odcinków obliczeniowych, również po 100 m długości każdy.

Przy projektowaniu zagłębień kanałów, jako minimalne przykrycie ziemią kanałów przyjęto 1,50 m. Zastosowano kanały o przekroju kołowym (do $D = 0,5$ m włącznie) oraz jajowym (od $B = 0,60$, gdzie B – szerokość kanału). Kanały projektowano z minimalnym spadkiem, dobieranym z formuły $1/D$ bądź $1/B$, w zależności od kształtu przekroju poprzecznego kanału. Połączenia kanałów projektowano dnami.

Obliczenia hydrologiczne kanalizacji ogólnospławnej przeprowadzono dla 2 wariantów wymiarowania sieci – 2 metodami obliczeniowymi czasu przepływu, a mianowicie:

- I. wariant: MGN z modelem opadów Błaszczyka (4),
- II. wariant: MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia (5).

W MGN stosowanej w Polsce wymiary kanałów dobierane są do całkowitego wypełnienia przekroju, na strumień objętości (Q):

$$Q = Q_{h \max \acute{s}c} + Q_m \quad (1)$$

gdzie $Q_{h \max \acute{s}c}$ - maksymalny godzinowy strumień ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych (w dm³/s); natomiast Q_m - miarodajny strumień wód deszczowych obliczany z modelu Błaszczyka dla miarodajnego czasu trwania deszczu t_{dm} i przy założonej częstości C jego występowania (w dm³/s). W MGN przyjmuje się, że miarodajny strumień objętości ścieków deszczowych (Q_m) w rozpatrywanym przekroju kanału występuje z pewnym opóźnieniem w stosunku do momentu rozpoczęcia opadu (po okresie suchej pogody), o czas niezbędny na: koncentrację terenową (t_k), retencję kanałową (t_r) oraz przepływ w kanale od początku do przekroju obliczeniowego (t_p). Stąd czas spływu wód

deszczowych ze zlewni przyjmuje się równy czasowi trwania deszczu miarodajnego t_{dm} :

$$t_{dm} = t_k + t_r + t_p \quad (2)$$

W dowolnym przekroju kanału, obliczeniowy strumień objętości Q_m zapisywany jest następująco:

$$Q_m = q_m(t_{dm}) F_{zr} \quad (3)$$

gdzie: $q_m(t_{dm})$ - miarodajne natężenie deszczu dla miarodajnego czasu trwania wg wzoru Błaszczyka (w $\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$):

$$q_m(t_{dm}) = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 C}}{t_{dm}^{2/3}} \quad (4)$$

w którym: H - wysokość opadu normalnego (w mm, dla Wrocławia $H = 590$ mm [14]), natomiast C - częstość deszczu obliczeniowego (w latach).

W MWO uzyskuje się największy - miarodajny do wymiarowania kanalizacji - odpływ wód opadowych przy czasie trwania deszczu (t_d) równym czasowi przepływu (t_p) w kanale. Pomija się więc czasy retencji terenowej i kanałowej, głównie ze względu na bezpieczeństwo działania sieci przy rzadszych niż obliczeniowe częstościach C występowania opadów [10]. Do obliczeń natężenia deszczu w metodzie MWO przyjęto model opadów maksymalnych dla Wrocławia [14], oparty na rozkładzie prawdopodobieństwa Fishera-Tippetta typ III_{min}, postaci:

$$q_m(t_d) = 166,7[-4,58 + 7,41t_d^{0,242} + (7,11t_d^{0,0222} - 98,68 \ln p)^{0,809}]t_d^{-1} \quad (5)$$

Zestawienie założeń wyjściowych do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych dla 2 wariantów obliczeniowych - przykładowych sieci kanalizacji ogólnospławnej, przedstawiono w tabeli 4.

Na podstawie założeń projektowych przeprowadzono obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne sieci kanalizacji ogólnospławnej w dwóch wariantach.

W I wariantcie obliczeniowym kanały boczne składają się z dwóch odcinków obliczeniowych - pierwszy o średnicy K0,30, drugi o średnicy K0,40 m. Zagłębione są od 1,80 do 2,38 m p.p.t. Kolektor składa się z 1 odcinka o przekroju kołowym K0,50 m oraz 19 odcinków kanałów jajowych, o wymiarach od J0,60x0,90 m do K1,00x1,50 m, zagłębionych od 2,38 do 4,76 m p.p.t. Obliczeniowy czas przepływu (w ruchu równomiernym ustalonym) wynosi 34,2 min.

Tabela 4. Zestawienie założeń wyjściowych do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych przykładowych sieci kanalizacji ogólnospławnej

Wariant	Częstość deszczu obliczeniowego C , lata	Czas koncentracji terenowej t_k , min	Czas retencji kanałowej t_r , min	Minimalny czas trwania deszczu miarodajnego $t_{dm \text{ min}}$, min	Maksymalne wypełnienie kanału, % D
I.	2	2	$0,2 t_p$	10	do 100%
II.	2	0	0	15	do 75%

Objętość kanałów całej zwymiarowanej w I. wariantcie sieci wynosi 2708,7 m³, przy czym 1923,3 m³ stanowi objętość kolektora (o długości 2000 m), a 785,4 m³ to sumaryczna objętość 40 kanałów bocznych (każdy o długości 200 m i objętości 19,6 m³). Wskaźnik objętości kanałów na hektar powierzchni zlewni wynosi więc: 27,1 m³/ha. Całkowity, obliczeniowy strumień objętości odpływu ścieków deszczowych wyniósł: $Q_{m(I)} = 1234 \text{ dm}^3/\text{s}$.

W II wariantcie obliczeniowym kanały boczne składają się z dwóch odcinków obliczeniowych o wymiarach identycznych jak w I. wariantcie - pierwszy o średnicy K0,30, drugi o średnicy K0,40 m (zagłębienia od 1,80 do 2,38 m p.p.t). Kolektor składa się z 20 odcinków kanałów jajowych, o wymiarach od J0,60x0,90 m do K1,50x2,25 m, zagłębionych od 2,40 do 4,38 m p.p.t. Obliczeniowy czas przepływu (w ruchu równomiernym ustalonym) wynosi 33,6 min.

Objętość kanałów całej zwymiarowanej w II. wariantcie sieci wynosi 4662,2 m³, przy czym 3876,8 m³ stanowi objętość kolektora (o długości 2000 m), a 785,4 m³ to sumaryczna objętość 40 kanałów bocznych (każdy o długości 200 m i objętości 19,6 m³). Wskaźnik objętości kanałów na hektar powierzchni zlewni wynosi więc: 46,6 m³/ha. Całkowity, obliczeniowy strumień objętości odpływu ścieków deszczowych wyniósł: $Q_{m(II)} = 2202 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Zestawienie wyników wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej w 2 wariantach obliczeniowych podano w tabeli 5.

Tabela 5. Wyniki wymiarowania przykładowych sieci kanalizacyjnych

Wariant obliczeń	Strumień odpływu Q_m , dm ³ /s	Obliczeniowy czas przepływu, min	Wymiary kanałów, m	Zagłębienie kanałów, m p.p.t.	Objętość sieci V_K , m ³	Wskaźnik objętości sieci, m ³ /ha
I	1234,0	34,2	K0,30÷J1,00x1,50	1,80÷4,76	2708,0	27,1
II	2202,3	33,6	K0,30÷J1,50x2,25	1,80÷4,38	4662,2	46,6

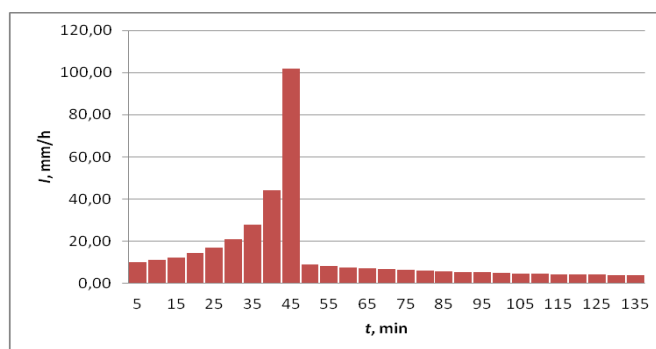
Przyjmując całkowity (miarodajny) strumień objętości odpływu ścieków deszczowych z I. wariantu obliczeniowego: $Q_{m(I)} = 1234 \text{ dm}^3/\text{s}$ za względną podstawę porównań (100%), to całkowity strumień w II. wariantcie obliczeniowym sieci ogólnospławnej: $Q_{m(II)} = 2202 \text{ dm}^3/\text{s}$ jest wyższy aż o 78%.

4. Opady modelowe Eulera typu II dla warunków wrocławskich

Opady modelowe są syntetycznymi hietogramami deszczy, tworzonymi na podstawie lokalnych krzywych wysokości (DDF) bądź intensywności (IDF) opadów. Ideą opadu modelowego jest oddanie w sposób zbliżony do rzeczywistości przebiegu typowych opadów deszczu - o zmiennej intensywności w czasie ich trwania. Przykładem opadów modelowych jest model Eulera typ II, zalecany do modelowania kanalizacji w Niemczech [2, 19]. Jak już wspomniano w pracy, model ten oparty jest na spostrzeżeniu, iż największe chwilowe natężenie deszczu występuje na końcu trzeciej części czasu ich trwania. Wg tej zasady z 5-cio minutowym krokiem czasowym dyskretyzacji, wyznacza się opad o najwyższym natężeniu po upływie 0,3 czasu trwania opadu. Kolejne przedziałowo najwyższe opady ustala się malejąco - na lewo od opadu maksymalnego aż do osiągnięcia czasu rozpoczęcia opadu. Kolejne opady zestawia się nierosnąco - na prawo od opadu najwyższego, aż do osiągnięcia czasu zakończenia opadu [10].

W celu weryfikacji występowania nadpiętrzeń ścieków w zaprojektowanej sieci, należy zgodnie z zaleceniami ATV-A118 [2] obciążyć zlewnię modelową deszczem o częstości występowania $C = 3$ lata (wg tab. 3) i czasie trwania co najmniej dwukrotnie przewyższającym czas przepływu w sieci. Przeprowadzone w pracy [8] badania wykazały, że wydłużanie czasu trwania opadu modelowego ponad dwukrotną wartość czasu przepływu powoduje istotny wzrost wartości strumienia modelowego (Q_{\max}), a tym samym liczby i objętości wylewów z sieci. Po ok. czterokrotnym wydłużeniu czasu trwania opadu modelowego (ponad czas przepływu) wartość strumienia modelowego stabilizuje się.

Ponieważ w zaprojektowanych zlewniach modelowych (średni) czas przepływu jest rzędu 34 min, opracowano na podstawie wiarygodnego wzoru na maksymalną wysokość deszczu we Wrocławiu (5) opad modelowy o czasie trwania $t = 135$ min. Tok postępowania przy opracowaniu opadu modelowego przedstawiono w tabeli 6. Zapis graficzny opracowanego opadu modelowego przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Hietogram opadu modelowego Eulera typ II dla $C = 3$ lata i $t = 135$ min

Opracowany opad modelowy o czasie trwania 135 min i częstotliwości występowania $C = 3$ lata, charakteryzuje się maksymalną intensywnością wynoszącą 101,71 mm/h, występującą pomiędzy 40-tą a 45-tą minutą trwania deszczu. Sumaryczna wysokość opadu wynosi 30,07 mm, co odpowiada średniej intensywności 13,36 mm/h.

Tabela 6. Fazy obliczeniowe tworzenia opadu modelowego Eulera typ II dla $C = 3$ lata i $t = 135$ min

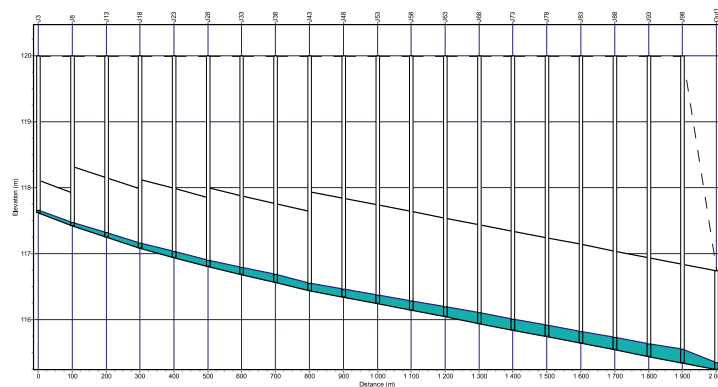
Czas t , min	Wysokość opadu h , mm	Różnica Δh , mm	Intensywność I , mm/h	Intensywność I wg Eulera (typ II), mm/h
5	8,48	8,48	101,71	9,85
10	12,16	3,68	44,19	10,95
15	14,49	2,33	27,97	12,35
20	16,23	1,74	20,91	14,22
25	17,64	1,41	16,86	16,86
30	18,82	1,19	14,22	20,91
35	19,85	1,03	12,35	27,97
40	20,76	0,91	10,95	44,19
45	21,58	0,82	9,85	101,71
50	22,33	0,75	8,97	8,97
55	23,02	0,69	8,25	8,25
60	23,66	0,64	7,65	7,65
65	24,25	0,59	7,13	7,13
70	24,81	0,56	6,69	6,69
75	25,33	0,53	6,30	6,30
80	25,83	0,50	5,96	5,96
85	26,30	0,47	5,66	5,66
90	26,75	0,45	5,39	5,39
95	27,18	0,43	5,15	5,15
100	27,59	0,41	4,93	4,93
105	27,99	0,39	4,73	4,73
110	28,37	0,38	4,55	4,55
115	28,73	0,36	4,38	4,38
120	29,08	0,35	4,22	4,22
125	29,42	0,34	4,08	4,08
130	29,75	0,33	3,95	3,95
135	30,07	0,32	3,82	3,82

5. Modelowanie hydrodynamiczne kanalizacji ogólnospławnej

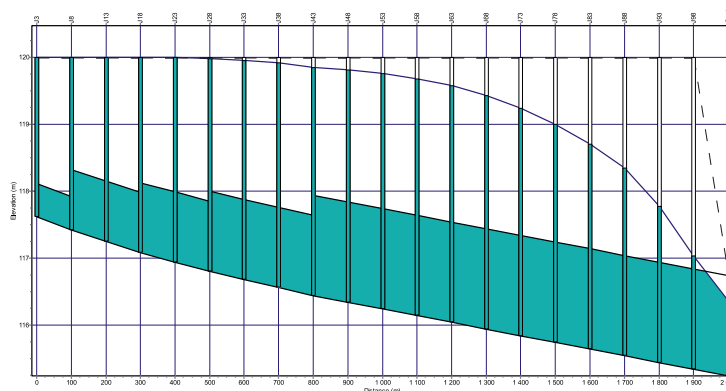
Na podstawie literatury [1, 7, 10, 15, 17, 18, 20, 23], do symulacji hydrodynamicznych przyjęto: zastępczą wartość nachylenia powierzchni $i_p = 5\%$, zastępczy współczynnik szorstkości Manninga dla uszczelnionych powierzchni zlewni $n_p = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$ oraz szerokość hydrauliczna zlewni $W = 200 \text{ m}$. Szorstkość ścian projektowanych kanałów przyjęto równą $n = 0,013 \text{ s/m}^{1/3}$.

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej sieci kanalizacji ogólnospławnej, obciążono ją opadem modelowym Eulera typ II o częstotliwości występowania $C = 3$ lata oraz o czasie trwania $t = 135$ min, a także dodatkowo sływem ścieków bytowo-gospodarczych - przypisanych równomiernie do węzłów obliczeniowych w zintegrowanych zlewniach cząstkowych.

W wyniku przeprowadzonych symulacji hydrodynamicznych otrzymano informacje o strumieniach przepływu i wypełnieniach w poszczególnych odcinkach sieci kanalizacyjnej w czasie trwania deszczu modelowego. W pierwszej kolejności symulowano działanie sieci zaprojektowanej w I. wariantcie, tj. metodą granicznych natężeń (MGN) z modelem opadów Błaszczyka. Profil podłużny kolektora w I. wariantcie wraz z wypełnieniami w czasie trwania pogody bezdeszczowej przedstawiono na rysunku 3, natomiast w czasie trwania opadu modelowego (41. minuta – największe wypełnienia) na rysunku 4.



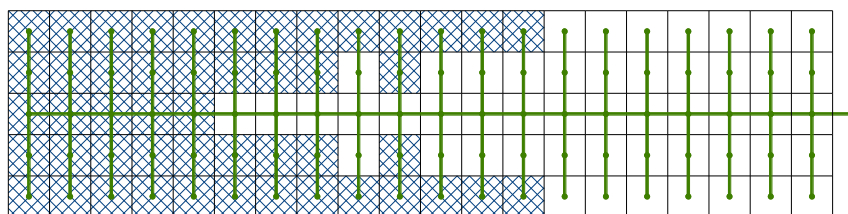
Rys. 3. Profil kolektora w czasie trwania pogody bezdeszczowej (w I. wariantcie wymiarowania kanalizacji)



Rys. 4. Profil kolektora w 41. minucie trwania opadu modelowego (w I. wariantcie wymiarowania kanalizacji)

Zaprojektowana sieć kanalizacji ogólnospławnej nie ma odpowiedniej przepustowości hydraulicznej, aby bez nadpiętrzeń do poziomu terenu odprowadzać modelowane spływy ścieków. Jak pokazano na rysunku 4, praktycznie cały kolektor pracuje pod ciśnieniem w czasie trwania zadanego opadu modelowego i strumienia ścieków bytowych. Nadpiętrzenia rzędu kilku metrów, w tym do powierzchni terenu (wylania), występują w większości węzłów obliczeniowych kolektora, przy czym jako wylanie traktowano wypływ o objętości większej niż $1,0 \text{ m}^3$ i trwający dłużej jak $0,01 \text{ h}$.

W przypadku kanałów bocznych mamy również do czynienia z licznymi nadpiętrzeniami. W początkowych kanałach bocznych ciśnienie osiąga poziom terenu na całej długości kanałów. W przypadku dalszych kanałów bocznych, gdzie kolektor do którego są podłączone jest już na większej głębokości, napiętrzenia do poziomu terenu występują tylko na początkowych odcinkach kanałów. Węzły obliczeniowe, w których nastąpiły wylania przedstawiono schematycznie na rysunku 5. Tylko w przypadku połowy węzłów nadpiętrzenia nie osiągnęły w żadnej chwili czasowej trwania opadu poziomu terenu.

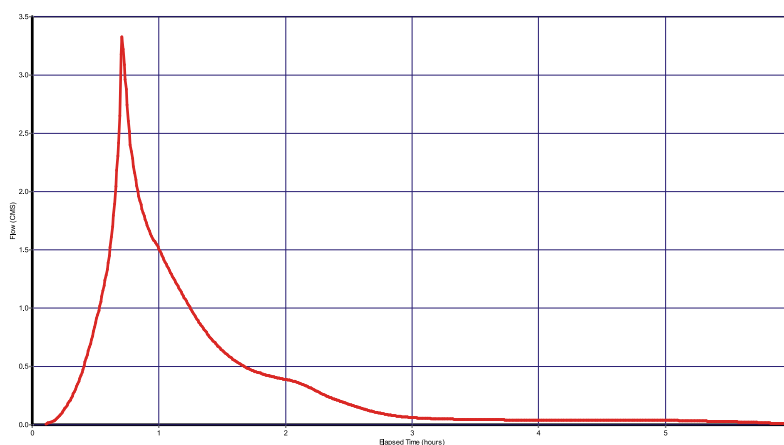


Rys. 5. Miejsca spiętrzeń powyżej poziomu terenu w modelowej zlewni (w I. wariantcie wymiarowania kanalizacji)

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego nie zmieściły się lub wylały się z sieci wynosi 413 m^3 . Większa część z tej objętości to ścieki ogólnospławne, które wylały się w początkowych odcinkach sieci, gdzie zagłębienie kolektora jest najmniejsze. Największe odnotowane wylania nastąpiły w węzłach J6, J10, J11 i J15 - po 18 m^3 objętości ścieków w każdej. Łącznie wylania zanotowano aż w 49 węzłach obliczeniowych. Zestawienie objętości wylewów z węzłów przedstawiono w tabeli 7.

W I. wariantcie zwymiarowanej kanalizacji ogólnospławnej, maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora podczas trwania opadu modelowego wyniósł $Q_{max(I)} = 3,336 \text{ m}^3/\text{s}$. Zmienność w czasie strumienia objętości przepływu na tym odcinku kolektora przedstawiono na rysunku 6.

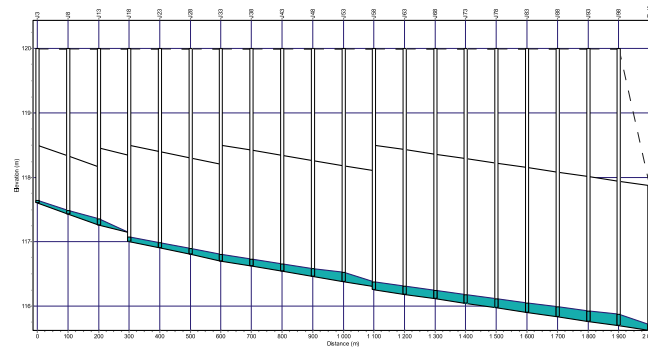
W kolejnym kroku symulowano działanie sieci zaprojektowanej w II. wariantcie, tj. metodą współczynnika opóźnienia (MWO) z modelem opadów dla Wrocławia. Profil podłużny kolektora w II. wariantcie, wraz z wypełnieniami w czasie trwania pogody bezdeszczowej, przedstawiono na rysunku 7, natomiast w czasie trwania opadu modelowego (44. minuta – największe wypełnienia) na rysunku 8.



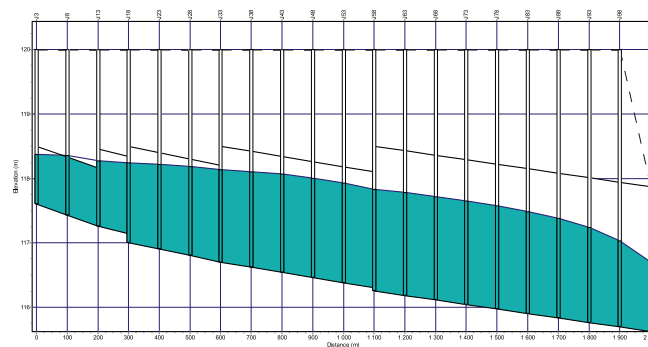
Rys. 6. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora (w I. wariantcie wymiarowania kanalizacji)

Tabela 7. Zestawienie objętości wylewów z kanalizacji ogólnospławnej (w I. wariantcie wymiarowania kanalizacji)

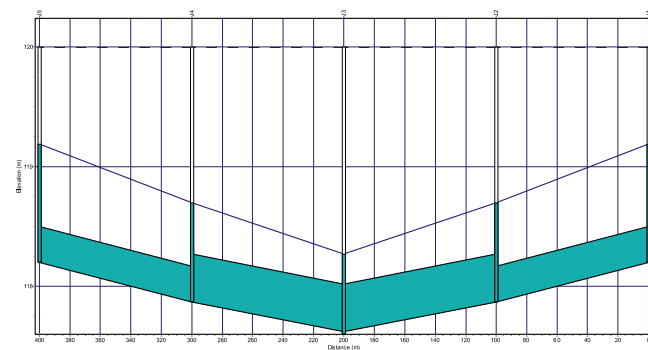
Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylania, h	Objętość wylań, m ³	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylania, h	Objętość wylań, m ³
J1	0,10	14	J26	0,07	11
J2	0,09	12	J27	0,06	5
J3	0,09	12	J29	0,06	5
J4	0,09	12	J30	0,07	11
J5	0,10	14	J31	0,07	10
J6	0,09	18	J32	0,05	5
J7	0,08	7	J34	0,05	5
J8	0,07	3	J35	0,07	10
J9	0,08	7	J36	0,06	9
J10	0,09	18	J37	0,04	3
J11	0,09	18	J39	0,04	3
J12	0,08	7	J40	0,06	9
J13	0,07	12	J41	0,05	8
J14	0,08	7	J45	0,05	8
J15	0,09	18	J46	0,05	6
J16	0,09	15	J47	0,03	3
J17	0,07	7	J49	0,03	3
J18	0,05	2	J50	0,05	6
J19	0,07	7	J51	0,05	5
J20	0,09	15	J55	0,05	5
J21	0,08	13	J56	0,04	4
J22	0,06	7	J60	0,04	4
J23	0,05	6	J61	0,03	2
J24	0,06	7	J65	0,03	2
J25	0,08	13			



Rys. 7. Profil kolektora w czasie trwania pogody bezdeszczowej (w II. wariantie wymiarowania kanalizacji)



Rys. 8. Profil kolektora w 44-tej minucie trwania opadu modelowego (w II. wariantie wymiarowania kanalizacji)

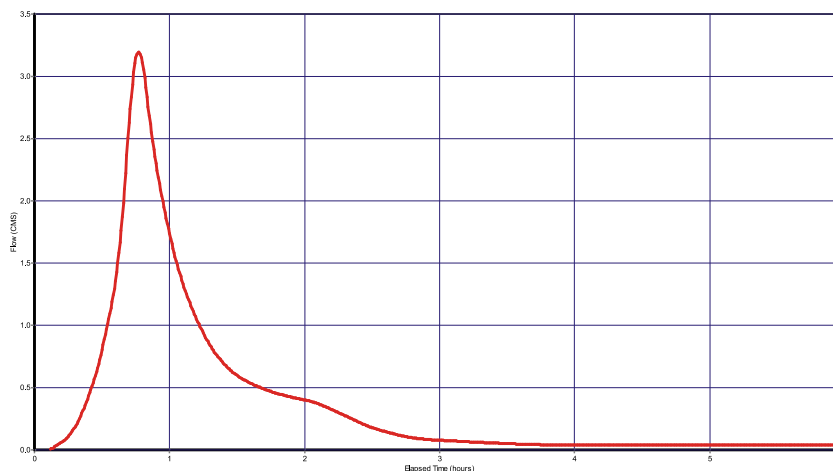


Rys. 9. Profil wybranych kanałów bocznych w 44. minucie trwania opadu modelowego (w II. wariantie wymiarowania kanalizacji)

Jak wynika z rysunku 8, praktycznie cały kolektor pracuje ze swobodnym lustrem ścieków w czasie trwania zadanego deszczu modelowego i dopływu ścieków bytowych. W przypadku wszystkich kanałów bocznych nadpiętrzenia

do poziomu terenu również nie występują - brak wylewów z kanałów. Zaobserwowano jedynie napięcia, od kilku do kilkudziesięciu centymetrów względem sklepień, w kilkunastu początkowych kanałach bocznych, co przedstawiono dla przykładu (dwa pierwsze kanały boczne) na rysunku 9.

W II. wariacie zwymiarowanej kanalizacji ogólnospławnej maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora podczas trwania opadu modelowego wyniósł $Q_{max(II)} = 3,194 \text{ m}^3/\text{s}$. Zmienność w czasie strumienia objętości przepływu na tym odcinku kolektora przedstawiono na rysunku 10.



Rys. 10. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora (w II. wariacie wymiarowania kanalizacji)

6. Podsumowanie i wnioski końcowe

Przeprowadzone w pracy badania miały na celu weryfikację przydatności do bezpiecznego projektowania sieci kanalizacyjnych dotychczasowych metod czasu przepływu, tj. MGN z wzorem Błaszczyka oraz MWO z modelem opadów dla Wrocławia, na przykładzie modelowej zlewni ogólnospławnej ze względu na napięcia i wylania. Wybrane wyniki wymiarowania i analiz działania modelowanych sieci kanalizacyjnych zebrano i przedstawiono w tabeli 8.

Jak już wspomniano, przyjmując miarodajny strumień objętości odpływu ścieków deszczowych z I. wariantu wymiarowania kanalizacji (wg MGN z wzorem Błaszczyka): $Q_{m(I)} = 1,234 \text{ m}^3/\text{s}$ za względną podstawę porównań (100%), to strumień w II. wariacie wymiarowania (wg MWO z modelem opadów dla Wrocławia): $Q_{m(II)} = 2,202 \text{ m}^3/\text{s}$ jest wyższy aż o 78%.

Wzór Błaszczyka i ogólnie MGN znacznie niedoszacowuje miarodajny do wymiarowania sieci i obiektów strumień objętości ścieków deszczowych, ze względu na licznie występujące napięcia do powierzchni terenu i wylania.

Liczba nadpiętrzeń i objętość wylewów z kanalizacji ogólnospławnej zwymiarowanej w I. wariantcie (odpowiednio: 49 i 413 m³) dyskwalifikuje MGN z wzorem Błaszczyka w warunkach wrocławskich. Drugi wariant wymiarowania sieci ogólnospławnej - wg MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia zapewnia już bezpieczny wynik wymiarowania - brak nadpiętrzeń do powierzchni terenu i wylewów z sieci (tab. 8).

Z pracy wynika wniosek o konieczności odpowiedniej modyfikacji dotychczasowej postaci MGN ze wzorem Błaszczyka, w celu jej dostosowania do bezpiecznego wymiarowania kanalizacji w Polsce. Mianowicie, zastąpienie modelu opadów Błaszczyka wiarygodnymi, lokalnymi modelami opadów maksymalnych, a także przyjmowanie za miarodajny czas trwania deszczu (t_{dm}) czas przepływu ścieków (t_p) w kanałach, tj. $t_{dm} = t_p$ (jak w MWO), co jest też postulowane w pracy [10].

Tabela 8. Wyniki wymiarowania i modelowania działania przykładowych sieci kanalizacyjnych

Wariant obliczeń	Parametry projektowe					Parametry modelowe		
	Strumień odpływu Q_{mp} m ³ /s	Objętość sieci V_k m ³	Wskaźnik objętości V_{kp} m ³ /ha	Maksymalny wymiar kolektora, m	Maksymalne zagłębienie z_{max} m p.p.t.	Strumień modelowy Q_{max} m ³ /s	Liczba wylań n_{wp}	Objętość wylań V_{wp} m ³
I	1,234	2709	27,1	J1,00x1,50	4,76	3,336	49	413
II	2,202	4662	46,6	J1,50x2,25	4,38	3,194	0	0

Literatura

- [1] AKAN A. O.: Urban Stormwater Hydrology: A Guide to Engineering Calculations. Technomic Publishing Co., Inc., Lancaster 1993.
- [2] ATV-A118: Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen. Gfa, Hennef 1999.
- [3] BŁASZCZYK P. (red): Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach. Instytut Kształtowania Środowiska, Warszawa 1983.
- [4] BŁASZCZYK W., ROMAN M., STAMATELLO H.: Kanalizacja. Tom I. Arkady, Warszawa 1974.

- [5] DZIOPAK J., HYPIAK J.: Analiza metodologii wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2011, z. 58 (nr 2), s. 21-34.
- [6] EDEL R.: Odwadnianie dróg. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2006.
- [7] KAŻMIERCZAK B.: Badania symulacyjne działania przelewów burzowych i separatorów ścieków deszczowych w warunkach ruchu nieustalonego do wspomagania projektowania sieci odwodnieniowych. Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej. Praca doktorska. Wrocław 2011
- [8] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012 (praca przyjęta do druku).
- [9] KOTOWSKI A.: O potrzebie dostosowania zasad wymiarowania kanalizacji w Polsce do wymagań normy PN-EN 752 i zaleceń Europejskiego Komitetu Normalizacji. Gaz, Woda i Technika Sanitarna 2006, nr 6, s. 20-26.
- [10] KOTOWSKI A.: Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2011.
- [11] KOTOWSKI A.: Wybrane aspekty wymiarowania i sprawdzania przepustowości kanałów deszczowych i ogólnospławnych. Forum Eksploatatora 2006, nr 1(22), s. 18-25.
- [12] KOTOWSKI A., DANCEWICZ A., KAŻMIERCZAK B.: Accuracy of measurements of precipitation amount using standard and tipping bucket pluviographs in comparison to Hellmann rain gauges. Environment Protection Engineering 2011, vol. 37, no. 2, pp. 23-34.
- [13] KOTOWSKI A., DANCEWICZ A., KAŻMIERCZAK B.: Czasowo-przestrzenne zróżnicowanie opadów atmosferycznych we Wrocławiu. Ochrona Środowiska 2010, vol. 32, nr 4, ss. 37-46.
- [14] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., DANCEWICZ A.: Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji. Wyd. Polska Akademia Nauk. Komitet Inżynierii Łądowej i Wodnej. Instytut Podstawowych Problemów Techniki. Studia z zakresu inżynierii nr 68, Warszawa 2010.
- [15] NOWOGOŃSKI I.: Odprowadzanie wód opadowych - komputerowe modelowanie. Wodociągi - Kanalizacja 2007, nr 6, s. 36.
- [16] PN-EN 752:2008: Drain and sewer systems outside buildings (Zewnętrzne systemy kanalizacyjne). PKN, Warszawa 2008.
- [17] ROSSMAN L. A.: Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0. United States Environmental Protection Agency, 2010.
- [18] SCHMITT T., THOMAS M., ETTRICH N.: Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. Journal of Hydrology 2004, nr 299, s. 300-311.
- [19] SCHMITT T.: Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 "Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen". DWA, Hennef 2000; Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [20] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: Weryfikacja metody wyznaczania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych na przykładzie wybranej zlewni miejskiej. POLKAN '08. Lublin: Komitet Inżynierii Środowiska PAN, 2008.

- [21] SŁYŚ D.: Retencja zbiornikowa i sterowanie dopływem ścieków do oczyszczalni. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Środowiska PAN. Lublin 2009.
- [22] SULIGOWSKI Z.: Zagospodarowanie wód opadowych. Szczególne problemy. Forum Eksploatatora 2004, nr 3-4, s. 24-27.
- [23] ZAWILSKI M., SAKSON G.: Wykorzystanie programu SWMM w modelowaniu systemów kanalizacyjnych. Problemy zagospodarowania wód opadowych. Wyd. Seidel - Przywecki 2008, s. 155-169.

VERYFICATION OF METHODS FOR COMBINED SEWAGE SYSTEM SIZING

S u m m a r y

The paper presents verification of selected flow time methods in terms of usability for combined sewage systems sizing on the example of a model municipal flat drainage area of the area of 100 ha. The sewage system network was sized using two methods, that is, MGN with Błaszczyk's formula and MWO with the precipitation model for Wrocław, and then, the network functioning was verified for damming up on the area surface and flooding from drains using the hydrodynamic model SWMM 5.0. The precipitation model of Euler type II was used as the drainage area load in the conditions of Wrocław. It was shown that the safe flow time method for sewage system sizing is MWO using the criterion for the lack of damming up for the area and flooding from drains.

Ewelina KILIAN
Bytomskie Przedsiębiorstwo Komunalne Sp. z o.o.

EKSPLOATACJA REDUKTORÓW CIŚNIENIA - NA PODSTAWIE DOŚWIADCZEŃ BPK SP. Z O.O.

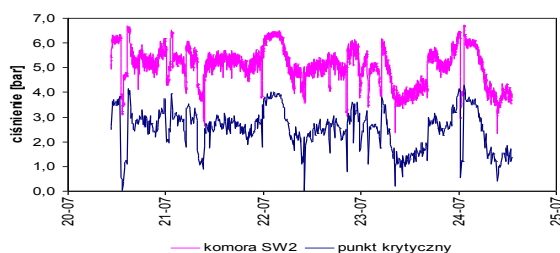
W pracy przedstawiono zagadnienia związane z codzienną eksploatacją reduktorów ciśnienia do których należy m. in. zaliczyć: pracę zaworów w krytycznych punktach ich charakterystyki, próby dopasowania współpracy reduktorów równolegle zasilających jedną wydzieloną strefę sieci wodociągowej oraz konserwację reduktorów. Ponadto omówiono poszczególne rodzaje regulacji wartości ciśnienia za pomocą sterowników zewnętrznych ze wskazaniem zasadności użycia każdej z nich.

1. Wprowadzenie

Miasto Bytom nie posiada własnych ujęć wody pitnej dla celów zaopatrzenia w wodę socjalną i bytową. Z tego też powodu całość wody zakupywana jest od Górnośląskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów S.A. Na terenie miasta zlokalizowane są 53 studnie zakupowe zasilające 496,71 km sieci wodociągowej, będącej własnością Bytomskiego Przedsiębiorstwa Komunalnego Sp. z o.o. (BPK). Konieczność zakupu całości wody przekłada się na cenę 1 m³ i powoduje skierowanie celu Spółki na racjonalne wykorzystywanie każdej zakupionej kropli. Takie podejście wymaga wdrażania działań skierowanych na walkę ze stratami wody oraz optymalizację pracy sieci. Podjęta praca jest o tyle trudna że dotyczy rejonów związanych z aktywną eksploatacją górnictwem, przejawiającą się m. in. zwiększoną liczbą naprężeń ścinających w gruncie, osiadaniami terenu, tąpniętami czyli dewastacją terenu zabudowanego i infrastruktury podziemnej. Pomimo tak wielu utrudnień, średni poziom strat wody w Bytomiu za rok 2011 wyniósł 18,0% (różnica między zakupem i sprzedażą wody bez odliczenia wody na cele technologiczne).

W latach 1996 – 2001, zgodnie z zamysłem ówczesnego Zarządu, w głównych studniach zakupowych miasta rozpoczął się montaż zdalnie sterowanych przepustnic służących do regulacji ciśnienia w sieci. Sterowanie przepustnicami odbywało się poprzez zdalne ustawianie odpowiedniego stopnia otwarcia przepustnicy w zależności od wartości ciśnienia na wyjściu ze studni. Parametry pracy poszczególnych przepustnic zadawane były ze stanowiska dyspozytorskiego wyposażonego w system wizualizacji i sterowania SCADA.

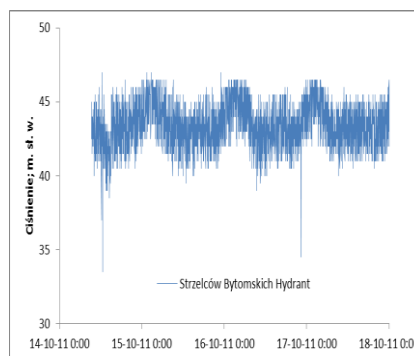
Tego rodzaju regulacja cechowała się bardzo dużą bezwładnością układu (dyspozytor – przepustnica), powodującą znaczne wahania ciśnienia na sieci (do 1,5 bar), obniżając jej trwałość i w bezpośredni sposób wpływając na ilość, częstotliwość występowania i wydajność awarii (Rys. 1).



Rys. 1. Profile zmian ciśnienia przy regulacji zdalnie sterowaną przepustnicą

Chęć uporania się z błędnymi założeniami istniejącego systemu regulacji ciśnienia oraz konieczność ograniczania strat wody, wynikająca z założeń projektu „Poprawa gospodarki wodno-ściekowej na terenie gminy Bytom” skłoniła BPK do poszukiwania innego rozwiązania. Takim rozwiązaniem okazały się zawory redukcji ciśnienia sterowane hydraulicznie.

Przeprowadzona inwentaryzacja studni zakupowych wykazała że w czterech studniach, zmontowane były już sprężynowe, ciepłownicze zawory redukcyjne (Rys. 2). Wspomniane zawory, w pewnym stopniu zapewniały obniżenie wartości ciśnienia sieci, jednakże szybkozmienna charakterystyka rozbiorów, uniemożliwiała utrzymanie za zaworem stałej wartości ciśnienia nastawianej mechanicznie jako stopień napięcia sprężyny (Rys. 3).



Rys. 2. Reduktory ciepłownicze pracujące na bytomskiej sieci

Rys. 3. Praca reduktora ciepłowniczego

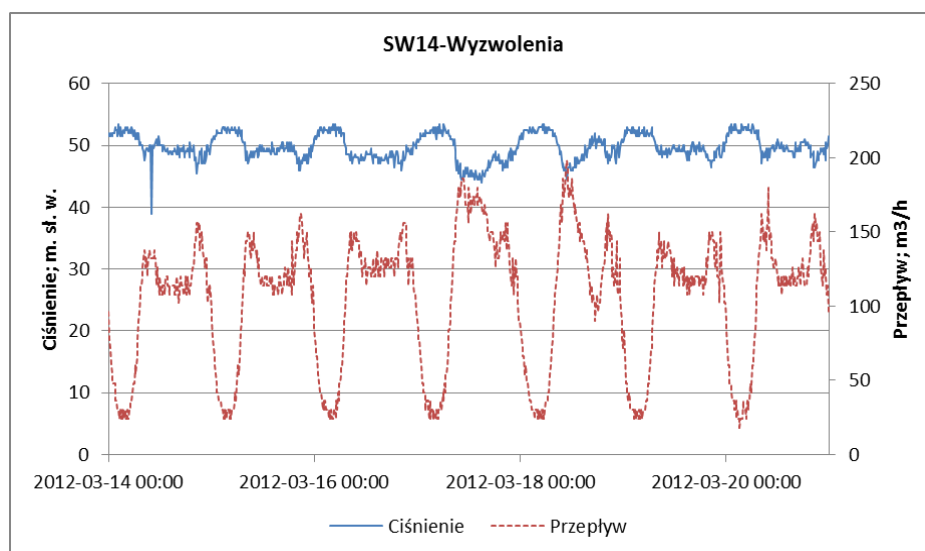
Od 2009 roku BPK rozpoczęło modernizację studni (z montażem reduktorów ciśnienia) stosując jako kryterium modernizacji wybór tych studni, których

przebudowa pozwoli wypracować największy zysk z tytułu ilości oszczędzonej wody. W chwili obecnej BPK zajmuje się eksploatacją 28 zaworów redukcyjnych. W celu zapewnienia kontroli pracy zamontowanych reduktorów, każdą studnię redukcyjną wyposażono w urządzenia do monitoringu, zbierające informacje o ciśnieniu na wejściu do reduktora, na wyjściu z reduktora oraz o wartości przepływu. Dane z urządzeń za pomocą sieci GSM spływają każdego dnia na serwery BPK, gdzie poddawane są codziennej analizie. Poniżej przedstawiono stadium przypadków pracy reduktorów ciśnienia zarejestrowanych przez system monitoringu BPK.

2. Praca reduktora ze zbyt małą redukcją ciśnienia

Większość producentów zaworów redukcyjnych podaje w kartach katalogowych urządzeń wartość minimalnej wymaganej redukcji ciśnienia, która przeważnie oscyluje w granicy ok. 0,5-1,0 bara. Na wielkość przywołanego parametru w dużej mierze wpływa rodzaj sprężyny użytej w zaworach pilotowych, a dokładniej zakres stopnia redukcji ciśnienia.

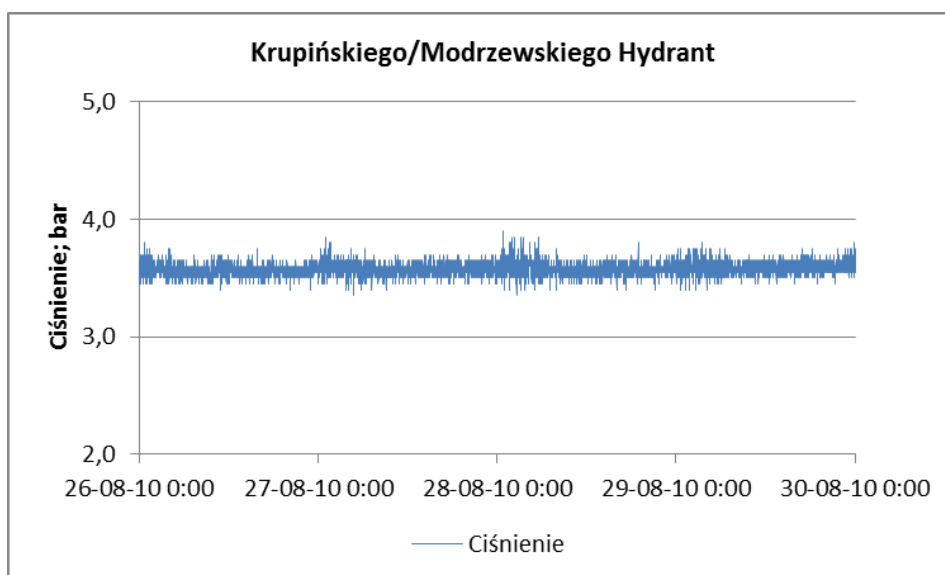
Na rys. 4 przedstawiono pracę reduktora z wartością redukcji ciśnienia ok 0,4 bara (wartość wymagana przez producenta min 1 bar). Tak mała redukcja ciśnienia przy przepływach rzędu ok 200 m³/h przy reduktorze DN150 związana jest z pracą reduktora z niemal całkowitym otwarciem oraz z możliwością zaklinowania dysku. Niestabilny przebieg linii ciśnienia przejawiający się m.in. różnicą ciśnienia między dniem a nocą wysokości ok 0,7 bara oraz spadki ciśnienia powodowane zwiększonym rozbiorem wody, świadczą o niepoprawnej pracy zaworu i wręcz jego bezużyteczności do momentu zmiany nastaw wartości ciśnienia wyjściowego w badanym miejscu.



Rys. 4. Praca reduktora z minimalną redukcją ciśnienia

3. Praca reduktora przy minimalnym nocnym przepływie

Wraz z przebudową sieci wodociągowej jednej z dzielnic Bytomia, z powodu dużej różnicy wysokości między źródłem zasilania a najniższymi punktami, zdecydowano się na zabudowę studni redukcyjnej. Pomimo uzyskanych zadawalających parametrów pracy nowej sieci, urządzenia do monitoringu pracy reduktora zarejestrowały wahania ciśnienia w godzinach nocnych (Rys. 5). Powodem zaistniałej sytuacji była praca zaworu redukcyjnego przy minimalnej wartości przepływu wynoszącej w zasilanej strefie ok $1\text{m}^3/\text{h}$. Zgodnie z danymi katalogowym, niestabilność pracy dotyczy wartości do 5% otwarcia reduktora i związana jest z tzw. skokiem zaworu, którego stosunkowo małe otwarcie powoduje stosunkowo duży wzrost przepływu w stosunku do zapotrzebowania. Ponadto należy uwzględnić pracę sprężyny zaworu pilotowego, która w badanym reduktorze z powodu swoich rozmiarów może nie posiadać możliwości płynnej regulacji przy tak niskiej wartości przepływu.



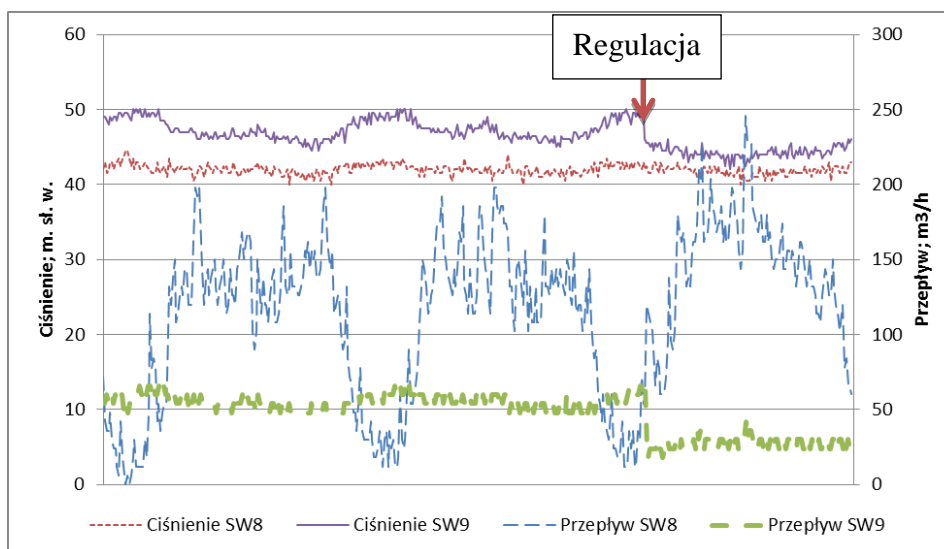
Rys. 5. Praca reduktora przy minimalnym nocnym przepływie

4. Współpraca reduktorów połączonych równolegle

- poprawna praca

Próby dopracowania współpracy reduktorów zasilających równolegle wydzielony rejon sieci, bardzo często odbywają się w sposób doświadczalny. Dużą rolę przy tego rodzaju regulacjach odgrywa średnica reduktorów, związana z nią wydajność, wysokościowe usytuowanie reduktorów względem siebie oraz sposób zasilania (z tych samych lub różnych magistral). Poniżej przedstawiono regulację reduktorów DN150 i DN200, zasilanych z tej samej magistrali

DN1000, przy różnicy wysokości między nimi ok 7m. Na rys. 6 przedstawiono moment regulacji, w którym zmniejszono nastawy mniejszego reduktora oraz wyregulowano zawory szybkości reakcji. Przeprowadzona regulacja pozwoliła osiągnąć stabilniejszy przebieg linii ciśnienia w zasilanej strefie oraz ciągłą pracę reduktorów w ciągu całej doby.



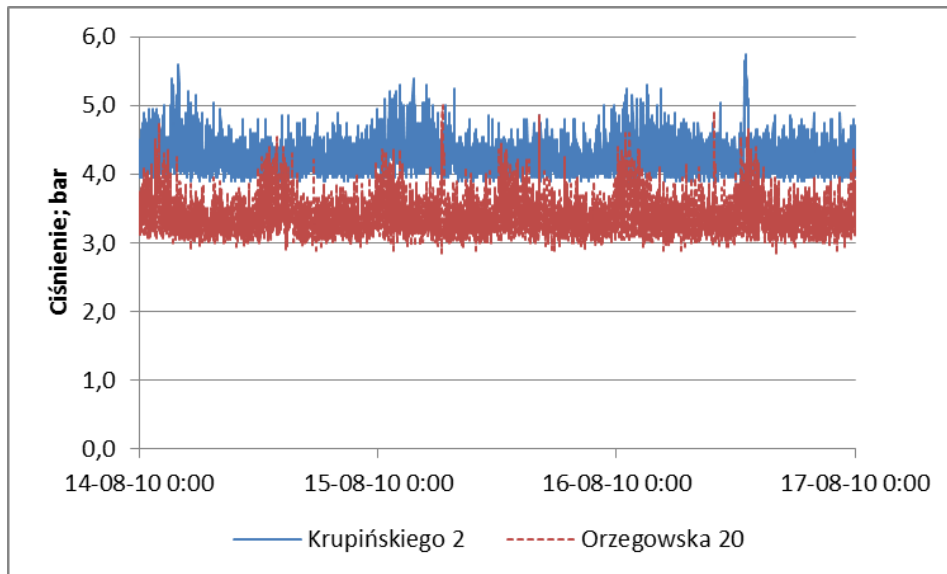
Rys. 6. Regulacja współpracy reduktorów pracujących równolegle (SW8 – reduktor DN200; SW9 – reduktor DN150)

- **niepoprawna praca**

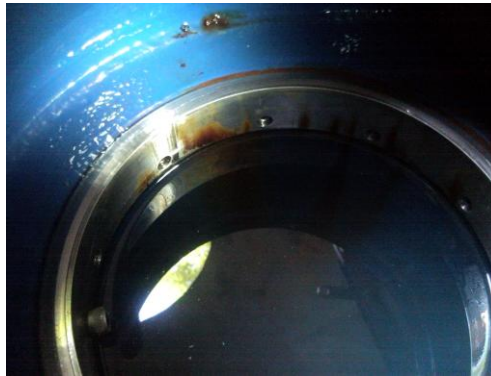
Przekazanie do eksploatacji sieci wodociągowej przebudowanej w ramach Funduszu Spójności (realizacja projektu „Poprawa gospodarki wodno-ściekowej na terenie gminy Bytom” w latach 2004-2011) wiązało się w pierwszej kolejności z przeprowadzeniem badań parametrów sieci oraz współpracy dwóch reduktorów połączonych równolegle. Uzyskane wyniki pomiarów (Rys. 7) stały się motorem do podjęcia natychmiastowych działań zmierzających do poprawy sprawności pracy sieci.

W pierwszej kolejności przystąpiono do czyszczenia reduktorów. Wewnątrz obydwóch napotkano rdzawe naloty na gnieździe zbudowanym ze stali nierdzewnej (Rys. 8). Nierówności powierzchni gniazda uniemożliwiały płynną pracę dysku zaworu, utrudniając jego ruch. Ponadto siatka filtra zamontowanego przed jednym z reduktorów wypełniona była opiłkami PE porośniętymi błoną biologiczną (Rys. 9).

Narośl ograniczała przekrój siatki filtracyjnej o około połowę, zaburzając i ograniczając przepływ przez filtr i reduktor. Współpraca dwóch reduktorów zasilających mały szczelny odcinek sieci, powodowała znaczne wahania ciśnienia szczególnie, w godzinach nocnych, będące dwa razy większe w porównaniu do wahań ciśnienia w ciągu dnia (Rys. 7).



Rys. 7. Niewłaściwa praca reduktorów pracujących równoległe



Rys.8. Zardzewiałe gniazdo reduktora



Rys. 9. Zanieczyszczenie filtra

5. Sterowanie pracą reduktora

Podczas rozważań na temat sterowników nastaw reduktorów, należy zwrócić uwagę na piloty zaworów redukcyjnych a dokładnie na ich sprężyny. Na rys. 10 przedstawiono sprężyny zastosowane w reduktorach tej samej średnicy lecz różnych producentów. Należy mieć na uwadze że na efektywność regulacji ciśnienia za pomocą sterownika, wpływa przekrój użytej sprężyny. Wiadomym jest że sprężyna o mniejszym przekroju, dużo łatwiej będzie poddawała się regulacji oraz regulacja ta będzie płynniejsza.



Rys. 10. Porównanie wielkości zaworów pilotowych oraz odpowiadających im sprężyn

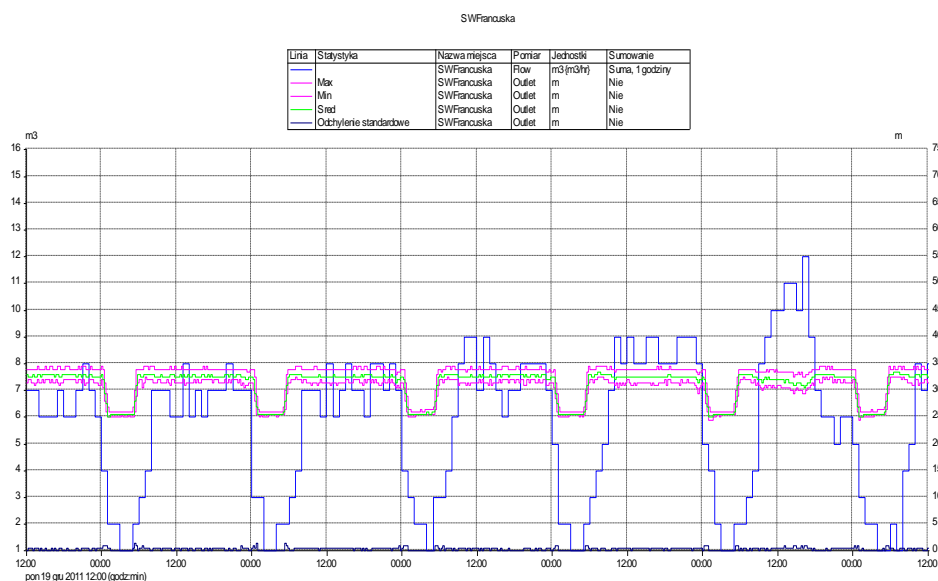
6. Sterowniki zewnętrzne reduktorów ciśnienia

Doświadczenia BPK ze stosowania sterowników nastaw reduktorów, pokazały że sterowania zewnętrznego reduktorem nie można zastosować wszędzie. Ograniczenia te wynikają zarówno z technicznych właściwości urządzeń jak i z ograniczeń stawianych przez sam system dystrybucji wody. Zastosowanie sterowania zewnętrznego zdeterminowane jest specyfiką zasilanego rejonu tj. pojemnością buforową zasilanej strefy, wymaganą wartością ciśnienia dyspozycyjnego oraz obecnością zakładów przemysłowych jak i ważnych ze społecznego punktu widzenia obiektów np. szpitali. Poniżej omówione zostały poszczególne rodzaje regulacji.

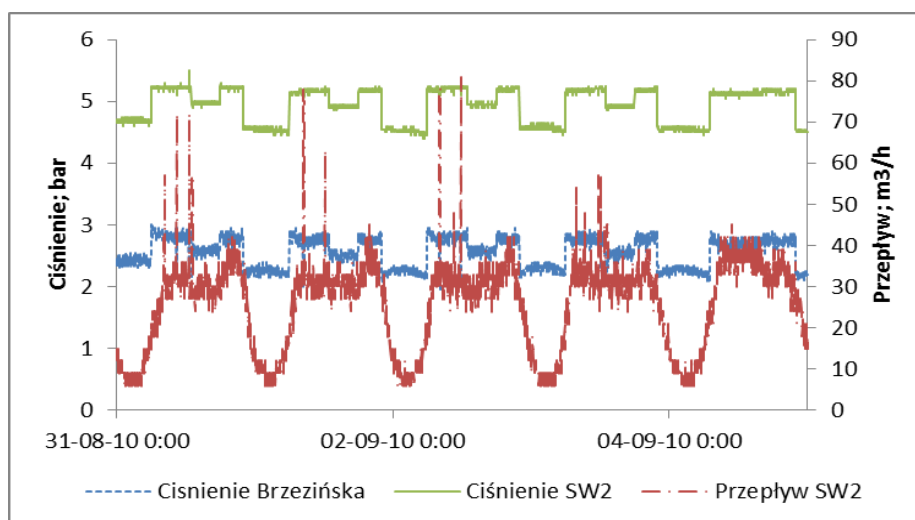
• Sterowanie czasem

Do chwili obecnej w BPK udało się zbadać pracę dwóch rodzajów sterowników nastaw reduktorów: mechanicznego i pneumatycznego. Sterowniki posiadały możliwość zadawania odpowiednich nastaw ciśnienia wyjściowego w zdefiniowanych przedziałach czasowych. W zależności od zastosowanego rozwiązania zyskiwano dodatkową funkcjonalność w postaci alarmów wysyłanych za pomocą smsów, rejestracji danych oraz możliwością nastawiania kilku scenariuszy. Na rys. 11 i 12 przedstawiono pracę reduktorów sterowanych zgodnie z zadanymi nastawami czasowymi.

Początkowo dane generowane przez sterownik pneumatyczny wydawały się bardzo nieczytelne, ponieważ do zobrazowania pracy reduktora służyły 3 linie oznaczone jako ciśnienie min, max i śr. Z powodu występującej w niektórych przypadkach dużej różnicy w wysokości między liniami ciśnienia max i min, postanowiono zbadać który przebieg jest najbliższy rzeczywistej wartości ciśnienia. W tym celu zamontowano dodatkowy rejestrator, z wysoką częstotliwością rejestracji i zapisu.

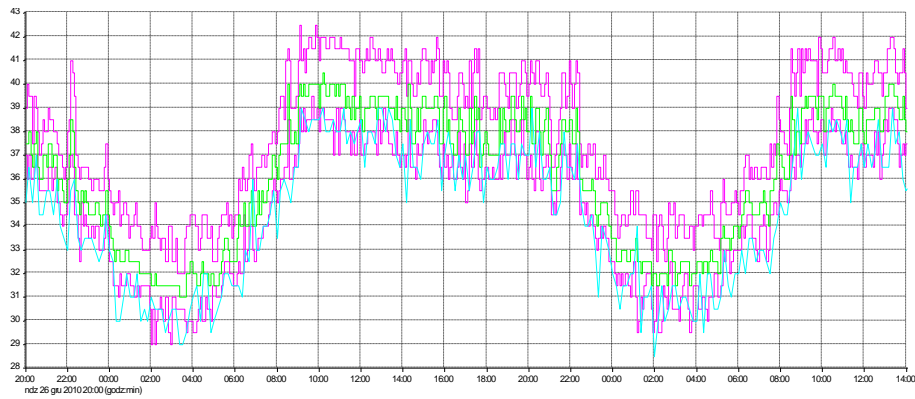


Rys.11. Sterowanie czasem sterownik pneumatyczny



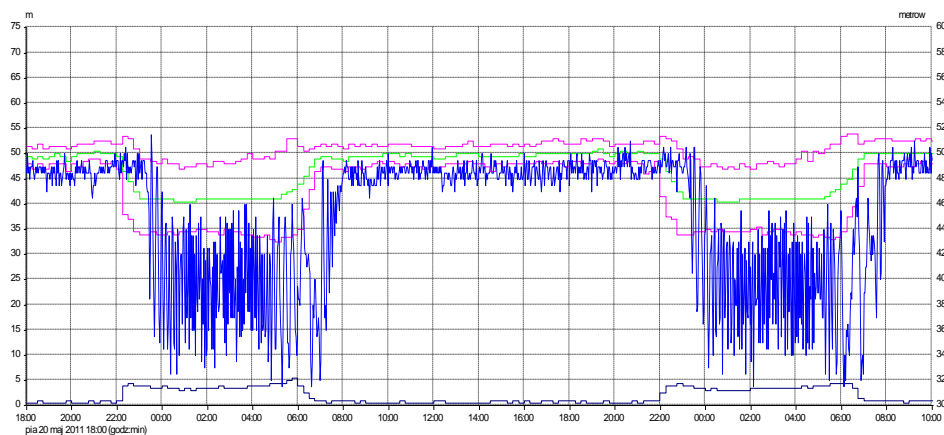
Rys.12. Sterowanie czasem sterownik mechaniczny

Zgodnie z rys. 13 - rzeczywista wartość ciśnienia posiada przebieg najbliższy linii oznaczonej jako ciśnienie min. Uzyskane informacje okazały się bardzo przydatne i pozwoliły na niedublowany pomiar ciśnienia na wyjściu z reduktora, w miejscach w których zastosowano sterowanie pracą reduktorów.



Rys. 13. Porównanie przebiegu linii ciśnienia zarejestrowanych przez sterownik i rejestrator (linia różowa i zielona – ciśnienia sterownik; linia niebieska – ciśnienie rejestrator)

Bardzo często przy eksploatacji sterowników posiadających możliwość rejestracji i archiwizacji danych, stosuje się zapis z częstotliwością ok 10 min w celu m. in. oszczędności baterii. Takie postępowanie bardzo upraszcza obraz współpracy sieci z reduktorem (rys. 14). Stosunkowo duża wartość odchylenia standardowego między linią ciśnienia max i min spowodowała chęć otrzymania weryfikacji danych. Z tego powodu zdecydowano się na dodatkowy pomiar ciśnienia z częstotliwością zapisu co 30 sek. Linia niebieska obrazuje zmiany ciśnienia, zarejestrowane przez rejestrator. Pomimo wygładzonej linii ciśnienia otrzymanej ze sterownika (linia różowa) w rzeczywistości w godzinach nocnych reduktor w krótkich okresach czasu otwierał się i zamykał powodując wahania ciśnienia rzędu 1,4 bara. Należy pamiętać aby podczas zastosowania tego rodzaju regulacji zmiany nastaw ciśnienia zorganizować stosunkowo łagodnie (jako rozłożone w kilkuminutowym okresie czasu).



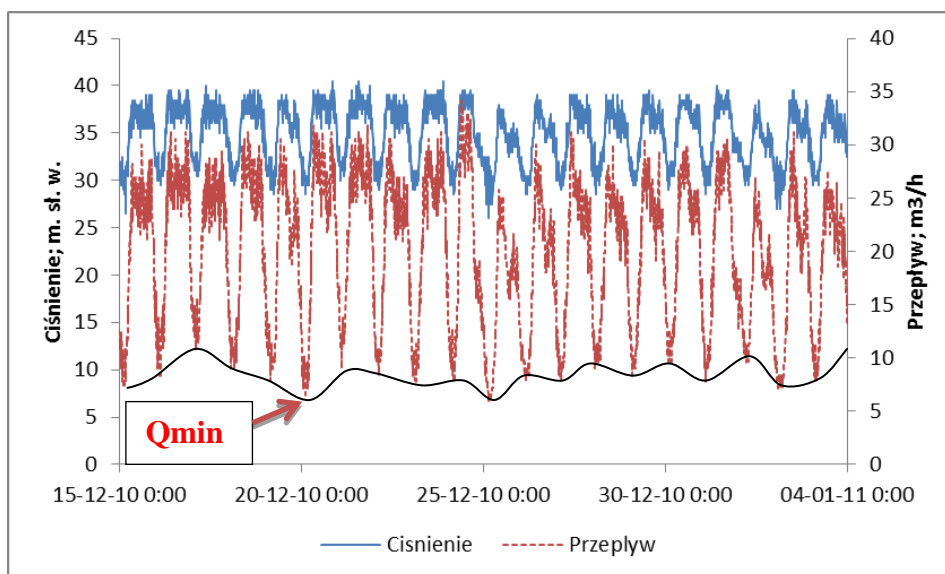
Rys. 14. Porównanie danych zarejestrowanych przez sterownik i rejestrator (linia różowa, linia zielona – wartości ciśnienia zarejestrowane przez sterownik; linia granatowa – odchylenie standardowe pomiędzy wartościami min i max; linia niebieska – pomiar ciśnienia na hydrancie)

- **Sterowanie przepływem**

Sterowanie pracą reduktora na podstawie zarejestrowanej, chwilowej wartości przepływu (rys. 15) uznawane jest za jedno z najnowocześniejszych rozwiązań sterowania pracą reduktora.

Przy podjęciu decyzji o ustawieniu sterownika w trybie sterowania przepływem, pamiętać należy o zorganizowaniu pracy sterownika z wodomierzem o odpowiednio małej wadze impulsu. Odpowiednio częste impulsowanie pozwala na stosunkowo płynną regulację ciśnienia za reduktorem. Doświadczenia przeprowadzone w BPK pokazały że impulsowanie o wartości nawet $0,1\text{m}^3$ nie jest właściwym do tego rodzaju regulacji. Użycie określonej wagi impulsu determinuje czas w którym sterownik odczytuje wartość przepływu i zadaje wartość ciśnienia. W tego rodzaju regulacji najbardziej sensownym rozwiązaniem wydaje się użycie przepływomierza.

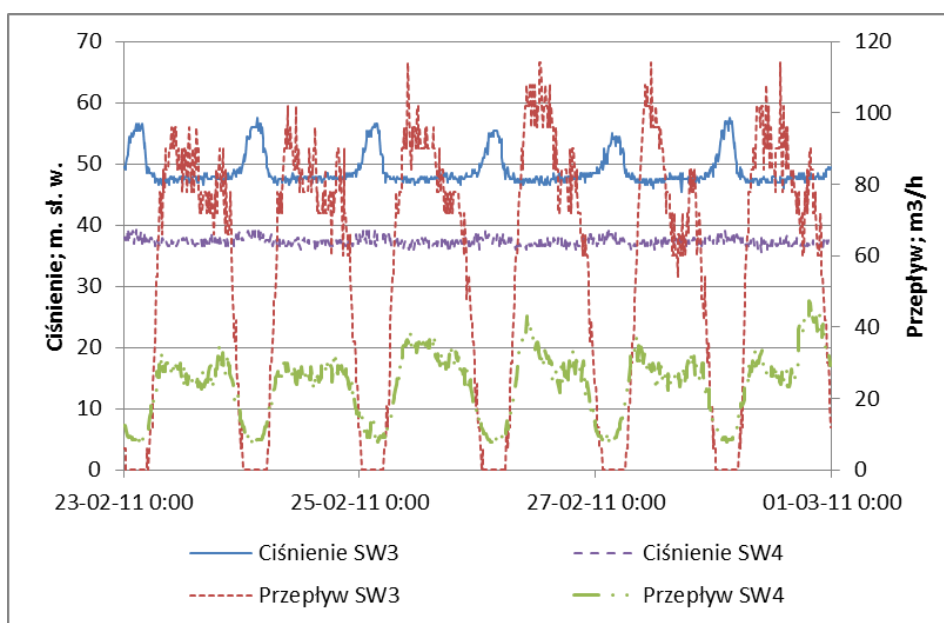
Należy mieć świadomość że w momencie zastosowania tego rodzaju regulacji pozbawiamy się możliwości analizy wartości minimalnego nocnego przepływu zasilanej strefy (rys. 15). Powodem takiej sytuacji jest fakt że dla różnych wartości przepływu ustawiana jest różna wartość ciśnienia. Wydajność awarii jest zmienna i zależna od chwilowej nastawy ciśnienia. W opisanej sytuacji bardzo ważną rolę pełni kąt nachylenia krzywej zależności przepływu od ciśnienia wprowadzanej do sterownika którego wartość wynika z analizy pracy sieci w najbardziej niekorzystnym punkcie. Im kąt ten ma większą wartość tym większa będzie amplituda zmienności ciśnienia na wyjściu z reduktora przy zmiennym przepływie i w porównaniu do krzywej o mniejszym nachyleniu.



Rys. 15. Modulacja ciśnienia na wyjściu z reduktora za pomocą wartości przepływu

7. Współpraca reduktorów ciśnienia ze zdalnie sterowaną przepustnicą

Na rys. 16 przedstawiono współpracę przepustnicy o stałym stopniu otwarcia z zaworem redukcyjnym. Zaistniała sytuacja spowodowana była: poprawą warunków hydraulicznych w danej strefie z powodu przebudowy 580m sieci, awarią sterowania przepustnicy oraz problemami z wydajnością, przekroczeniami i spadkami ciśnienia. W godzinach nocnych wzrost ciśnienia za reduktorem powyżej wartości nastawy powodował jego zamknięcie - zasilanie połączonego rejonu odbywało się wyłącznie przez przepustnicę. W ciągu dnia główne zasilanie odbywało się przez reduktor ciśnienia a przepustnica jedynie dosilała połączony obszar z w przybliżeniu stosunkowo stałą wartością przepływu.



Rys. 16. Współpraca reduktora z przepustnicą (SW3 – reduktor ciśnienia; SW4 - przepustnica)

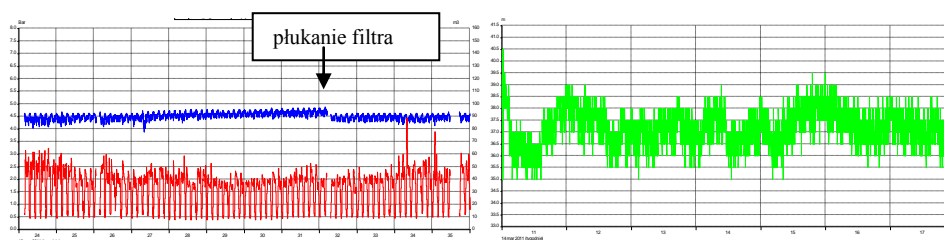
8. Przypadki eksploatacyjne

- **zanieczyszczenie filtra instalacji sterującej**

Przebieg linii ciśnienia na wyjściu z reduktora informuje o charakterystyce pracy zaworu oraz pozwala na zaobserwowanie sytuacji związanych z jej zaburzeniami. Do jednej z takich sytuacji można zaliczyć zanieczyszczenie filtra instalacji sterującej, przejawiające się wzrostem (Rys. 17.) lub falowaniem linii ciśnienia (Rys. 18.).

Bardzo ważną rolę w eksploatacji filtra instalacji sterującej odgrywa średnica oczek użytej siatki determinująca częstość jego czyszczenia (Rys. 19).

Reduktory ciśnienia wyposażone w filtry samoczyszczące, pomimo ich nazwy, również wymagają czyszczenia (Rys. 20). Niestety czyszczenie tego rodzaju z filtrów jest o tyle problematyczne że wymaga całkowitego zamknięcia dopływu wody. Brak obejścia reduktora może wiązać się albo z brakiem zasilania wydzielonego rejonu sieci na czas czyszczenia albo z koniecznością zmiany kierunku zasilania.



Rys. 17. Wzrost linii ciśnienia spowodowany zatykaniem filtra instalacji sterującej

Rys. 18. Niestabilny przebieg linii ciśnienia spowodowany zanieczyszczeniem filtra instalacji sterującej



Rys. 19. Zanieczyszczony filtr instalacji sterującej

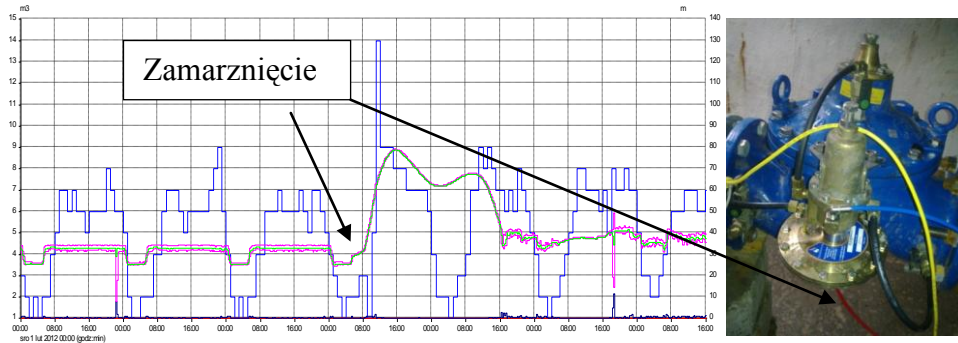


Rys. 20. Zanieczyszczony filtr samoczyszczący

- **zamarznięcie rurki sterownika nastaw reduktora**

Nagły i znaczny spadek temperatury w lutym br. z powodu bardzo małego zagłębienia oraz małych gabarytów studni redukcyjnej, spowodował zamarznięcie wody w jednej z rurek pneumatycznego sterownika nastaw reduktora (Rys. 21). Zwiększenie objętości wody po zamarznięciu zostało odczytane przez sterownik jako wzrost ciśnienia za reduktorem powodując zamknięcie zaworu. Do ustąpienia mrozów reduktor nie był sterowany za pomocą sterownika pneumatycznego.

- **rozerwany zawór instalacji sterującej (Rys. 22.)**
- **pęknięta sprężyna zaworu sterującego (Rys. 23. i Rys. 24.)**



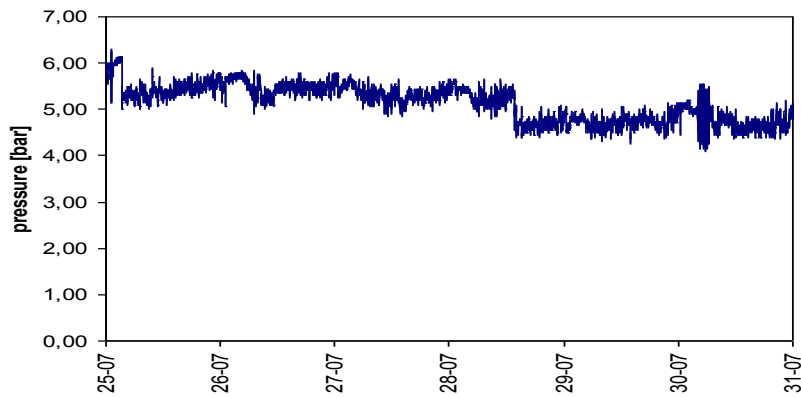
Rys. 21. Zamarznięcie rurki sterownika nastaw reduktora



Rys. 22. Pęknięty zawór instalacji sterującej



Rys. 23. Pęknięta sprężyna zaworu pilotującego



Rys. 24. Praca reduktora z pękniętą sprężyną zaworu pilotowego

9. Podsumowanie

Przytoczone przykłady pokazują jak ważną rolę w eksploatacji reduktorów ciśnienia odgrywa ich poprawny dobór, serwisowanie oraz umiejętne zarządzanie ich pracą, w celu budowy zoptymalizowanego i niezawodnego systemu dystrybucji wody.

Literatura

Materiały własne Bytomskiego Przedsiębiorstwa Komunalnego Sp. z o.o.

EXPLOITATION OF PRESSURE REDUCING VALVES – CASE STUDY FROM BPK SP. Z O.O.

S u m m a r y

This paper presents issues related to the daily operation of the pressure reducing valves hydraulic controlled with optional time or flow control.

Barbara KLISZCZEWICZ
Katedra Dróg i Mostów
Politechnika Śląska

NUMERYCZNE MODELOWANIE 3D WSPÓLPRACY RUROCIĄGÓW Z GRUNTEM

W referacie przedstawiono możliwości numerycznego modelowania współpracy rurociągów z podłożem gruntowym, poddanych działaniu pionowych, równomiernie rozłożonych obciążeń. Podano ogólne zasady przestrzennego modelowania układu rura – grunt typu 3D, z uwzględnieniem czynników uniemożliwiających stosowanie analiz rurociągu w płaskim stanie odkształcenia. Zaprezentowano założenia, program i wyniki analizy 3D betonowego rurociągu ułożonego w gruncie, wykonanej w programie Z_Soil.

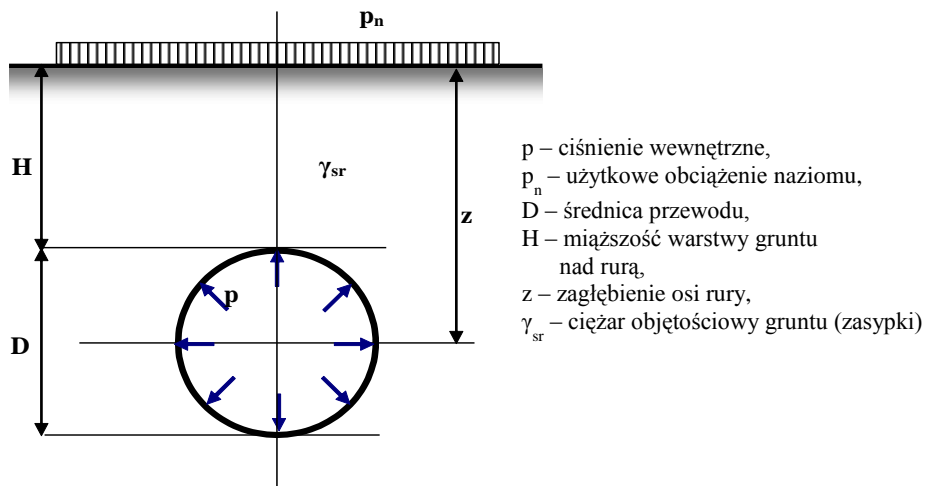
1. Wprowadzenie

Podziemne rurociągi, stanowiące jeden z ważniejszych elementów infrastruktury technicznej, budowane są z zastosowaniem bardzo zróżnicowanych materiałów. Wymienić można materiały tradycyjne (beton, żelbet, polimerobeton, stal, kamionka), szeroko obecnie stosowane tworzywa sztuczne (PVC, PE, PP) czy też rury GRP. Dobór rozwiązania materiałowego jest uwarunkowany funkcją rurociągu (przewody wodociągowe, kanalizacyjne, gazowe, inne), warunkami pracy (przewody ciśnieniowe, bezciśnieniowe) oraz działającymi obciążeniami. Parametry materiałowe i związana z nimi odkształcalność rur silnie rzutują na charakter zachowania się przewodu rurowego w przestrzeni gruntowej. Znajduje to odzwierciedlenie we współczesnych analitycznych metodach obliczeniowych. Jest rzeczą oczywistą, iż metody te, posługując się idealizacją w zakresie obciążeń, są dalekie od realizmu. Stosowane coraz częściej metody numeryczne w sposób bardziej realistyczny opisują zachowanie się rurociągu w przestrzeni gruntowej.

2. Charakterystyka analitycznych metod obliczeniowych podziemnych rurociągów

W analitycznych metodach obliczeniowych model obliczeniowy sprowadza się najczęściej do poprzecznego przekroju rury z obciążeniami rozłożonymi

w kierunku pionowym i poziomym, o stałej lub zmiennej intensywności. Pierścien rurowy analizowany jest zatem w płaskim stanie odkształcenia (rys. 1).



Rys. 1. Obliczeniowy model rurociągu w płaskim stanie odkształcenia

Obciążenia podziemnych rurociągów są głównie związane z funkcją rurociągu i jego ułożeniem w gruncie (ciśnienie wewnętrzne prowadzonego medium, ciężar gruntu i ewentualnie nawierzchni nad rurą, użytkowe, obciążenie naziomu, obciążenia komunikacyjne). W wypadku ułożenia rurociągu w zasięgu wpływów górniczych dodatkowe obciążenia wynikają ze współpracy rurociągu z górniczo deformowanym podłożem gruntowym [6].

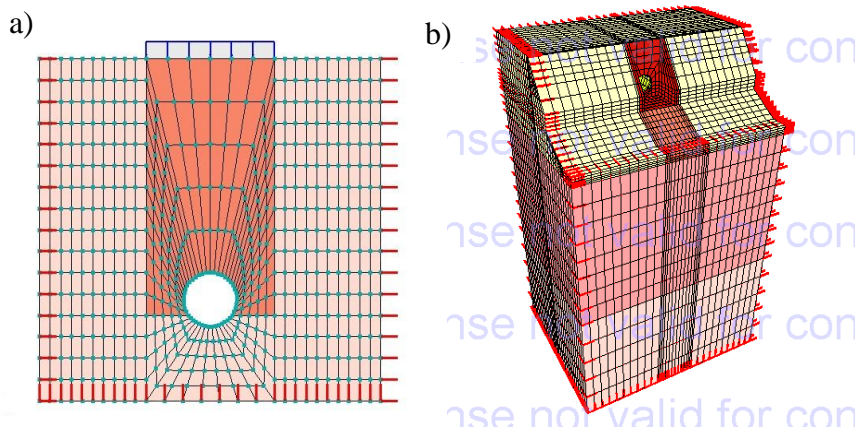
We współczesnych analitycznych metodach obliczeniowych uwzględniana jest sztywność rurociągów (rurociągi sztywne i podatne) i wynikające z tego zróżnicowane zachowanie się rury w gruncie oraz – w konsekwencji – zróżnicowane kryteria wymiarowania. Rury sztywne przenoszą obciążenia jako układy samonośne, zaś rury odkształcalne (podatne) współpracują z otaczającym je gruntem, przy czym charakter tej współpracy zależy od relacji sztywności rury i gruntu [7]. Tę zróżnicowaną reakcję rur sztywnych i podatnych na działające obciążenia uwzględniają metoda skandynawska [4] i metoda podana w niemieckich zbiorach reguł ATV [1]. Przegląd analitycznych metod obliczeniowych rur w płaskim stanie odkształcenia podano m.in. w [5], [7], [8].

Stosunkowo rzadko rurociągi analizowane są w kierunku wzdłużnym. W celu odwzorowania rurociągu stosowany jest wówczas model belkowy, zaś podłoże gruntowe reprezentowane jest przez układ sprężystych podpór (model Winklera) lub półprzestrzeń sprężystą.

3. Charakterystyka metod numerycznych

Coraz częściej analizy obliczeniowe podziemnych rurociągów prowadzone są z wykorzystaniem współczesnych pakietów obliczeniowych: Ansys, Plaxis,

HydroGeo, COSMOS czy Z_Soil [2], [3], [5], z zastosowaniem Metody Elementów Skończonych (MES). Typ analizy (2D lub 3D) dobierany jest w zależności od geometrii obiektu, rozkładu parametrów materiałowych i rozkładu działających obciążeń. Przykłady numerycznych modeli 2D i 3D podziemnych rurociągów pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Przykłady modeli układu rura – grunt: a) model typu 2D [6], b) autorski model wylotu kolektora typu 3D

W analizach numerycznych rozpatrywany jest wieloelementowy układ rura – grunt. Wymiary bryły gruntu dobierane są najczęściej w odniesieniu do wymiaru średnicy rury [2], z uwzględnieniem zróżnicowanych warunków gruntowych. Podział przestrzeni gruntowej na elementy prowadzony jest najczęściej nierównomiernie, z wyraźnym zagęszczeniem siatki wokół rurociągu.

W odróżnieniu od metod analitycznych, w metodach numerycznych zdecydowanie bardziej realistycznie modelowany jest obszar gruntu otaczającego rurę. Cechy gruntu i jego reakcję na działające obciążenia opisują modele konstytutywne, wbudowane w pakietach komputerowych. Szczególnie geotechniczne zorientowane pakiety komputerowe, np. Z_Soil, zawierają bogaty zestaw konstytutywnych modeli gruntu (m. in. sprężysty, Coulomba-Mohra, CamClay, Duncana-Changa, typu *cap*, Hoeka-Browna, Rankina), uwzględniające plastyczność gruntu [9].

Analizy numeryczne umożliwiają wprowadzenie zestawów obciążeń dowolnie usytuowanych względem przewodu rurowego i symulowanie ich działania w zadanych przedziałach czasowych.

4. Przykład analizy typu 3D podziemnego rurociągu

W celu przedstawienia możliwości i zalet numerycznego modelowania typu 3D podziemnych rurociągów zbudowano w programie Z_Soil (academic version 11.03) przestrzenny model układu rura – grunt.

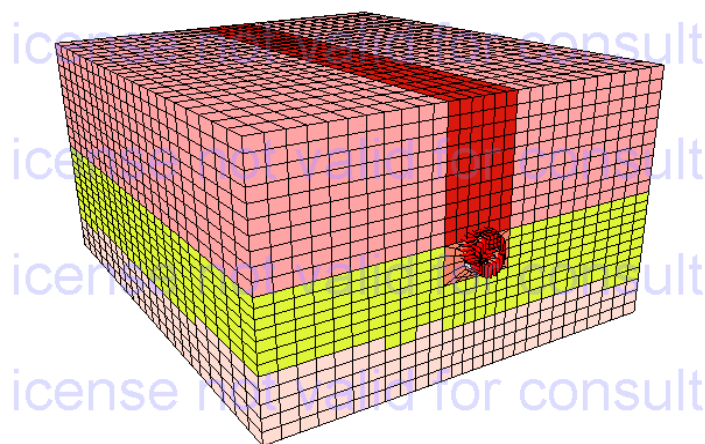
Model układu obejmuje bryłę gruntu o wymiarach 10,0 x 6,0 x 12,0 m, w której wyodrębniono strefę wykopu o głębokości 3,77 m (miąższość warstwy gruntu przykrywającej rurę 3,0 m). W wykopie, na warstwie podsypki o grubości 0,2 m, ułożona jest betonowa rura o średnicy 500 mm i grubości ścianki 0,08 m. W modelu uwzględniono nierównomierne przewarstwienia gruntu otaczającego wykop, wprowadzając zróżnicowane parametry poszczególnych warstw przy użyciu opcji *Boreholes*. Ogólny widok modelu oraz widok w płaszczyźnie x, y przedstawiono na rys. 3, zaś parametry materiałowe warstw gruntu, zasypki i rury zestawiono w tabeli 1. W programie analizy przewidziano przesuwanie na górnej powierzchni modelu równomiernie rozłożonego obciążenia, o intensywności 25,0 kN/m². Pole powierzchni, na której przyłożone jest obciążenie ma wymiar 1,8 m x 2,25 m. Obciążenie jest przesuwane skokowo, prostopadłe do osi rury. W analizie rozpatrzono dziewięć położenia obciążenia względem osi rury (rys. 4).

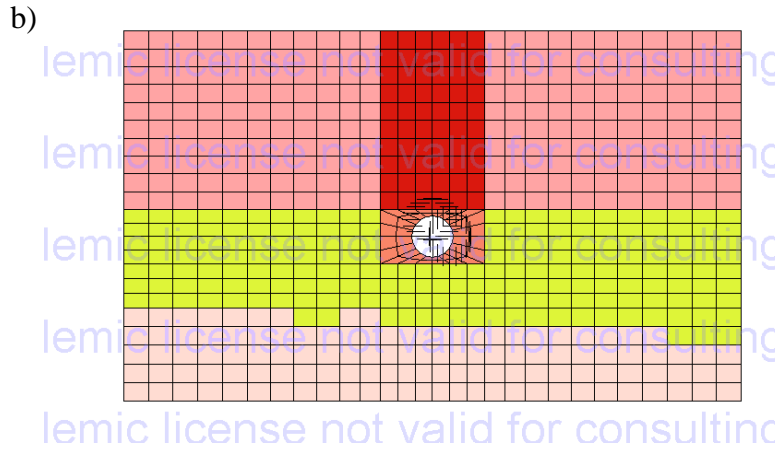
W modelowaniu bryły gruntu użyto prostopadłościennych, ośmiowęzłowych elementów typu *Continuum*, natomiast powłokę rury modelowano elementami typu *Shell*. Model składa się z 14 344 elementów (w tym 13 904 typu *Continuum* i 440 elementów typu *Shell*) i 15 916 węzłów. Warunki brzegowe umożliwiają swobodny przesuw wzdłuż pionowych płaszczyzn modelu oraz podparcie i uniemożliwienie przesuwu w jego dolnej płaszczyźnie (2950 węzłów typu *Boundary conditions*).

Grunt modelowany jest w zakresie sprężysto-plastycznym (konstrytuwny model sprężysto-idealnie plastyczny Coulomba-Mohra, ze stowarzyszonym prawem płynięcia).

Wyniki przeprowadzonej analizy umożliwiają zarówno ocenę wyężenia przewodu rurowego jak i zmian zachodzących w przestrzeni gruntowej w wyniku działania przesuwającego się obciążenia.

a)

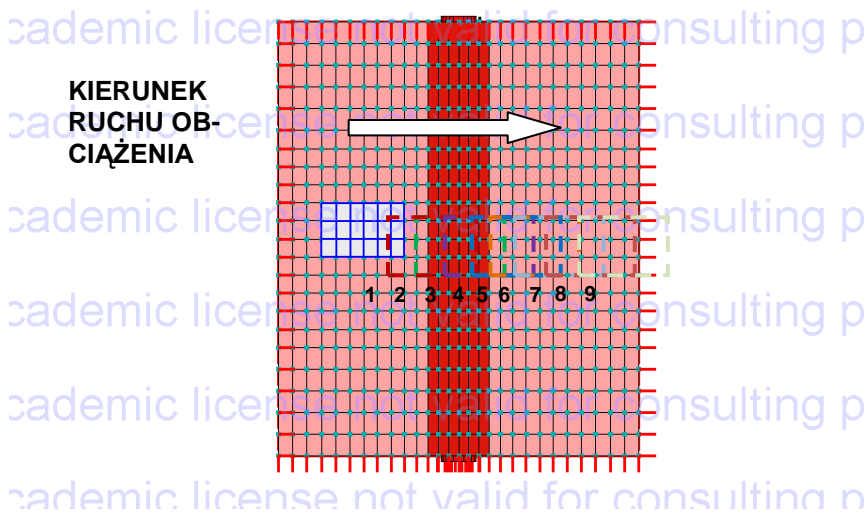




Rys. 3. Model układu rura - grunt: a) ogólny widok modelu, b) widok modelu w płaszczyźnie x, y

Tabela 1. Zestawienie parametrów materiałowych modelu układu rura – grunt

Materiał	Moduł odkształcenia (sprężystości) [MPa]	Współczynnik Poissona	Kąt tarcia wewn. [°]	Kohezja [kN/m ²]	Ciężar objętościowy [kN/m ³]
Grunt rodzimy 1	54,4	0,25	30,9	5,0	16,2
Grunt rodzimy 2	3,3	0,40	5,3	8,8	14,7
Grunt rodzimy 3	81,3	0,25	33,1	5,0	18,1
Grunt obsypki	33,5	0,30	29,6	5,0	15,7
Grunt zasypki	66,9	0,25	32,4	5,0	18,1
Beton	30 000	0,17	-	-	24,0



Rys. 4. Schemat przesuwania obciążenia (widok górnej powierzchni modelu)

W celu pokazania różnorodnych możliwości prezentacji uzyskanych wyników poniżej zestawiono wizualizacje typu 3D (mapy naprężeń na tle zdeformowanej siatki modelu dla wybranego położenia obciążenia), wizualizacje typu 2D (mapy naprężeń w wybranych płaszczyznach przekrojowych dla wybranego położenia obciążenia, wykresy przyrostów osiadań górnej powierzchni modelu w kolejnych położeniach obciążenia i wykres sumy osiadań górnej powierzchni modelu), wykresy uogólnionych sił wewnętrznych w wybranych płaszczyznach przekrojowych oraz wizualizacje typu 3D wyteżonej powłoki rury.

Poniżej zestawiono wybrane wyniki przeprowadzonej przestrzennej analizy układu rura – grunt odnoszące się do dwóch położenia obciążenia (nr 1 i nr 6):

– wizualizacja 3D map wypadkowych przemieszczeń (ABS), naprężeń poziomych σ_{xx} i σ_{zz} oraz pionowych σ_{yy} w bryle gruntu (rys. 5),

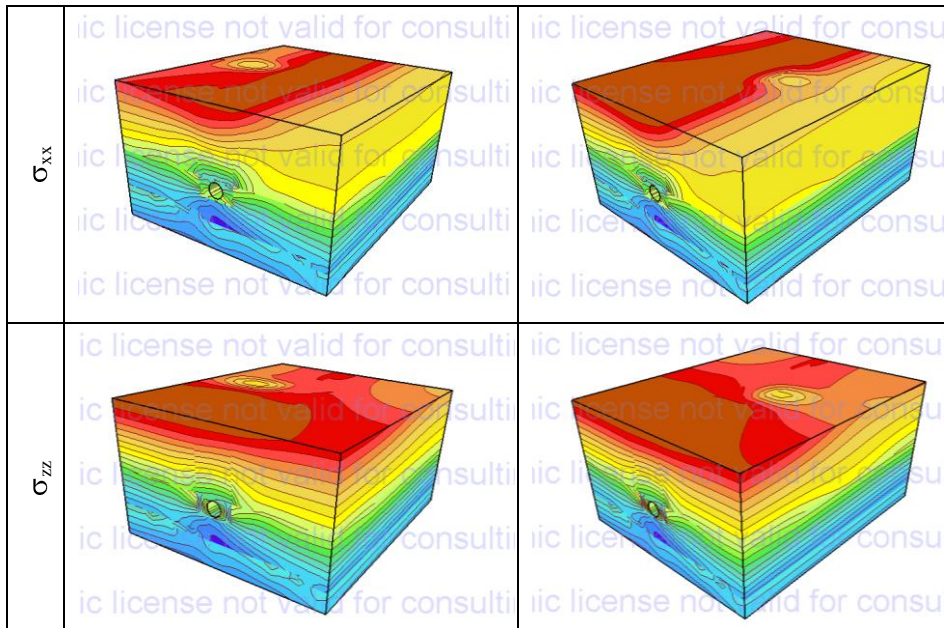
– wizualizacja 2D map naprężeń σ_{xx} i σ_{zz} w płaszczyźnie $x, y, z = -6,5 m$ (rys. 6).

Z kolei dla wybranego położenia obciążenia (nr 1) przedstawiono:

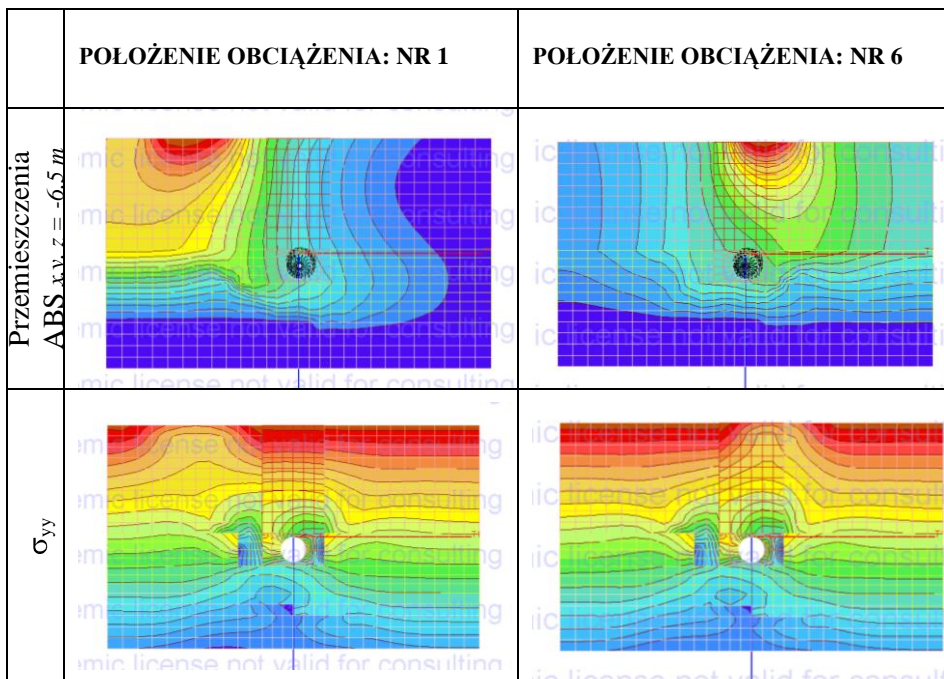
– wykresy obwodowych momentów zginających i obwodowych sił normalnych (rys. 7). Płaszczyzna przekrojowa x, y , w której prezentowane są te wyniki przechodzi przez środek strefy działania obciążeń (płaszczyzna prostopadła do osi rury, $z = -6,5 m$),

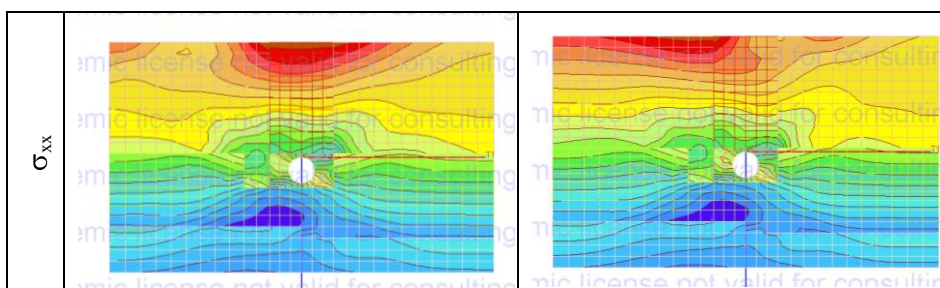
– wizualizację 3D rozkładu obwodowych sił normalnych wzdłuż odinka rury (rys. 8).

	POŁOŻENIE OBCIĄŻENIA: NR 1	POŁOŻENIE OBCIĄŻENIA: NR 6
Przemieszczenia ABS		
σ_{yy}		

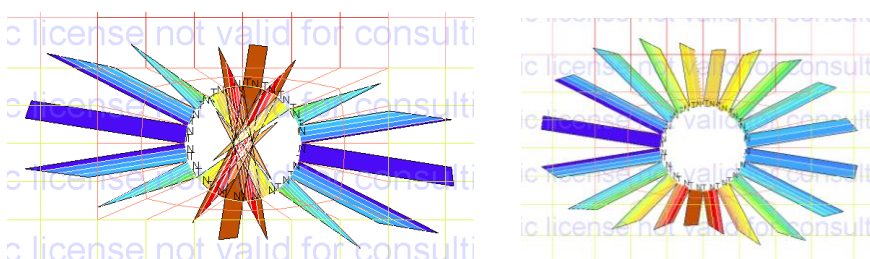


Rys. 5. Wizualizacja 3D rozkładu przemieszczeń ABS oraz naprężeń σ_{yy} , σ_{xx} , i σ_{zz} przy dwóch położeniach obciążenia (nr 1 i nr 6)

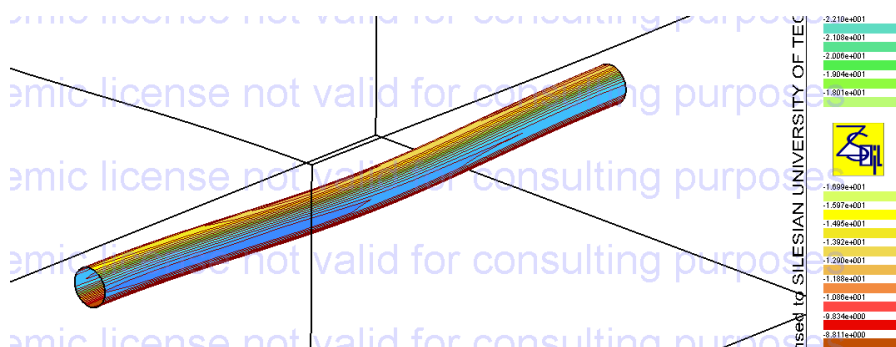




Rys. 6. Rozkład przemieszczeń ABS oraz naprężeń σ_{vv} i σ_z w płaszczyźnie x, y ($z = -6,5$ m) przy dwóch położeniach obciążenia (nr 1 i nr 6)

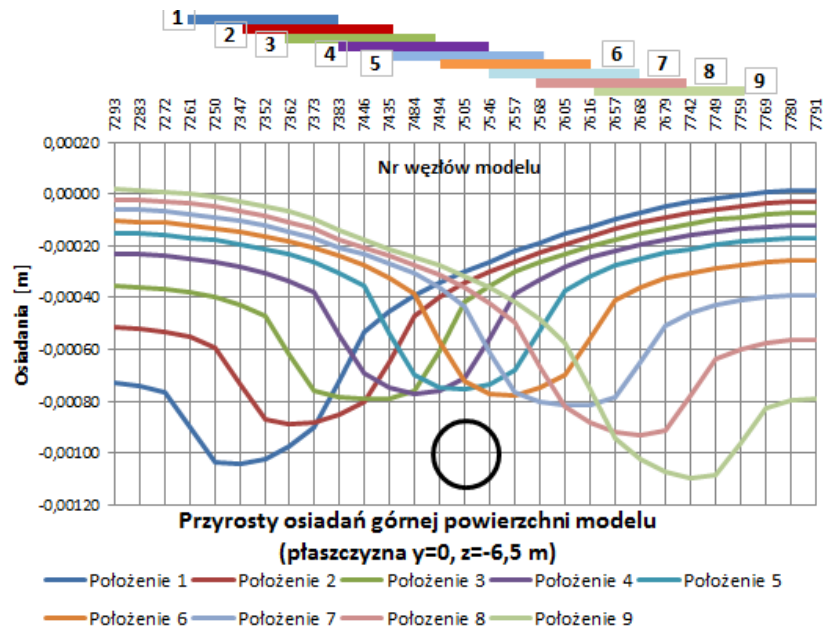


Rys. 7. Wykresy uogólnionych sił wewnętrznych (położenie obciążenia nr 1) w płaszczyźnie $x, y, z = -6,5$ m: a) obwodowy moment zginający, b) obwodowa siła normalna



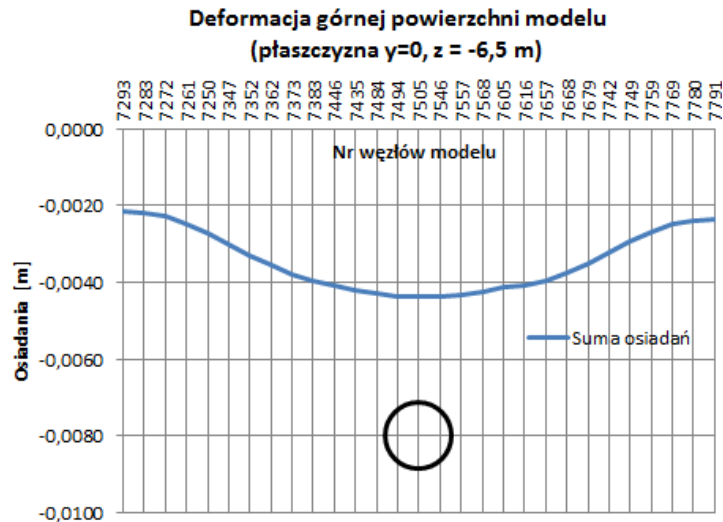
Rys. 8. Wizualizacja 3D rozkładu obwodowych sił normalnych wzdłuż odcinka rury (położenie obciążenia nr 1)

Przesuwające się obciążenie, wywierając nacisk na górną powierzchnię modelu, powoduje jej lokalne osiadania. Przyrosty osiadań są zróżnicowane zależnie od położenia obciążanego obszaru względem rurowości. Przykładowo, wykres przyrostów osiadań w płaszczyźnie x, y (przy $y = 0$ i $z = -6,5$ m) pokazano na rys. 9.



Rys. 9. Wykres przyrostów osiadań górnej powierzchni modelu w trakcie przesuwania się obciążenia

Sumaryczne osiadania górnej powierzchni modelu w analogicznej płaszczyźnie przekrojowej, występujące po dziewięciu etapach przesuwania obciążenia pokazano na rys. 10.



Rys. 10. Wykres sumarycznego osiadania górnej powierzchni modelu w trakcie przesuwania się obciążenia

5. Podsumowanie

Analizy numeryczne stanowią współczesne narzędzie do badań złożonych zagadnień inżynierskich. Stosunkowo szeroka dostępność pakietów obliczeniowych, duża moc obliczeniowa komputerów oraz przyjazny dla użytkownika *interface* sprawiają, iż coraz częściej sięgamy do analiz typu 3D. Dzięki nim analizować można zagadnienia bez nadmiernych uproszczeń, prowadzić analizy wielowariantowe, symulować procesy technologiczne czy wreszcie uwzględniać oddziaływania o złożonym charakterze (np. wpływy górnicze).

Przedstawiona w pracy analiza typu 3D współdziałania konstrukcji rurowej z podłożem gruntowym obciążonym na pewnej powierzchni, usytuowanej niesymetrycznie względem rurociągu umożliwiła ocenę wyężenia rury oraz zmian zachodzących w bryle gruntu. W programie analizy uwzględniono dziewięć położów równomiernie rozłożonego obciążenia, symulując w ten sposób jego przesuwanie względem podziemnego rurociągu. Symulacja ta może być traktowana jako odwzorowanie działania obciążeń komunikacyjnych.

Z uwagi na uwarstwienie podłoża gruntowego, z warstwą słabego gruntu o zmiennej grubości oraz na fakt zróżnicowanych parametrów materiałowych w strefach najgłębiej zalegającego gruntu rodzimego, obsypki i zasypki w wykopie oraz gruntu rodzimego, w strefie przypowierzchniowej zaobserwować można wyraźne zaburzenia w rozkładzie naprężeń zarówno w bezpośrednim otoczeniu rury (wykop) jak i strefach dalszych. Wpływ obciążenia jest szczególnie widoczny w przypowierzchniowych warstwach gruntu, bezpośrednio w obszarze jego działania. Można także zidentyfikować strefę rozchodzenia się naprężeń wywołanych tym obciążeniem w bryle gruntu i otoczeniu rurociągu. Specyficzne usytuowanie obciążenia, w przesunięciu względem rury sprawia, iż wyraźnie widoczne jest nierównomierne wyężenie pobocznic rury.

Literatura

- [1] ATV-DVWK-A127P – Obliczanie statyczno-wytrzymałościowych kanałów i przewodów kanalizacyjnych. Wyd. Seidel-Przywecki. Warszawa, 2000 r.
- [2] Gerscovich D.M.S., Sieira A.C.C.F., Fereira A.M. – Numerical Simulation of the Mechanical Behavior of Buried Pipes in Trench. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), India, Goa, 2008 r.
- [3] Goltabar A. M.; Shekarachi M. – Investigation of Traffic Load on the Buried Pipeline by Using of Real Scale Experiment and Plaxis-3D Software. Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology 2(2), 2010 r., s. 107-113.
- [4] Janson L. E. – Rury z tworzyw sztucznych do zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków. Borealis. Wyd. IV. Polskie Towarzystwo Producentów Rur i Kształtek z Tworzyw Sztucznych, Toruń, 2010 r.

- [5] Kliszczewicz B.: Przegląd metod obliczeniowych podatnych rurociągów zlokalizowanych na terenach górniczych. III Konferencja Naukowo-Szkoleniowa „Bezpieczeństwo i ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych”. GIG, Ustroń, 2010 r., s. 143 – 154.
- [6] Kliszczewicz B.: Numeryczna analiza wpływu eksploatacji górniczej na podatne rurociągi podziemne. Inżynieria i Budownictwo, Nr 5 – 6/ 2010 r., s. 323 – 326.
- [7] Kulickowski A. Rury kanalizacyjne. Tom II. Projektowanie konstrukcji. Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Monografie, Studia, Rozprawy – nr 42, 2004 r.
- [8] Madryas C., Kolonko A., Wysocki L.: Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych, Oficyna Wydawnicza Pol . Wr., Wrocław, 2002 r.
- [9] ZSOIL.PC 2011 User Manual. Zace Services Ltd, Software engineering. Lausanne, Switzerland, 2011 r.

NUMERICAL ANALYSIS 3D OF BURIED PIPES AND SOIL INTERACTION

S u m m a r y

This paper investigates the behavior of concrete buried pipe under vertical loads using the Finite Element Method (FEM). The pipe-soil 3D model under different field condition and different backfill materials was analysed. For performing the numerical analysis a Z_Soil 2011 model was used. The results of this numerical analysis are presented as the maps of stresses in soil, diagrams of circumferential forces and bending moments in cross-section of pipe and in the 3D visualisation.

Sabina KORDANA
Daniel SŁYŚ
Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju
Politechnika Rzeszowska

MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA CIEPŁA ODPAADOWEGO W SYSTEMACH KANALIZACYJNYCH

Wzrastające ceny paliw konwencjonalnych oraz zanieczyszczenie środowiska, spowodowane przez nadmierną emisję do atmosfery gazów cieplarnianych, powodują potrzebę poszukiwania alternatywnych źródeł ciepła. W artykule przeanalizowano możliwość wykorzystania energii niesionej przez ścieki, głównie do podgrzewania wody użytkowej oraz ogrzewania budynków. Przedstawiono także przykład wykorzystania technologii odzysku ciepła odpadowego z kanalizacji w stolicy Francji.

1. Wprowadzenie

Rozwój gospodarczy uwarunkowany jest dostępnością energii w odpowiedniej ilości i po rozsądnych cenach. Wysokie koszty surowców energetycznych, uzależnienie od importu gazu ziemnego i ropy naftowej, a także zanieczyszczenie środowiska naturalnego, powodują wzrost zainteresowania wykorzystaniem ciepła odpadowego. Odzysk energii odpadowej ze ścieków nie rozwiąże problemu w skali globalnej, niemniej jednak może przyczynić się do zmniejszenia zależności od paliw kopalnych, jak również jednoczesnego ograniczenia emisji gazów cieplarnianych.

Ścieki stanowią obecnie największe źródło strat ciepła w budynkach. Szacuje się, że w nowych obiektach około 15% dostarczonej energii cieplnej pozostaje niewykorzystane i utracone za pośrednictwem systemu kanalizacyjnego. W przypadku domów energooszczędnych wartość ta może wynieść nawet 30% [17]. Energia zawarta w ściekach jest bezproduktywnie odprowadzana do otoczenia pomimo wysokiej jakości. Średnia roczna temperatura ścieków w kanalizacji bytowej wynosi około 15°C i waha się pomiędzy 20°C latem, a 10-12°C zimą. Przy zastosowaniu odpowiednich urządzeń, takich jak wymienniki ciepła, które mogą być zainstalowane zarówno w budynkach, jak i na sieciach kanalizacyjnych, oraz pompy ciepła, znaczna część niesionej przez medium energii może zostać wykorzystana do podgrzewania wody użytkowej oraz ogrzewania

budynków [11]. W okresie letnim ścieki mogą stanowić także źródło chłodu dla klimatyzacji, co pozwala osiągać wymierne korzyści ekonomiczne ze stosowania opisanej w artykule technologii w ciągu całego roku.

Ilość odprowadzanych ścieków uzależniona jest od zużycia wody w budynkach, dlatego ważny jest właściwy wybór lokalizacji systemu do odzysku energii odpadowej. Najbardziej korzystne pod względem ekonomicznym jest sytuowanie instalacji tego typu w miejscach, w których ścieki dostępne są w sposób ciągły i w dużych ilościach. W praktyce, systemy wykorzystujące ścieki jako niskotemperaturowe źródło ciepła stosuje się w następujących punktach systemu kanalizacyjnego:

- w budynkach,
- w kolektorach transportujących surowe ścieki,
- na oczyszczalniach ścieków,
- w kanałach odprowadzających oczyszczone ścieki do odbiornika.

2. Ścieki jako źródło energii

Podstawowym kryterium służącym do oceny potencjału energetycznego ścieków jest ich temperatura. W porównaniu z tradycyjnymi źródłami energii dla pomp ciepła (woda powierzchniowa i gruntowa, powietrze atmosferyczne, grunt, promieniowanie słoneczne), ścieki charakteryzują się stosunkowo wysoką temperaturą w ciągu całego sezonu grzewczego, dzięki czemu dostarczają ciepło idealne do wykorzystania przez pompy ciepła, a w okresie letnim, gdy ich temperatura wynosi około 20°C, również chłód do klimatyzacji pomieszczeń. Oprócz zmian w cyklu rocznym medium wykazuje zmienność temperatury w ciągu doby. Nocą, gdy ilość odprowadzanych ścieków bytowo-gospodarczych jest mniejsza, ich temperatura obniża się zazwyczaj o 2-3°C w porównaniu z dniem. W przypadku ścieków ogólnospławnych znaczną rolę odgrywa także występowanie opadów, gdyż w czasie deszczu temperatura zmieszanych ścieków sanitarnych i opadowych może spaść nawet o kilka stopni [17].

Drugim parametrem charakteryzującym ścieki pod względem możliwości energetycznego wykorzystania jest ich ilość. W kolektorach ogólnospławnych chwilowe przepływy ścieków deszczowych są kilkadziesiąt razy większe niż ścieków sanitarnych, dlatego największe znaczenie przy wymiarowaniu instalacji do odzysku ciepła odpadowego z tego medium ma dokładne określenie wielkości przepływu. Jako podstawę do projektowania zazwyczaj przyjmuje się średnią dzienną ilość ścieków z okresu pogody bezdeszczowej z uwzględnieniem zmienności dobowej [17].

Oprócz temperatury i wielkości przepływu wpływ na możliwość wykorzystania ciepła odpadowego ze ścieków mają także inne czynniki, takie jak [9]:

- odległość między instalacją odzysku ciepła a odbiorcami,
- rodzaj odbiorców i charakter ich zapotrzebowania na ciepło,
- jakość ścieków,

- wymiary kanału i materiał, z którego jest on wykonany,
- stan techniczny sieci kanalizacyjnej.

3. Wykorzystanie pomp ciepła

Pierwsze instalacje wykorzystujące ścieki jako niskotemperaturowe źródło energii dla pomp ciepła powstały ponad 30 lat temu, jednak ze względu na znaczne koszty inwestycyjne oraz niewielką efektywność ówczesnych urządzeń nie znalazły one szerszego zastosowania [29]. Obecnie, z uwagi na wysokie ceny paliw konwencjonalnych, zanieczyszczenie środowiska naturalnego oraz szybki rozwój opisywanej technologii, idea odzysku ciepła ze ścieków jest znów aktualna, a stosowane rozwiązania przynoszą wymierne korzyści ekonomiczne [9].

Energię ze ścieków można pozyskiwać w sposób pośredni i bezpośredni [12]. W metodzie bezpośredniej przekazanie ciepła ze źródła dolnego do obiegu pompy ma miejsce w parowniku, gdzie czynnik roboczy, pod wpływem dostarczonej energii, odparowuje i wpływa do sprężarki. Tam, na skutek sprężania gazu, następuje wzrost jego temperatury. Wymiana ciepła z górnym źródłem, którym jest instalacja grzewcza, ma miejsce w skraplaczu, a spadek temperatury czynnika powoduje jego ponowne skroplenie. Przepływa on następnie przez zawór rozprężny i powraca do parownika, zamykając obieg. W drugiej metodzie energia z dolnego źródła pobierana jest za pomocą dodatkowego wymiennika przez czynnik pośredniczący. Czynnik ten cyrkuluje między wymiennikiem a parownikiem pompy, gdzie oddaje ciepło.

Metoda bezpośrednia pozwala osiągnąć lepsze współczynniki efektywności, a dzięki wyeliminowaniu z instalacji dodatkowych elementów, takich jak wymienniki i pompy obiegowe, także większe bezpieczeństwo użytkowania i niższe koszty inwestycyjne niż w przypadku pośredniego pobierania ciepła ze ścieków, jednak nie zawsze może być ona zastosowana.

Ścieki odpływające z oczyszczalni są pozbawione prawie wszystkich cząstek stałych, co umożliwia wprowadzenie ich bezpośrednio do parownika [18]. W przypadku ścieków nieoczyszczonych wskazane jest, aby ciepło przekazywane było za pomocą obiegu pośredniczącego, bowiem zanieczyszczenia zawarte w ściekach mogą spowodować korozję parownika pompy, jak również przyczynić się do zatrzymania przepływu przez urządzenie [4].

4. Odzysk ciepła w budynkach

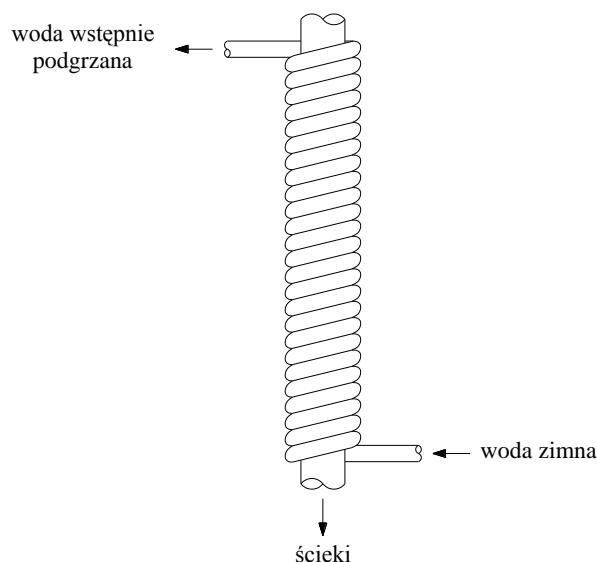
Znaczna część niesionej przez ścieki energii może zostać zagospodarowana w miejscu ich powstania, przeważnie do wstępnego podgrzewania wody użytkowej, dzięki zamontowaniu małego wymiennika DWHR (*Drain Water Heat Recovery*) w pobliżu ujścia ścieków szarych do kanalizacji. Najczęściej stosowanymi do tego celu urządzeniami są przeciwprądowe wymienniki pionowe, zbudowane przeważnie z pionowego przewodu o średnicy 2", 3" lub 4", przez

który przepływają ciepłe ścieki, oraz owiniętej wokół niego miedzianej spirali o mniejszej średnicy (3/8", 1/2", 3/4"), wewnątrz której płynie woda. Rury tworzące spiralę są spłaszczone w miejscu, gdzie dotykają pionu, co zwiększa powierzchnię wymiany ciepła, a powstawanie cienkiej warstwy biofilmu w przewodzie kanalizacyjnym intensyfikuje efektywność transferu ciepła ze ścieków do podgrzewanej wody [27]. Na rysunku 1 przedstawiono schemat działania opisanego urządzenia.

Alternatywne rozwiązanie zakłada wykorzystanie wymiennika typu „rura w rurze”, w którym ogrzewana woda przepływa w przestrzeni między przewodem kanalizacyjnym a rurą zewnętrzną o nieznacznie większej średnicy [2].

Oprócz przeciwpływowych wymienników pionowych, dostępne są również rozwiązania pozwalające na poziomy montaż wymiennika, a także umieszczenie spirali w izolowanym zbiorniku, w którym czasowo magazynowane są ciepłe ścieki [25]. Prowadzone są także badania nad zastosowaniem innych typów wymienników do odzysku ciepła odpadowego ze ścieków. Dla przykładu, w pracy [7] przedstawiono wyniki doświadczenia przeprowadzonego na modelowym wymienniku w postaci rury cieplnej.

Zastosowanie systemu do odzysku ciepła ze ścieków wymaga zmodyfikowania tradycyjnych rozwiązań instalacji wodno-kanalizacyjnych. Modyfikacja ta polega na wprowadzeniu oddzielnej instalacji dla zimnych, silnie zanieczyszczonych ścieków czarnych, pochodzących głównie ze splukiwania toalet, i osobnej dla ścieków szarych, odprowadzanych z takich urządzeń sanitarnych jak prysznice czy umywalki. Ścieki szare charakteryzują się mniejszym ładunkiem zanieczyszczeń i stosunkowo wysoką temperaturą, równą około 30°C, dzięki czemu mogą być wykorzystane jako źródło energii do podgrzewania wody [5].



Rys. 1. Schemat działania wymiennika DWHR

Druga metoda zakłada zainstalowanie wymiennika ciepła bezpośrednio przy urządzeniu. Najczęściej jest to prysznic [13, 22], ale dostępne są też inne rozwiązania, takie jak to przedstawione w pracy [8], polegające na wykorzystaniu energii cieplnej ścieków pochodzących ze zmywarki do naczyń do podgrzewania zimnej wody dopływającej do urządzenia.

W przypadku obiektów, w których zużywane są duże ilości wody o wysokiej temperaturze, istnieje możliwość efektywnego wykorzystania ścieków jako dolnego źródła dla pomp ciepła. W pracy [1] wykazano, że zagospodarowanie energii cieplnej zgromadzonej w ściekach odpływających z hotelowej sauny może zapewnić, za wyjątkiem weekendów w okresie zimowym, pokrycie całkowitego zapotrzebowania na ciepło do przygotowania wody użytkowej. Analizowana sprężarkowa pompa ciepła osiągała współczynnik efektywności energetycznej COP, wyznaczony jako stosunek mocy grzewczej urządzenia do mocy elektrycznej niezbędnej do napędu sprężarki, równy około 4,8.

Możliwość wykorzystania pompy ciepła została przeanalizowana także w pracy [10]. Badania prototypowej instalacji wykazały, że zastosowanie ścieków o temperaturze 20°C, 30°C i 40°C jako dolnego źródła energii pozwala na podgrzanie wody do temperatury odpowiednio 49,4°C, 51,2°C i 55,6°C. Wartości współczynnika COP kształtowały się w zakresie od 1,77 do 3,77 w zależności od warunków pracy instalacji.

W literaturze znaleźć można rozbieżne informacje na temat opłacalności stosowania wewnętrznych systemów do odzysku energii odpadowej ze ścieków. Niektóre źródła [15] podają, iż optymalne warunki eksploatacji opisanych instalacji występują przy minimalnym przepływie równym $8 \div 10 \text{ m}^3/\text{d}$, co odpowiada codziennej ilości ścieków odprowadzanych przez 60 osób lub z 25 do 30 mieszkań, dlatego stosowane są one głównie w obiektach, w których zużywane są duże ilości wody o wysokiej temperaturze, takich jak budynki przemysłowe, baseny, szpitale czy hotele. Według innych danych [27], wykorzystanie wymiennika DWHR jest ekonomicznie uzasadnione również w domach jednorodzinnych, szczególnie gdy źródło ciepła stanowią ścieki odpływające z prysznica. Niezgodność powyższych informacji implikuje konieczność prowadzenia dalszych badań nad wykorzystaniem ciepła odpadowego na tym etapie systemu kanalizacyjnego. Nie ulega jednak wątpliwości, iż w wielu przypadkach racjonalnie dobrany system odzysku energii ze ścieków może znacznie zredukować straty ciepła w budynkach, co przyczyni się do zmniejszenia zapotrzebowania na energię przez te objekty, a w konsekwencji także obniżenia kosztów eksploatacyjnych.

5. Odzysk energii cieplnej ze ścieków surowych i w trakcie oczyszczania

Odzysk ciepła z nieoczyszczonych ścieków komunalnych i przemysłowych jest procesem korzystnym pod względem energetycznym [14, 23, 28], ale w Polsce wciąż budzącym sporo kontrowersji ze względu na to, iż temperatura

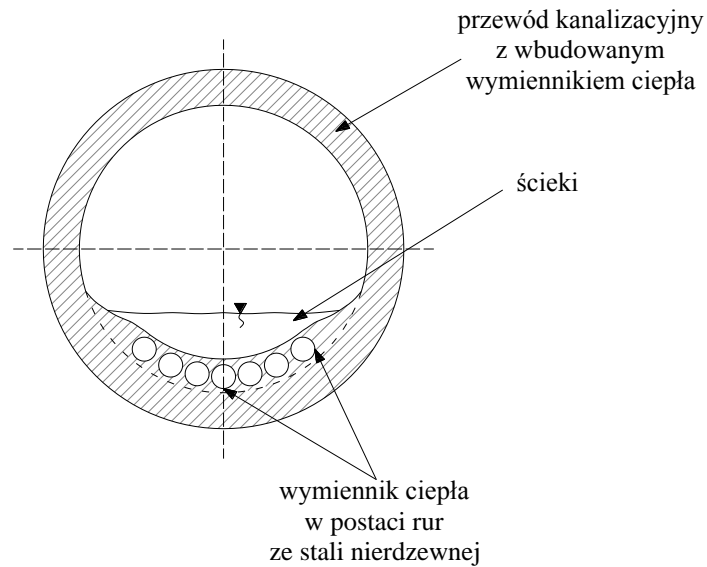
ścieków jest jednym z istotnych czynników wpływających na skuteczność oczyszczania biologicznego. Jej obniżenie do wartości niższej niż 12°C powoduje, zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego [6], że oczyszczalnia nie musi rozliczać się z ładunku azotu odprowadzanego do odbiornika z oczyszczonymi ściekami, gdyż wraz ze spadkiem temperatury medium efektywność usuwania związków biogenych na drodze biochemicznej wyraźnie maleje. W odniesieniu do oczyszczalni w Zurychu wykazano, że trwałe obniżenie temperatury ścieków tylko o 1°C może spowodować znaczny spadek tempa wzrostu mikroorganizmów osadu czynnego, a w konsekwencji zwiększenie wymaganej pojemności komory nityfikacyjnej o 10% [21]. Z tego powodu każda inwestycja w instalację do odbioru ciepła odpadowego z nieoczyszczonych ścieków wymaga indywidualnego podejścia i szczegółowej analizy.

Podstawowa metoda odzysku energii z sieci kanalizacyjnej opiera się na wykorzystaniu dużych wymienników zainstalowanych w kanałach oraz pomp ciepła [9].

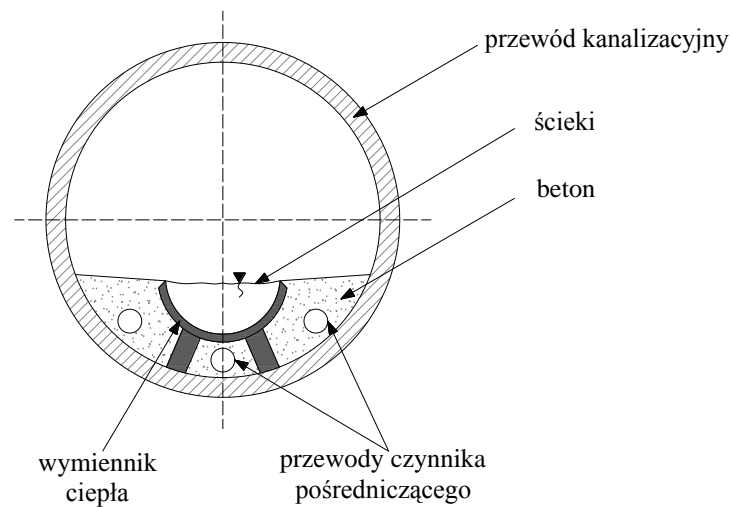
Stosowane do tego celu wymienniki muszą być wykonane z materiałów niewrażliwych na agresywne działanie ścieków, dlatego są to zwykle rury polietylenowe lub ze stali nierdzewnej, często dodatkowo obudowane [11]. W literaturze technicznej dostępny jest następujący podział urządzeń wykorzystywanych do odbioru energii cieplnej ze ścieków [11]:

- wymienniki wbudowane w konstrukcję przewodów (rys. 2) – stosowane w przypadku wymiany zużytych rur na nowe, jak również przy budowie nowej kanalizacji, których wydajność wynosi 1 do 2 kW/m;
- wymienniki przeznaczone do stosowania w istniejących kolektorach (rys. 3) – wpływające bądź niewpływające na własności konstrukcyjne kanałów, których wydajność zawiera się w przedziale od 0,13 kW/m w przypadku wykorzystania technologii renowacji kanału za pomocą żywic termoutwardzalnych do około 4 kW/m w przypadku zastosowania systemu Rabtherm.

Druga metoda odzysku energii ze ścieków nieoczyszczonych zakłada wykorzystanie zewnętrznych wymienników ciepła. Surowe ścieki kierowane są przez otwór w kanale do zlokalizowanej obok niego studzienki, gdzie są podczyszczane. Następnie za pomocą pompy zatapialnej podawane są do nadziemnego wymiennika, skąd po ochłodzeniu powracają do kolektora [24]. Istnieje też możliwość wprowadzenia podczyszczonych ścieków bezpośrednio do parownika [17]. Rozwiązanie to charakteryzuje się większą elastycznością, gdyż jego stosowanie uniezależnione jest od spadku i geometrii przewodów, a instalowanie wymiennika poza kanałem powoduje, iż działanie systemu nie wpływa na warunki hydrauliczne panujące w kolektorze. Wadą tej metody jest natomiast większe zapotrzebowanie na energię elektryczną [17]. Na rysunku 4 przedstawiono schemat instalacji z wymiennikiem zewnętrznym.



Rys. 2. Przewód kanalizacyjny z wbudowanym wymiennikiem ciepła w postaci rur ze stali nierdzewnej (na podstawie [3])



Rys. 3. Wymiennik ciepła zainstalowany w istniejącym przewodzie (na podstawie [16])

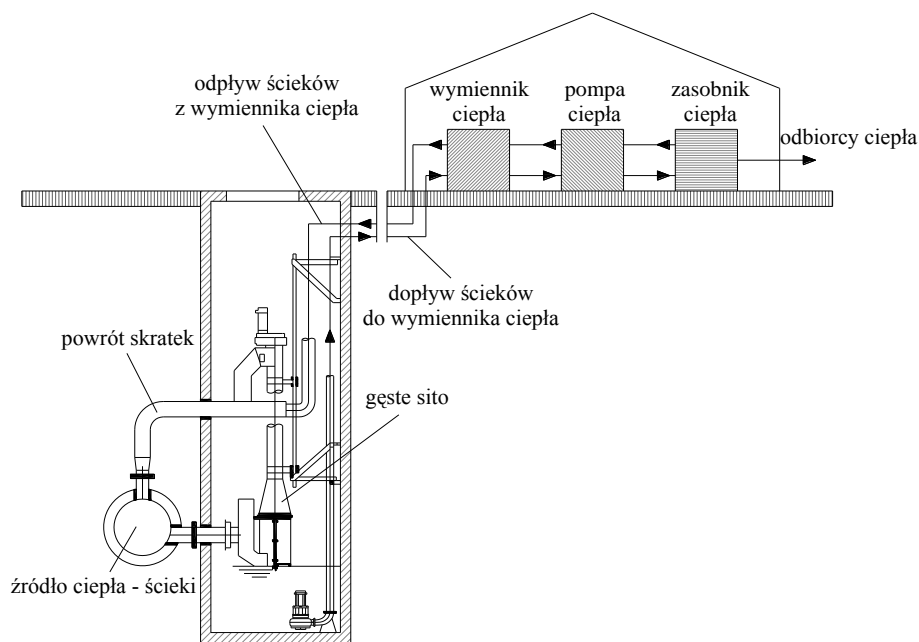
Ciepło ze ścieków można odzyskiwać także w trakcie ich oczyszczania. Przykładowo, na terenie oczyszczalni w Kłodzku i Iławie (Dziarny) funkcjonują instalacje wykorzystujące jako niskotemperaturowe źródło energii dla pomp ciepła ścieki przepływające przez osadnik wtórny, w którym umieszczony jest wymiennik ciepła. Pozyskiwanie energii w tym punkcie układu technologicznego oczyszczalni nie wpływa na funkcjonowanie obiektu, a temperatura ścieków

odpływających z oczyszczalni jest bliższa temperaturze wody w ciekach. Odebrane ciepło wykorzystywane jest do suszenia osadów [19].

6. Zagospodarowanie ciepła niesionego przez ścieki oczyszczone

Ścieki oczyszczone stanowią lepsze źródło ciepła niż te dopływające do oczyszczalni, gdyż istnieje możliwość sztucznego obniżenia ich temperatury nawet o kilka stopni [17]. Dodatkowo, brak zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do odbiornika umożliwi wprowadzenie ich bezpośrednio do parownika pompy ciepła, co znacznie obniża koszty inwestycyjne, jak również podnosi niezawodność działania instalacji. Jedynym mankamentem takiego rozwiązania jest konieczność wykonania ujęcia ścieków oraz doprowadzenia ich do parownika [18].

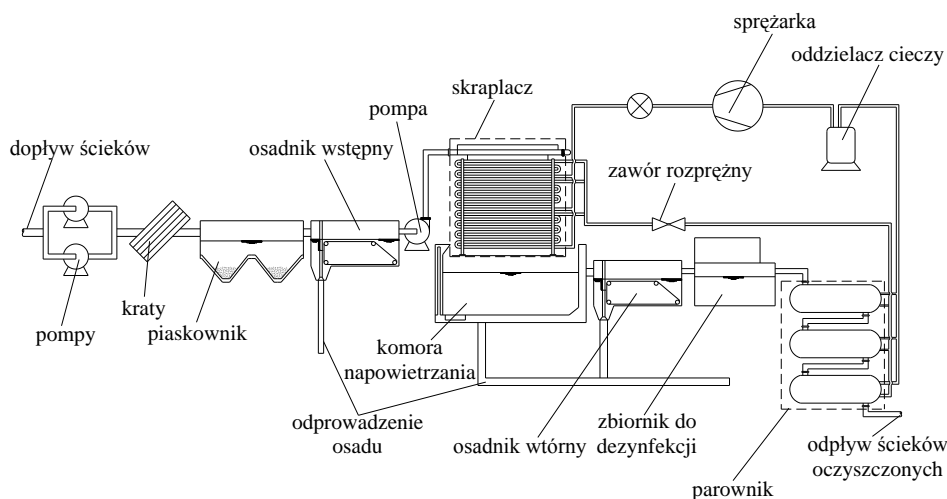
Jednakże ogromny potencjał energetyczny oczyszczonego medium nie zawsze może być wykorzystany, ponieważ oczyszczalnie ścieków często zlokalizowane są w miejscach, w których brak jest potencjalnych odbiorców odzyskanego ciepła. W takiej sytuacji najlepszym rozwiązaniem jest zagospodarowanie niesionej przez ścieki energii w obrębie oczyszczalni, przykładowo do podgrzewania komór fermentacyjnych lub suszenia osadów ściekowych.



Rys. 4. Schemat instalacji do odzysku ciepła odpadowego z kanalizacji z wymiennikiem umieszczonym poza kolektorem kanalizacyjnym (na podstawie [24])

Inne rozwiązanie przedstawiono w pracy [20]. Polega ono na zastosowaniu pompy ciepła, której dolnym źródłem energii są ścieki oczyszczone, do podgrzewania ścieków dopływających do obiektu w celu poprawy skuteczności oczyszczania biologicznego. Badania efektywności instalacji przedstawionej na rysunku 5 przeprowadzono na przykładzie oczyszczalni w Harbin (Chiny). Wykazano, że przy zwiększaniu temperatury ścieków surowych od wartości 15°C do 29,569°C, współczynnik efektywności energetycznej analizowanej pompy ciepła może osiągnąć wartość 4,117.

Odbiór niskotemperaturowego ciepła ze ścieków oczyszczonych możliwy jest również przy zastosowaniu metody pośredniej. W takiej sytuacji dodatkowy wymiennik ciepła instaluje się w przewodzie odprowadzającym ścieki do odbiornika.



Rys. 5. Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków wykorzystującej pompę ciepła do odzysku energii ze ścieków oczyszczonych (na podstawie [20])

7. Przykład instalacji

W XII dzielnicy Paryża istnieje instalacja wykorzystująca ciepło odpadowe ze ścieków płynących głównym kolektorem kanalizacyjnym do ogrzewania szkoły dla 400 uczniów [26]. Zastosowany system odzysku ciepła jest bezpieczny, przyjazny dla środowiska i nie wymaga dostarczania dodatkowych paliw. Inwestycję zrealizowano w okresie od października 2010 do stycznia 2011, a jej koszt wyniósł 400 tysięcy euro. Okres zwrotu inwestycji szacowany jest na około 10 lat.

System oparty jest na technologii *Degrés Bleus*. Płynące w kolektorze ścieki o temperaturze 12-20°C, w zależności od pory dnia i roku, oddają ciepło za pośrednictwem zanurzonego w nich wymiennika o długości 60 m do czynnika pośredniczącego, którym jest wodny roztwór glikolu. Czynnik ten transpor-

tuje energię z dolnego źródła do pompy ciepła zlokalizowanej w kotłowni u odbiorcy. Pompa, przy pomocy energii elektrycznej, podnosi temperaturę medium roboczego do 60°C, a wytworzone ciepło przekazywane jest następnie do instalacji grzewczej szkoły. W wyjątkowo chłodne dni wykorzystywane jest także dodatkowe źródło ciepła, którym jest kocioł gazowy.

Instalacja powstała w ramach projektu, którego założeniem jest osiągnięcie 30% udziału źródeł odnawialnych w całkowitym zużyciu energii w Paryżu do 2020 roku. Zastosowanie opisanego systemu ma na celu dostarczenie w rocznym cyklu pracy ponad 70% ciepła potrzebnego do ogrzewania budynku. Wykorzystanie nowej technologii pozwoli również ograniczyć emisję CO₂ o 76,3 tony i zaoszczędzić 30 tysięcy euro rocznie.

8. Podsumowanie

Ograniczenie zużycia energii zajmuje istotne miejsce w działaniach mających na celu realizację założeń zrównoważonego rozwoju. Wdrażanie innowacyjnych rozwiązań i technologii, takich jak wykorzystanie ciepła odpadowego ze ścieków, pozwala osiągnąć wymierne korzyści ekonomiczne, zmniejszając jednocześnie negatywne oddziaływanie budynków na środowisko naturalne.

W Polsce, opisana w artykule technologia nie znalazła jak do tej pory szerszego zastosowania, jednak liczne korzyści płynące z odzysku ciepła ze ścieków przekonują, iż warto zainteresować się zagospodarowaniem tej formy energii również tutaj.

Dobrym rozwiązaniem jest sytuowanie opisanych w artykule instalacji w bezpośrednim sąsiedztwie budynków użyteczności publicznej, szpitali czy osiedli mieszkaniowych, gdzie ścieki dostępne są w sposób ciągły i w dużych ilościach, a niesione przez medium ciepło może stanowić istotne uzupełnienie bilansu energetycznego, zmniejszając tym samym zapotrzebowanie na paliwa konwencjonalne.

Szczególnie korzystna sytuacja występuje w przypadku, gdy obiekty będące potencjalnymi odbiorcami ciepła zlokalizowane są w pobliżu oczyszczalni ścieków, a energia pozyskiwana jest z oczyszczonego medium. Istnieje wówczas możliwość odbioru większej ilości ciepła ze ścieków, a ich temperatura po ochłodzeniu jest bliższa temperaturze występującej w naturalnych ciekach wodnych, co pozytywnie wpływa na faunę odbiornika ścieków.

Literatura

- [1] Baek N.C., Shin U.C., Yoon J.H.: A study on the design and analysis of a heat pump heating system using wastewater as a heat source, *Solar Energy*, vol. 78, 2005, s. 427-440.
- [2] Bokalders V., Block M.: *The whole building handbook: how to design healthy, efficient and sustainable buildings*, Earthscan, London 2010.

- [3] Buri R., Kobel B.: *Wärmenutzung aus Abwasser. Leitfaden für Inhaber, Betreiber und Planer von Abwasserreinigungsanlagen und Kanalisationen*, Bern/Zürich 2004.
- [4] Chen H., Li D., Dai X.: *Economic Analysis of a Waste Water Resource Heat Pump Air-Conditioning System in North China*, Proceedings of the 6th International Conference for Enhanced Buildings Operations, Shenzhen 2006.
- [5] Chudzicki J.: *Techniczne możliwości oszczędzania wody i energii w budynkach użyteczności publicznej – wnioski ze STEP-u*, *Energia i budynek*, nr 2/2011, s. 22-25
- [6] Dz. U. z 2006 Nr 137, poz. 984 z późn. zm.: *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego*.
- [7] Danielewicz J., Kwitowska-Formanowska A.: *Odzysk ciepła z kanalizacji – wyniki badań przeprowadzonych na modelowym wymienniku*, *Polski Instalator*, nr 6/2007, s. 60-62.
- [8] De Paepe M., Theuns E., Lenaers S., Van Loon J.: *Heat recovery system for dishwashers*, *Applied Thermal Engineering*, vol. 23, 2003, s. 743-756.
- [9] Joniec W.: *Odzysk ciepła z kanalizacji*, *Rynek Instalacyjny*, nr 5/2007, s. 72-75.
- [10] Kahraman A., Çelebi A.: *Investigation of the Performance of a Heat Pump Using Waste Water as a Heat Source*, *Energies*, no 2, 2009, s. 267-713.
- [11] Kuliczkowski P.: *Rodzaje wymienników ciepła stosowanych w kolektorach kanalizacyjnych umożliwiających odzysk ciepła ze ścieków*, *Instal*, nr 12/2009, s. 46-49.
- [12] Li X.Y., Li H.T.: *Study on reutilization of heat energy from municipal wastewater of China*, *Proceeding of the 9th International Conference on Environmental Science*, Rhodes Island 2005.
- [13] Nabais V., Gaspar P.D., Matias J.: *Renewable energy systems: Industrial and home best practice case study*, *Proceedings of the 10th International Conference on Renewable Energies and Power Quality*, Granada 2010.
- [14] Pedersen S.E., Stene J.: *18 MW heat pump system in Norway utilizes untreated sewage as heat source*, *IEA Heat Pump Centre Newsletter*, no. 4/2006, s. 37-38.
- [15] Rogalla F.: *Taking the heat out*, *Water & Wastewater Treatment*, vol. 54, 2011, s. 37-38.
- [16] Rometsch L.: *Wärmegewinnung aus Abwasserkanälen. Entwicklung eines Anforderungskatalogs für Kläranlagen- und Kanalnetzbetreiber gestützt auf Praxistests mit Wärmetauschern*, Gelsenkirchen 2004.
- [17] Schmid F.: *Sewage water: interesting heat source for heat pumps and chillers*, *Proceedings of the 9th International Energy Agency Heat Pump Conference*, Zürich 2008.
- [18] Skrzypczak M.: *Zastosowanie pomp ciepła w oczyszczalni ścieków*, *Wodociągi - Kanalizacja*, nr 6/2005, s. 14-15.
- [19] Sobczyk R.: *Układy hybrydowe w oczyszczalni ścieków*, *Czysta Energia*, nr 11/2009.

- [20] Song Y., Yao Y., Ma Z., Na W.: Study of Performance of Heat Pump Usage in Sewage Treatment and Fouling Impact on System, Proceedings of the Sixth International Conference for Enhanced Building Operations, Shenzhen 2006.
- [21] Wanner O., Panagiotidis V., Clavadetscher P., Siegrist H.: Effect of heat recovery from raw wastewater on nitrification and nitrogen removal in activated sludge plants, *Water Research*, vol. 39, 2005, s. 4725-4734.
- [22] Wong L.T., Mui K.W., Guan Y.: Shower water heat recovery in high-rise residential buildings of Hong Kong, *Applied Energy*, vol. 87, 2010, s. 703-709.
- [23] Wu X.H., Wang F., Sun D.X., Yang W.H.: Rheology and flow characteristic of urban untreated sewage for cooling and heating source, *Experimental Thermal and Fluid Science*, vol. 35, 2011, s. 612-617.
- [24] www.huber.de
- [25] www.meanderhr.com
- [26] www.paris.fr
- [27] Zaloum C., Gusdorf J., Parekh A.: Performance Evaluation of Drain Water Heat Recovery Technology at the Canadian Centre for Housing Technology – Final Report, Ottawa 2007.
- [28] Zhao X.L., Fu L., Zhang S.G., Jiang Y., Lai Z.L.: Study of the performance of an urban original heat pump system, *Energy Conversion and Management*, vol. 51, 2010, s.765-770 .
- [29] Zogg M.: History of Heats Pumps – Swiss Contributions and International Milestones, Proceedings of the 9th International Energy Agency Heat Pump Conference, Zürich 2008.

THE POSSIBILITY OF USING WASTE HEAT FROM SEWAGE

Summary

As a result of the increasing costs of energy from conventional sources and the environmental pollution caused by release into the atmosphere of greenhouse gases from the burning of fossil fuels, the demand for alternative heat sources is growing. This paper analyses the possibility of using wastewater as an energy source for space and water heating. Furthermore, the instance of the application of sewage heat recovery technology in Paris is presented.

Sabina KORDANA
Daniel SŁYŚ
Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju
Politechnika Rzeszowska

OCENA EFEKTYWNOŚCI ZASTOSOWANIA SYSTEMU ODZYSKU CIEPŁA ZE ŚCIEKÓW W BUDYNKU JEDNORODZINNYM

Prognozowany wzrost cen energii elektrycznej oraz gazu ziemnego skłania do poszukiwania rozwiązań, których wykorzystanie umożliwi zredukowanie opłat ponoszonych na energię do przygotowania ciepłej wody użytkowej. Jednym z takich rozwiązań jest zainstalowanie wymiennika ciepła przeznaczonego do odzysku ciepła ze ścieków odprowadzanych z prysznic. Efektywność finansową zastosowania takiego urządzenia w jednorodzinny budynek mieszkalny przeanalizowano w niniejszym artykule.

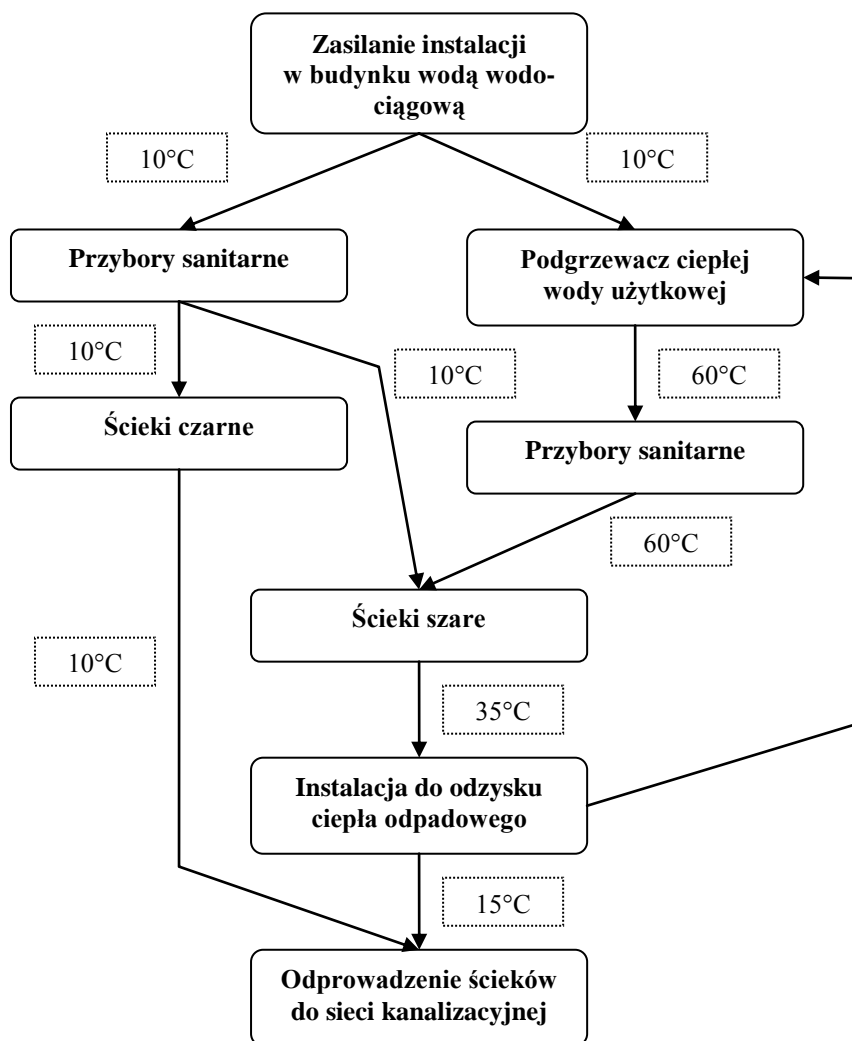
1. Wprowadzenie

Zużycie wody w przeciętnym gospodarstwie domowym kształtuje się na poziomie 100-150 dm³/(M·d), z czego około 25-40 dm³/(M·d) zużywane jest podczas kąpieli [3]. Podczas tej operacji wykorzystywana jest woda zmieszana, której temperatura wynosi około 38°C [7]. Osiągnięcie wymaganej temperatury wody uwarunkowane jest dostarczeniem znacznej ilości energii, co wiąże się z dużymi kosztami, zwłaszcza w obliczu prognozowanych zmian cen energii elektrycznej [12] oraz gazu ziemnego [10].

Według danych Głównego Urzędu Statystycznego [5], przygotowanie ciepłej wody użytkowej stanowi w Polsce drugą co do wielkości pozycję w opłatach ponoszonych na energię w statystycznym gospodarstwie domowym. Natomiast w przypadku domów pasywnych, zapotrzebowanie na energię do podgrzewania ciepłej wody użytkowej może wynieść nawet 50 % zapotrzebowania całkowitego [11]. Duża ilość tej energii niesiona jest przez kierowane do kanalizacji ścieki i bezpowrotnie marnowana, co powoduje, że medium to stanowi obecnie jedno z największych źródeł strat ciepła w budynkach.

Energia zawarta w ściekach nie musi być jednak bezproduktywnie odprowadzana do otoczenia [8]. Obecny rozwój techniki pozwala na prowadzenie procesu odzyskiwania zdeponowanego w ściekach ciepła odpadowego na wszystkich etapach ich powstawania, transportu i utylizacji, w tym także na

etapie powstawania ścieków bytowo-gospodarczych w budynkach mieszkalnych. Możliwości wykorzystania energii cieplnej niesionej przez ścieki w instalacjach wewnętrznych budynku przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Możliwości wykorzystania energii niesionej przez ścieki w instalacjach wewnętrznych budynków mieszkalnych

2. Wymienniki ciepła stosowane w instalacjach kanalizacyjnych

Znalezienie małoawaryjnych i opłacalnych w stosowaniu rozwiązań służących do odbioru energii cieplnej ze ścieków było i jest wyzwaniem stojącym

przed naukowcami i producentami urządzeń. O dużym zainteresowaniu badaniami w tym zakresie świadczy znaczna liczba opatentowanych rozwiązań kanalizacyjnych wymienników ciepła [9]. Badania w tym zakresie są prowadzone w wielu krajach m.in. Stanach Zjednoczonych [15], Kanadzie [18, 19], Irlandii [6]. Głównym celem tych badań jest poprawa parametrów użytkowych i efektywności technicznej urządzeń. Jednocześnie na rynku dostępnych jest już obecnie wiele modeli wymienników *Drain Water Heat Recovery* (DWHR), których wykorzystanie w instalacjach kanalizacyjnych umożliwia odzyskiwanie ciepłej energii odpadowej ze ścieków.

Najczęściej stosowanymi urządzeniami DWHR są przeciwprądowe wymienniki działające w układzie pionowym. Urządzenia te mogą być zbudowane z wężownicy nawiniętej na przewód kanalizacyjny, bądź też mogą pracować jako wymienniki typu „rura w rurze”. Zasadę działania takiego urządzenia przedstawiono na rysunku 2.

Przeciwprądowe wymienniki pionowe charakteryzują się największą efektywnością energetyczną spośród dostępnych rozwiązań, co powoduje, że pozostałe urządzenia wykorzystywane są jedynie wówczas, gdy montaż wymiennika pionowego nie jest możliwy. Z danych producentów urządzeń (m.in. Bries/Dutch Solar Systems b.v., Hei-tech b.v.) wynika, iż dla najczęściej spotykanej sytuacji, w której strumienie objętości przepływających ścieków i wody są sobie równe, efektywność wymienników pionowych osiąga wartości od 40 % do ponad 60 %, w zależności od takich czynników, jak model zastosowanego wymiennika ciepła, natężenie przepływu obu mediów, długość trwania kąpieli czy temperatura podgrzewanej wody oraz odpływających z przyboru sanitarnego ścieków.

Oprócz przeciwprądowych wymienników pionowych, znane są również rozwiązania pozwalające na poziomy montaż wymiennika ciepła, czego przykład przedstawiono w pracy [17]. Układ przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych w takim wymienniku ma charakter przeciwprądowy.

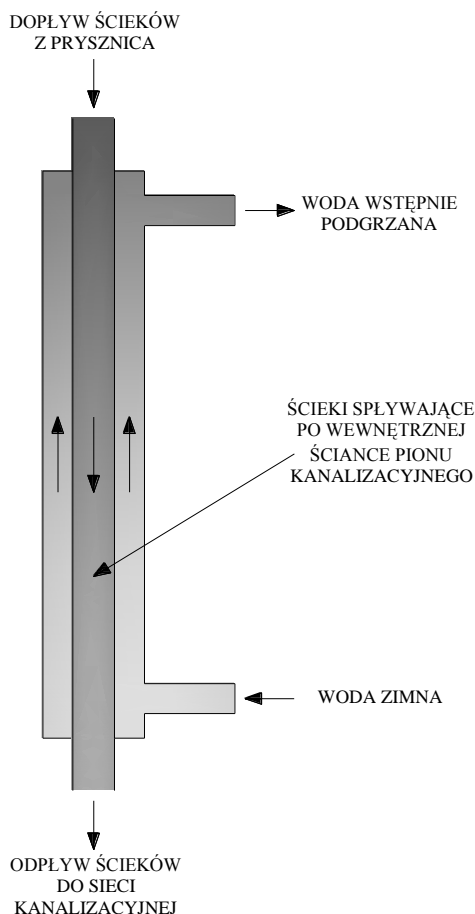
Na rynku dostępne są również rozwiązania, w których wymiennik ciepła instalowany jest bezpośrednio w odwodnieniu liniowym prysznic. Wówczas odprowadzane z niego ciepłe ścieki wpływają do niewielkiej komory o wysokości kilkunastu centymetrów, gdzie znajduje się wężownica, przez którą przepływa ogrzewana woda wodociągowa.

Innym rozwiązaniem wymiennika ciepła, które może być stosowane do odzysku ciepła ze ścieków szarych odprowadzanych z prysznic, jest urządzenie wbudowane w brodzik prysznic. Ten płaski wymiennik umieszczony jest pod perforowaną płytą stanowiącą dno brodzika.

W przypadku, gdy jako źródło ciepła wykorzystywane są ścieki z urządzeń sanitarnych lub usługowych dokonujących ich okresowych zrzutów zastosowanie mogą znaleźć systemy odzysku ciepła z retencją.

W zależności od potrzeb stosowane są rozwiązania wymienników działających w następujących reżimach działania:

- okresowa retencja ciepłych ścieków w zbiorniku z ciągłym przepływem wody wodociągowej przez spiralę,
- okresowa retencja wody wodociągowej w zbiorniku z ciągłym przepływem ścieków przez wymiennik [1].



Rys. 2. Schemat działania wymiennika ciepła typu „rura w rurze”

3. Określenie zapotrzebowania na energię

Przygotowanie ciepłej wody użytkowej wymaga dostarczenia energii, której ilość uzależniona jest przede wszystkim od objętości podgrzewanej wody oraz temperatury tego medium przed podgrzaniem. Zapotrzebowanie na energię do przygotowania określonej ilości ciepłej wody wyznaczyć można na podstawie wzoru (1):

$$Q_w = \frac{V_w \cdot \rho_w \cdot c_{pw} \cdot (T_{wc} - T_{wz})}{3600} \quad (1)$$

gdzie:

- Q_w – zapotrzebowanie na energię do przygotowania ciepłej wody użytkowej, kWh,
- V_w – objętość podgrzewanej wody użytkowej, m³,
- ρ_w – gęstość podgrzewanej wody, kg/m³,
- c_{pw} – ciepło właściwe podgrzewanej wody, kJ/(kg·K),
- T_{wc} – temperatura ciepłej wody użytkowej, °C,
- T_{wz} – temperatura wody zimnej, °C.

Rzeczywiste zużycie energii wykorzystywanej do podgrzewania wody wynosi zatem, zgodnie z formułą (2):

$$Q_{wr} = \frac{Q_w}{\eta} \quad (2)$$

gdzie:

- Q_{wr} – rzeczywiste zużycie energii wykorzystywanej do podgrzewania wody, kWh,
- Q_w – zapotrzebowanie na energię do przygotowanie ciepłej wody użytkowej, kWh,
- η – sprawność podgrzewacza ciepłej wody użytkowej, -.

Objętość ciepłej wody użytkowej, którą należy doprowadzić do prysznicza w celu otrzymania określonej temperatury wody zmieszanej, oblicza się, bazując na równaniu bilansu cieplnego, zgodnie z którym ilość energii cieplnej oddanej przez wodę ciepłą jest równa ilości ciepła przyjętego przez wodę zimną. Zależność tą opisano równaniem (3):

$$V_{wz} \cdot \rho_{wz} \cdot c_{pwz} \cdot (T_k - T_{wz}) = V_{wc} \cdot \rho_{wc} \cdot c_{pwc} \cdot (T_{wc} - T_k) \quad (3)$$

gdzie:

- V_{wz} – objętość wody zimnej, m³,
- V_{wc} – objętość ciepłej wody użytkowej, m³,
- ρ_{wz} – gęstość wody o temperaturze niższej, kg/m³,
- ρ_{wc} – gęstość wody o temperaturze wyższej, kg/m³,
- c_{pwz} – ciepło właściwe wody o temperaturze niższej, kJ/(kg·K),
- c_{pwc} – ciepło właściwe wody o temperaturze wyższej, kJ/(kg·K),
- T_{wz} – temperatura wody zimnej, °C,
- T_{wc} – temperatura ciepłej wody użytkowej, °C,
- T_k – temperatura wody zmieszanej, °C.

Ilość wody, którą należy podgrzać do temperatury 60°C, jak również różnicę temperatur między wodą ciepłą a wodą doprowadzaną do podgrzewacza ciepłej wody użytkowej i baterii czerpalnej prysznic, można zmniejszyć dzięki zamontowaniu wymiennika ciepła DWHR na odpływie ciepłych ścieków z tego przyboru sanitarnego. Temperaturę, do której zostanie wstępnie podgrzana dopływająca do prysznic woda wodociągowa, określa się na podstawie efektywności wymiennika ciepła, korzystając z wzoru (4) [7]:

$$\varepsilon = \frac{T_{wp} - T_{wz}}{T_{sc} - T_{wz}} \quad (4)$$

gdzie:

- ε – efektywność wymiennika ciepła DWHR, -
- T_{wp} – temperatura wody wstępnie podgrzanej, °C,
- T_{wz} – temperatura wody zimnej, °C
- T_{sc} – temperatura ścieków dopływających do wymiennika, °C.

Zatem temperatura wody wstępnie podgrzanej, dla znanej efektywności wymiennika ciepła DWHR, wynosi:

$$T_{wp} = \varepsilon \cdot (T_{sc} - T_{wz}) + T_{wz} \quad (5)$$

W opisanym powyżej przypadku, zamiast parametrów wody zimnej we wzorach (1) i (3) wykorzystuje się parametry wody wstępnie podgrzanej.

4. Ocena efektywności finansowej inwestycji

W celu oceny efektywności finansowej zastosowania danego projektu inwestycyjnego, należy przeprowadzić analizę finansową przedsięwzięcia, która może być wykonana przy pomocy metod statycznych bądź dynamicznych. Metody statyczne, nazywane także prostymi, nie uwzględniają jednak takich czynników jak inflacja czy ryzyko [2], co powoduje, iż stosowane są one głównie na etapie projektów wstępnych bądź w przypadku, gdy dana inwestycja analizowana jest w krótkim okresie czasu, na przykład kilku miesięcy [4]. Do metod tych zalicza się przede wszystkim proste stopy zwrotu, prosty okres zwrotu oraz księgową stopę zwrotu [13].

Metody dynamiczne (złożone) różnią się tym od metod prostych, że uwzględniana jest w nich zmiana wartości pieniądza w czasie. Pomimo tego, iż nie są one pozbawione wad [2], o wiele dokładniej odzwierciedlają efektywność zastosowania konkretnego projektu inwestycyjnego, a porównanie wartości, które pojawiają się w różnych okresach czasu, możliwe jest tu dzięki zastosowaniu współczynnika dyskontującego. Współczynnik ten wyznaczyć można z formuły (6) [2]:

$$d_t = \frac{1}{(1+r)^t} \quad (6)$$

gdzie:

- d_t – współczynnik dyskontujący,
- r – stopa dyskontowa,
- t – kolejne lata eksploatacji systemu.

Najczęściej wykorzystywanymi w praktyce metodami złożonymi są:

- zaktualizowana wartość netto – *NPV* (ang. *Net Present Value*),
- wewnętrzna stopa zwrotu – *IRR* (ang. *Internal Rate of Return*)

Metoda wartości zaktualizowanej netto stosowana jest w celu porównania zdyskontowanych nakładów inwestycyjnych na dane przedsięwzięcie z prognozowanymi wpływami z jego realizacji, które również zostały zdyskontowane. Kalkulacje wartości *NPV* należy przeprowadzić w oparciu o wzór (7) [14]:

$$NPV = CF_0 \cdot d_0 + CF_1 \cdot d_1 + CF_2 \cdot d_2 + \dots + CF_n \cdot d_n = \sum_{t=0}^n (CF_t \cdot d_t) \quad (7)$$

gdzie:

- NPV – wartość zaktualizowana netto przedsięwzięcia,
- CF_t – przepływ pieniężny wyznaczony dla danego roku t ,
- d_t – współczynnik dyskontujący wyznaczony dla danego roku t ,
- n – liczba lat eksploatacji systemu.

Zastosowanie metody *NPV* jest podstawą do przyjęcia bądź odrzucenia danego projektu inwestycyjnego. Wartość zaktualizowana netto przedsięwzięcia może przyjmować następujące wartości [16]:

- $NPV > 0$, co oznacza, iż stopa zwrotu przewyższa swą wartością koszt pozyskania kapitału i projekt jest opłacalny,
- $NPV = 0$, co oznacza, iż stopa zwrotu równoważy koszt pozyskania kapitału,
- $NPV < 0$, co oznacza, iż koszt pozyskania kapitału jest wyższy od stopy zwrotu i projekt należy odrzucić, gdyż jest on nieopłacalny.

Z wzorów (6) i (7) wynika, iż wraz ze wzrostem wysokości stopy dyskontowej maleje wartość bieżąca netto przedsięwzięcia. Wielkość stopy dyskontowej, dla której $NPV = 0$, nazywana jest wewnętrzną stopą zwrotu i oznaczana *IRR*, a jej przybliżoną wartość obliczyć można na podstawie zależności (8) [2]:

$$IRR = r_1 + \frac{NPV_1 \cdot (r_2 - r_1)}{NPV_1 + |NPV_2|} \quad (8)$$

gdzie:

IRR – wewnętrzna stopa zwrotu,

NPV_1 – wartość zaktualizowana netto przedsięwzięcia, wyznaczona na podstawie r_1 ,

NPV_2 – wartość zaktualizowana netto przedsięwzięcia, wyznaczona na podstawie r_2 ,

r_1 – stopa dyskontowa, dla której $NPV > 0$,

r_2 – stopa dyskontowa, dla której $NPV < 0$.

W sytuacji, gdy wewnętrzna stopa zwrotu przewyższa swą wartością wysokość przyjętej do obliczeń stopy dyskontowej, analizowane przedsięwzięcie jest opłacalne, natomiast jeśli IRR jest mniejsze od r projekt należy odrzucić. Przypadek, w którym obie wartości są sobie równe, oznacza, iż inwestycja balansuje na granicy opłacalności [14].

5. Przypadek studyjny

Analizę opłacalności zastosowania systemu odzysku ciepła ze ścieków przeprowadzono dla jednorodzinny budynku mieszkalny. Założono, iż każdy z 4 mieszkańców korzysta z prysznica jeden raz dziennie i każdorazowo zużywa 35 dm^3 wody zmieszanej o temperaturze 38°C . Wyniki obliczeń zapotrzebowania na energię do przygotowania ciepłej wody użytkowej wykorzystywanej podczas kąpieli pod prysznicem zestawiono w tabeli 1. W kalkulacjach przyjęto, iż woda o temperaturze 10°C podgrzewana jest do 60°C , a sprawność elektryczny podgrzewacza ciepłej wody użytkowej wynosi 95 %.

Z przedstawionych obliczeń wynika, iż analizowana 4-osobowa rodzina zużywa na podgrzewanie wody użytkowej dopływającej do prysznica niespełna 1,75 MWh energii rocznie, co przy obecnych cenach energii elektrycznej w taryfie G11 daje wydatek rzędu 900÷1100 złotych w zależności od operatora systemu dystrybucyjny oraz sprzedawcy energii elektrycznej.

Zredukowanie kosztów ponoszonych na ten cel możliwe jest dzięki wykorzystaniu wymiennika ciepła DWHR. Zmianę zużycia energii w badanym budynku przeanalizowano dla sytuacji, w której na odpływie ścieków szarych z prysznica zamontowany zostanie wymiennik przeciwprądowy działający w układzie pionowym. Założono, iż woda wstępnie podgrzana dopływać będzie zarówno do elektryczny podgrzewacza ciepłej wody użytkowej, jak i do baterii czepalnej prysznica, tak więc strumienie objętości ścieków i wody będą sobie równe. Opierając się na danych producentów urządzeń (Bries/Dutch Solar Systems b.v., Hei-tech b.v.), przyjęto do obliczeń, iż efektywność przeciwprądowy wymiennika działającego w układzie pionowym wynosi w takim przypadku 50 %.

Temperaturę ścieków szarych odprowadzanych z prysznica założono na poziomie 35°C , a na podstawie zależności (5) wyznaczono temperaturę wody wstępnie podgrzanej, która wyniesie $22,5^\circ\text{C}$.

Tabela 1. Obliczenia zapotrzebowania na energię do przygotowania ciepłej wody użytkowej wykorzystywanej podczas kąpieli pod prysznicem w istniejącym budynku jednorodzinnym

Objętość wody zimnej zużywanej przez 1 osobę podczas kąpieli pod prysznicem	dm ³	15,3
Objętość wody ciepłej zużywanej przez 1 osobę podczas kąpieli pod prysznicem	dm ³	19,7
Zapotrzebowanie na energię do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 1 osoby	kWh	1,14
Rzeczywiste zużycie energii do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 1 osoby	kWh	1,19
Rzeczywiste dobowe zużycie energii do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 4-osobowej rodziny	kWh	4,78
Rzeczywiste roczne zużycie energii do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 4-osobowej rodziny	kWh	1744,70

W tabeli 2 przedstawiono wyniki obliczeń zapotrzebowania na energię do przygotowania ciepłej wody zużywanej w czasie kąpieli pod prysznicem w sytuacji, gdy poniżej prysznicza zainstalowany zostanie pionowy wymiennik ciepła DWHR.

Tabela 2. Obliczenia zapotrzebowania na energię do przygotowania ciepłej wody użytkowej wykorzystywanej podczas kąpieli pod prysznicem w budynku jednorodzinnym z zainstalowanym wymiennikiem ciepła DWHR

Objętość wody wstępnie podgrzanej zużywanej przez 1 osobę podczas kąpieli pod prysznicem	dm ³	20,5
Objętość wody ciepłej zużywanej przez 1 osobę podczas kąpieli pod prysznicem	dm ³	14,5
Zapotrzebowanie na energię do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 1 osoby	kWh	0,63
Rzeczywiste zużycie energii do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 1 osoby	kWh	0,66
Rzeczywiste dobowe zużycie energii do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 4-osobowej rodziny	kWh	2,63
Rzeczywiste roczne zużycie energii do podgrzewania wody dopływającej do prysznicza dla 4-osobowej rodziny	kWh	959,95

Z przedstawionych obliczeń wynika, iż dzięki zainstalowaniu takiego urządzenia czteroosobowa rodzina może zredukować zużycie energii elektrycznej wykorzystywanej do podgrzewania wody użytkowej dopływającej do prysznicza o 784,75 kWh rocznie, czyli o prawie 45 %. Już przy obecnej cenie energii elektrycznej w taryfie G11, która dla Rzeszowa wynosi 0,59 zł/kWh brutto, daje to oszczędność ponad 400 złotych na rok, a koszty zakupu energii elektrycznej mają wzrosnąć. Szczególnie odczuwalne podwyżki cen eksperti przewidują w 2013 i 2020 roku, gdyż właśnie wtedy najbardziej zwiększą się koszty wytwarzania tego nośnika energii, co będzie następstwem konieczności zakupu przez elektrownie i elektrociepłownie pozwoleń na emisję gazów cieplarnianych [12].

Koszt zakupu takiego urządzenia waha się w szerokich granicach w zależności od modelu i producenta od około 1500 złotych do ponad 3000 złotych, natomiast koszt jego instalacji uwarunkowany jest przede wszystkim zastosowanym wariantem montażu oraz tym, czy inwestycja dotyczy obiektu nowobudowanego czy też istniejącego budynku. W celu oceny efektywności ekonomicznej analizowanej inwestycji przyjęto do obliczeń, iż cena wymiennika ciepła DWHR jest równa 2500 złotych, natomiast łączny koszt montażu urządzenia oraz wymiany orurowania wynosi 1000 złotych.

Czas eksploatacji opisywanego systemu założono równy 20 lat. Zmiany cen energii elektrycznej w tym okresie przyjęto na podstawie prognoz przedstawionych w Załączniku 2. do *Polityki energetycznej Polski do 2030 roku* [12], natomiast obliczenia wartości zaktualizowanej netto przedsięwzięcia przeprowadzono przy założeniu wartości stopy dyskontowej na poziomie 8 %.

Wartość zaktualizowana netto analizowanego przedsięwzięcia *NPV*, wyznaczona na podstawie wzoru (7) przy założonej wartości stopy dyskontowej $r = 8\%$, jest równa 1729,29 zł, natomiast obliczona z formuły (8) wewnętrzna stopa zwrotu *IRR* wynosi 13,71 %. Otrzymane wyniki obliczeń wskazują, iż prognozowane zdyskontowane wpływy z realizacji projektu przewyższają swą wartością nakłady inwestycyjne, co oznacza, iż przedsięwzięcie jest opłacalne. Również otrzymana wartość *IRR* świadczy o tym, iż inwestycja powinna zostać zrealizowana, gdyż przewyższa ona przyjętą do obliczeń stopę dyskontową o ponad 5,5 punktu procentowego.

Z przeprowadzonych kalkulacji wynika także, że prosty okres zwrotu wynosi w analizowanym przypadku 7,1 lat, natomiast zdyskontowany okres zwrotu jest równy 10,4 lat.

6. Podsumowanie

Wykorzystanie wymiennika ciepła *Drain Water Heat Recovery* jest jedną z nowatorskich metod stosowanych w celu ograniczenia kosztów ponoszonych na przygotowanie ciepłej wody użytkowej dopływającej do prysznicza. W Polsce, urządzenia te nie są dostępne w regularnej sprzedaży, jednakże przedstawione w niniejszym artykule wyniki obliczeń efektywności finansowej zasto-

sowania wymiennika DWHR w jednorodziennym budynku mieszkalnym potwierdzają, iż ich wykorzystanie pozwala znacznie zredukować ilość zużywanej energii, co powoduje, że warto zainteresować się zastosowaniem takiego rozwiązania również w naszym kraju.

Wykorzystanie wymiennika ciepła, którego efektywność wynosi 50 %, umożliwia podgrzanie dopływającej do prysznica wody do temperatury 22,5°C. Pozwala to zaoszczędzić ponad 0,5 kWh energii podczas każdej kąpieli pod prysznicem. Przy założonych kosztach zakupu oraz montażu urządzenia, jak również prognozowanych zmianach cen energii elektrycznej, zdyskontowane wpływy pochodzące z eksploatacji systemu przewyższą swą wartością nakłady inwestycyjne już w jedenastym roku eksploatacji systemu, natomiast wartość zaktualizowana netto przedsięwzięcia *NPV* wynosi 1729,29 zł, co potwierdza, iż analizowana inwestycja jest opłacalna.

Literatura

- [1] Cooperman A., Dieckmann J., Brodrick J.: Drain Water Heat Recovery, ASHRAE Journal, no 11, 2011, s. 58-62.
- [2] Czerska J., Metody oceny efektywności projektów inwestycyjnych, www.zie.pg.gda.pl/~jcz/anal_efekt_inwest.pdf, 2002.
- [3] Chudzicki J.: Sosnowski S., Instalacje wodociągowe: projektowanie, wykonanie, eksploatacja, Wydawnictwo „Seidel-Przywecki”, Warszawa 2005.
- [4] Gawron H., Ocena efektywności inwestycji, Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej w Poznaniu, Poznań 1997.
- [5] Główny Urząd Statystyczny: Efektywność wykorzystania energii w latach 1999-2009, Informacje i opracowania statystyczne, Warszawa 2011.
- [6] Hewitt N.J., Henderson P.: Drainwater heat recovery system – an energy conservation project, Northern Ireland Center for Energy research and Technology, 2001.
- [7] Kimmels A.: Shower Heat Recovery: Overview of Commercially Available DWHR Systems, Meander Heat Recovery, 2011.
- [8] Kordana S., Słyś D.: Ścieki jako niskotemperaturowe źródło energii dla pomp ciepła, III Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO 2012, Rzeszów-Kraków 2012, s. 157-167.
- [9] Kwitowska-Formanowska A.: Odzysk ciepła z kanalizacji (1), Polski Instalator, nr 11, 2005, s.42-43.
- [10] Mazurkiewicz J.: Bezpieczeństwo energetyczne Polski, Polityka Energetyczna, t. 11, z. 1, 2008, s. 313-322.
- [11] Meggers F., Leibundgut H.: The potential of wastewater heat and exergy: Decentralized high-temperature recovery with heat pump, Energy and Buildings, vol. 43, 2011, s. 879-886.
- [12] Ministerstwo Gospodarki: Polityka energetyczna Polski do 2030 roku, Warszawa 2009.

- [13] Rogowski W.: Rachunek efektywności inwestycji, Wolters Kluwer Polska, Kraków 2008.
- [14] Rutkowski A.: Zarządzanie finansami, Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 2007.
- [15] Tomlinson J.: Heat Recovery from Wastewater Using a Gravity-Film Heat Exchanger, Federal Energy Management Program, U.S. Department of Energy, 2005.
- [16] Urbanowicz B., Koliński A.: Analiza i ocena inwestycji efektywnym narzędziem controllingu finansowego, Finansowy Kwartalnik Internetowy „e-Finanse”, nr 1, 2010, s. 1-14.
- [17] Wong L.T., Mui K.W., Guan Y.: Shower water heat recovery in high-residential buildings of Hong Kong, Applied Energy, vol. 87, 2011, s. 703-709.
- [18] Zaloum C., Gusdorf J., Parekh A.: Performance Evaluation of Drain Water Heat Recovery Technology at the Canadian Centre for Housing Technology – Final Report, Sustainable Buildings and Communities: Natural Resources Canada, Ottawa 2007.
- [19] Zaloum C., Lafrance M., Gusdorf J.: Drain Water Heat Recovery Characterization and Modeling – Final Draft, Sustainable Buildings and Communities: Natural Resources Canada, Ottawa 2007.

EVALUATION OF THE EFFECTIVENESS OF THE APPLICATION OF THE WASTEWATER HEAT RECOVERY SYSTEM IN A SINGLE-FAMILY DWELLING HOUSE

S u m m a r y

In a light of the expected increase in electricity and natural gas prices, the ways of reducing water heating costs are sought. One of the ways is to install a shower water heat exchanger. This paper analyses the effectiveness of the application of a DWHR unit in a single-family dwelling house.

Kamil POCHWAT
Józef DZIOPAK
Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju
Politechnika Rzeszowska

ANALIZA HYDRAULICZNA FUNKCJONOWANIA ZBIORNIKA RETENCYJNEGO Z SYSTEMEM GRAWITACYJNEGO PŁUKANIA

Ścieki transportowane w sieciach kanalizacyjnych charakteryzują się dużym stężeniem zawieszin łatwo opadających, które na różnych etapach ich przepływu prowadzą do tworzenia się osadów. Powstający w ten sposób sediment osiada nie tylko w kanałach zmniejszając ich hydrauliczną sprawność, ale także w obiektach współpracujących z sieciami kanalizacyjnymi, takich jak: przelewy burzowe, komory przepompowni ścieków czy zbiorniki retencyjne. W publikacji przedstawiono innowacyjny system płuczący zalecany do stosowania w zbiornikach retencyjnych, a także przeprowadzono analizę hydrauliczną sposobu funkcjonowania takiego rozwiązania zbiornika retencyjnego z grawitacyjnym systemem płukania.

1. Wprowadzenie

Systemy kanalizacyjne mają za zadanie przetransportowywanie ścieków z miejsca ich powstania do oczyszczalni ścieków. Należy zwrócić uwagę, że ścieki płynące, zarówno w sieci kanalizacji deszczowej, jak i ogólnospławnej charakteryzują się dużym stężeniem zawiesziny. Podczas przepływu ścieków przez sieć kanalizacyjną, w wyniku niedostatecznej prędkości przepływu, zanieczyszczenia często osadzają się na dnie powodując obniżenie sprawności hydraulicznej sieci i obiektów specjalnych z nią związanych, a nawet mogą doprowadzić do ich awarii [1,2]. Problem ten dotyczy również w dużej mierze zbiorników retencyjnych zarówno tych, które posiadają grawitacyjne [3,4] jak i grawitacyjno-pompowe [5,6,7] układy akumulacji ścieków.

Znanych jest wiele systemów płuczących zbiorniki retencyjne, m.in. hydrauliczne instalacje ciśnieniowe wykorzystujące do płukania czystą wodę lub/i napływające ścieki. Stosowane są także układy grawitacyjno-próżniowe, a także nowe rozwiązania mechanicznych płuczek wywrotnych [8].

Celem badań jest przeprowadzenie analizy hydraulicznej funkcjonowania zbiornika retencyjnego posiadającego zintegrowany system grawitacyjnego płukania. Badany zbiornik został przedstawiony i opisany na schemacie akso-

nometrycznym. Analiza funkcjonowania zbiornika wielokomorowego ujmuje wszystkie charakterystyczne fazy jego działania na modelu hydraulicznym, którego rozwiązanie wraz z systemem grawitacyjnego płukania zostało zgłoszone jako projekt wynalazczy [9].

Myślą przewodnią przeprowadzonego sposobu oczyszczania zbiornika z osadów dennych jest podanie alternatywy dla stosowanych dotychczas systemów płuczających.

2. Przegląd systemów płuczających

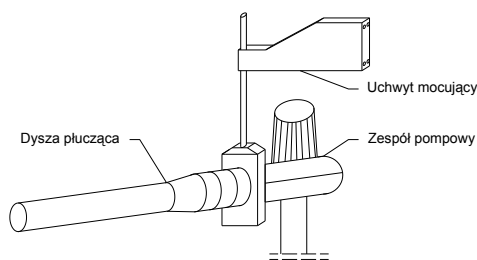
Osady denne powstają we wszystkich typach zbiorników retencyjnych, zarówno w podczyszczających mechanicznie ścieki, odciążających hydraulicznie sieć, jak i chroniących odbiornik przed nagłym zrzutem dużej objętości ścieków. Rozpatrując zbiorniki retencyjne pod kątem ich budowy należy zauważyć, że zbiorniki jednokomorowe (przepływowe) w porównaniu do zbiorników wielokomorowych (przelewowych) mają zdecydowanie większą tendencję do tworzenia się w nich osadów dennych. Brak komory przepływowej powoduje, że każdy deszcz wywoła przepływ ścieków przez jedyną komorę akumulacyjną zbiornika przepływowego. Niewielka ilość ścieków przepływająca po tak dużej powierzchni zbiornika i rozkładająca się na znacznej powierzchni osiąga niewielką prędkość, co ułatwia zawiesinom opadanie na jego dno. Natomiast zbiorniki wielokomorowe, posiadające komorę przepływową, dzięki której tylko deszcze o stosunkowo dużym natężeniu, które powodują przekroczenie założonego dopuszczalnego odpływu ze zbiornika, spowodują odpływ jedynie części ścieków jako nadmiaru podlegającego zatrzymaniu w komorze akumulacyjnej, skutkując jej mniejszym zanieczyszczeniem w porównaniu do zbiorników jednokomorowych.

Jednak żadna z wymienionych konstrukcji zbiorników retencyjnych nie zapobiegnie tworzeniu się osadów na jego dnie, dlatego też konieczne jest instalowanie w nich specjalnego systemu płuczającego, który zapewni prawidłowe ich funkcjonowanie, zwłaszcza tych, które mają konstrukcję żelbetową. Instalacje te zapewniają właściwą eksploatację dolnej strefy obiektu, splukując osady z dna zbiornika po każdym jego napełnieniu.

Obecnie znanych i stosowanych jest szereg systemów płuczających, które zostały przedstawione w publikacjach [9,10 i 11], a wybrane z nich opisano jako przykładowe rozwiązania.

Instalacje ciśnieniowe posiadają w komorze akumulacyjnej zbiornika zainstalowane pompy, które włączają się po całkowitym opróżnieniu komory akumulacyjnej. Medium płuczającym może być czysta woda dostarczona systemem wodociągowym lub specjalnie zgromadzone na ten cel dopływające ścieki. Z technicznego punktu widzenia system ten jest bardzo korzystny, gdyż dzięki wykorzystaniu pomp istnieje możliwość uzyskania wysokiego ciśnienia, które z dużą skutecznością jest w stanie usunąć odłożone na dnie i często zaschnięte już osady denne. Niestety, z ekonomicznego punktu widzenia system ten posia-

da wady, które wynikają z konieczności rezerwowania i dostarczenia energii elektrycznej potrzebnej na czas działania pomp, kosztów ich konserwacji i rezerwowania miejsca do ich montażu. Koszty dodatkowe wystąpią w przypadku wykorzystywania do płukania czystej wody wodociągowej lub też związane z jej dostarczaniem specjalnym wozem technicznym, czy nowym przewodem podłączonym do systemu wodociągowego. Przykład rozwiązania pokazano na rysunku 1.



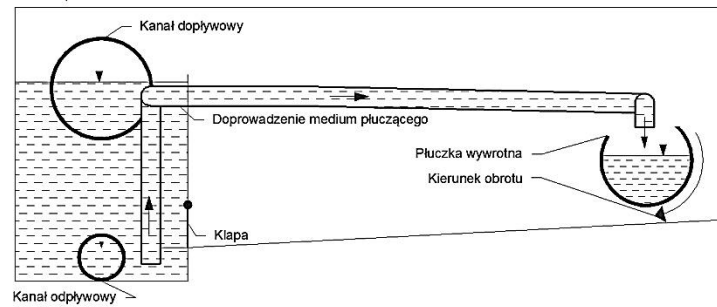
Rys. 1. Płuczka ciśnieniowa

Zakres stosowania płuczek ciśnieniowych jest bardzo szeroki, ponieważ zamontowane w tych płuczках dysze mają możliwość wychyłu o 180 stopni, a ich zasięg wynosi nawet 25 m. Z powodzeniem można je stosować w obiektach o znacznej kubaturze. Jednak wielkość powierzchni, którą jest w stanie oczyścić pojedyncza płuczka ciśnieniowa zależy bezpośrednio od konstrukcji zbiornika, w przybliżeniu wynosi ona około 200 m². W płuczках oferowanych przez firmę bgu dysze uaktywniają się, gdy napełnienie ścieków w zbiorniku sięga około 1 m, w wyniku czego dochodzi do zawirowań, unoszenia osadów i dodatkowo do napowietrzania ścieków. Przy odpowiedniej eksploatacji płuczek, a przede wszystkim ich okresowej konserwacji, można liczyć na 15-20 lat prawidłowego funkcjonowania tych urządzeń.

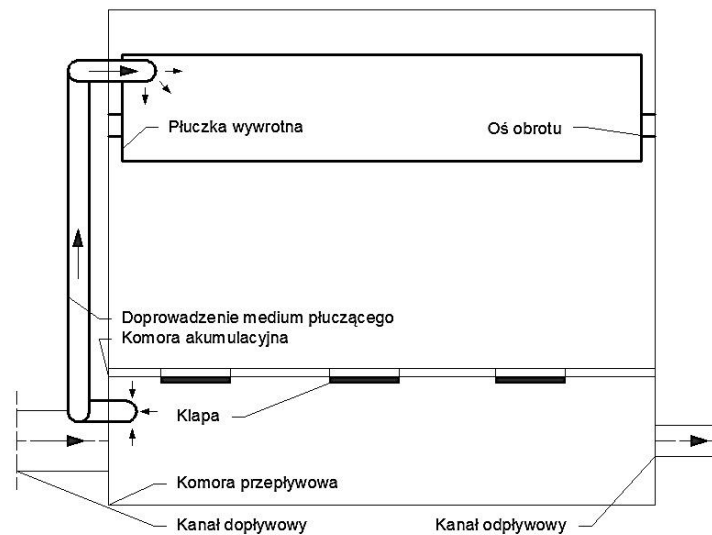
Mechanizmy wywrotne umieszcza się w komorze akumulacyjnej zbiornika, gdzie zostają zamontowane jako dodatkowy element w postaci obrotowej płuczki wywrotnej. Płuczka ta posiada określoną pojemność retencyjną, która zostaje wykorzystana do wypłukania osadów z dna zbiornika. Płuczka wywrotna umieszczona na pewnej wysokości po przeciwległej stronie względem odpływu ścieków. Jej napełnianie następuje podczas akumulacji ścieków w komorze lub za pomocą pomp. Skuteczność tego systemu płuczającego zależy od wysokości umieszczenia komory wywrotnej nad dnem i im jest ona większa tym skuteczność płuczki jest wyższa. Przykład rozwiązania płuczki wywrotnej pokazano na rysunku 2 i 3.

Komory płuczące umieszczone na końcu zbiornika stanowią układy wykorzystujące dodatkową komorę płuczającą zlokalizowaną na końcu zbiornika. Dzielą się one na napełniane grawitacyjnie przez przelew, napełniane za pomocą pomp lub wykorzystujące do funkcjonowania podciśnienie. W przypadku wykorzystania pomp należy przewidzieć konieczność dostarczenia energii elek-

trycznej, co wiąże się z dużymi kosztami eksploatacyjnymi wynikającymi z ich zakupu, eksploatacji i konserwacji.



Rys. 2. Bęben płuczący napływający – przekrój

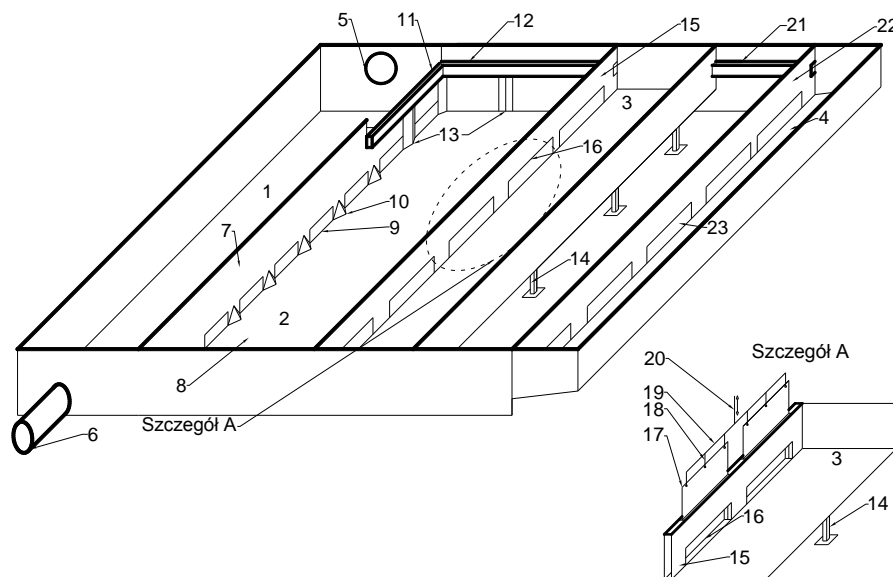


Rys. 3. Bęben płuczący napływający – rzut

Można uzyskać znaczną poprawę w zakresie kosztów eksploatacji zbiorników retencyjnych w wyniku zastosowania opracowanej nowej ich konstrukcji i innowacyjnego systemu grawitacyjnego płukania dna komór akumulacyjnych. Zbiornik taki ze względu na brak pomp nie wymaga dostarczenia energii elektrycznej. Wykorzystuje jako płuczające medium przepływające ścieki, a przez zastosowanie wewnętrznej komory płuczącej zwiększa efektywność płukania, niwelując tym sposobem obniżenie sprawności, jakie występuje przy niskim usytuowaniu komór płuczących.

3. Zbiornik retencyjny z systemem grawitacyjnego płukania

Opracowany zbiornik posiada oryginalny układ hydrauliczny (rys. 4), a przewidziana kolejność napełniania poszczególnych komór ma szereg zalet, które odróżniają go od dotychczas stosowanych [9].



Rys. 4. Schemat zbiornika z grawitacyjnym systemem płuczającym [9] (1 – komora przepływowa, 2 – komora akumulacyjna, 3 – wewnętrzna komora płuczająca, 4 – zewnętrzna komora płuczająca, 5 – kanał dopływowy, 6 – kanał odpływowy, 7 – ściana grodziowa, 8 – dno komory akumulacyjnej, 9 – okna wylotowe komory przepływowej z kłapami, 10 – kierownice, 11 – krawędź przelewową, 12 – koryto I, 13 – podpora, 14 – słupy podtrzymujące komorę płuczającą, 15 – ściana wewnętrznej komory płuczającej, 16 – okna wylotowe komory płuczającej, 17 – zasuwę, 18, 19, 20 – układ podnoszenia zasuw, 21 – koryto II, 22 – ściana zewnętrznej komory płuczającej, 23 – okna wylotowe zewnętrznej komory płuczającej)

Zbiornik posiada komorę przepływową (1) i jedną komorę akumulacyjną (2), sprzężoną z zewnętrzną komorą płuczającą (4). Zgodnie z wynalazkiem zbiornik charakteryzuje się tym, że posiada wewnętrzną komorę płuczającą (3) usytuowaną w przestrzeni komory akumulacyjnej, wspartą na podporach (14), umieszczoną na zadanej wysokości nad dnem zbiornika. Dzięki umieszczeniu jej na znacznej wysokości fala wypływających ścieków uzyskuje większą energię wykorzystywaną przy zmywaniu osadów z dna zbiornika. Komora płuczająca (3), od strony komory przepływowej (1), połączona jest z nią korytem (12), którego dno na wejściu do jej wewnętrznej przestrzeni jest usytuowane na wysokości przewidywanego maksymalnego napełnienia. Również na tym poziomie z przeciwległą ścianą jest połączone koryto (21) łączące ją z zewnętrzną komorą płuczającą (4). Komora ta jest także umiejscowiona na znacznej wysokości nad dnem komory akumulacyjnej zbiornika (2). W ścianach komór płuczających od strony komory przepływowej są wykonane okna z zasuwami (16,23),

które zabezpieczają przed niekontrolowanym odpływem zgromadzonych ścieków. Zasuwy te są zwalniane po opróżnieniu zbiornika w celu wypuszczenia fali płuczającej oczyszczającej dno zbiornika.

Atutami przedstawionego zbiornika są grawitacyjny sposób płukania i wykorzystywanie dopływających rozcieńczonych ścieków jako medium płuczającego. Taki układ zapewnia tanią, łatwą i skuteczną eksploatację tego typu zbiorników kanalizacyjnych. Dodatkowo proponowany sposób płukania zapewnia etapowość działania, dzięki czemu eksploatacja sam może zdecydować, która część komory zostanie oczyszczona jako pierwsza.

Jednak proponowana sekwencja płukania zbiornika powinna zacząć się od oczyszczenia w pierwszej kolejności tylnej części zbiornika, a następnie przedniej, zlokalizowanej bliżej komory przepływowej. Dodatkowo, w przypadku zbiorników retencyjnych zlokalizowanych pod powierzchnią terenu i posiadających strop, komory płuczające – tak wewnętrzne, jak i zewnętrzne – mogą stanowić podparcie tego stropu, dzięki czemu zmniejszy się konieczna liczba projektowanych podpór i słupów podtrzymujących konstrukcję stropową zbiornika. Zbiorniki kryte są stosowane głównie na kanalizacji ogólnospławnej i na kanałach deszczowych w rejonach o gęstej zabudowie miejskiej.

W czasie pogody bezdeszczowej do zbiornika nie dopływają żadne ścieki, natomiast w czasie wystąpienia opadu systemem kanalizacyjnym są transportowane ścieki deszczowe lub ogólnospławne, które wpływają kanałem dopływowym (5) do komory przepływowej (1) zbiornika. Do czasu, kiedy dopływ ścieków do zbiornika jest mniejszy lub równy odpływowi, nie następuje akumulacja ścieków w zbiorniku. Natomiast przy wystąpieniu opadu o większym natężeniu zdarza się sytuacja, że strumień objętości ścieków dopływających do zbiornika przewyższa strumień objętości ścieków z niego odpływających, co powoduje akumulację ścieków w zbiorniku. W początkowej fazie działania zbiornika ścieki piętrzą się w komorze przepływowej (1), aż do momentu osiągnięcia poziomu usytuowania krawędzi przelewowej (11), która jest zlokalizowana w ścianie grodziowej (7). Podczas dalszego dopływu ścieków, przelewają się one przez krawędź (11) do koryta (12) doprowadzającego ścieki do wewnętrznej komory płuczającej (3). Po jej napełnieniu ścieki z komory płuczającej (3) przepływają korytem (21) do zewnętrznej komory płuczającej (4) umieszczonej na końcu zbiornika. Po osiągnięciu maksymalnego napełnienia komór: przepływowej (1), płuczającej wewnętrznej (3), zewnętrznej (4) i koryt (12 i 21), ścieki przelewają się przez krawędzie koryt (12 i 21) do komory akumulacyjnej (2).

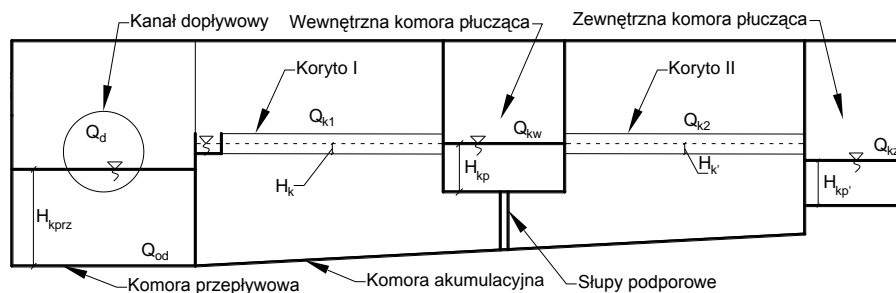
Po pewnym czasie od ustania opadu komora akumulacyjna zbiornika ulega maksymalnemu napełnieniu, zaś dopływ ścieków do zbiornika jest coraz mniejszy i wówczas następuje opróżnianie komór zbiornika retencyjnego. Wraz z obniżeniem się zwierciadła ścieków w komorze przepływowej (1) następuje otwarcie klap (9), którymi rozpoczyna się opróżnianie komory akumulacyjnej (2). Kolejnym etapem działania zbiornika jest splukiwanie pozostawionych na dnie zanieczyszczeń. W zależności od rozwiązania w sposób automatyczny lub

ręczny następuje otwarcie okien (23) zewnętrznej komory płuczącej (4). Wypuszczona w ten sposób z pewnej wysokości fala ścieków posiada energię pozwalającą na skuteczne oczyszczenie tylnej części zbiornika. Następnie otwarte zostają okna (16) komory płuczącej (3), a wytworzona fala ścieków oczyszcza pozostałą część zbiornika. Po tej fazie wszystkie komory zbiornika pozostają puste, a dno zbiornika powinno pozostać oczyszczone z nagromadzonych zanieczyszczeń.

W rozpatrywanym zbiorniku zwiększenie efektywności płukania można uzyskać przez zastosowanie odpowiedniej liczby okien wylotowych komory przepływowej. Większa liczba okien wylotowych (9) pozwoli na równomierne rozprowadzenie ścieków na całej szerokości komory akumulacyjnej (2) po odpowiednio wyprofilowanym dnie zbiornika (8). Dno komory akumulacyjnej (8) posiada jednokierunkowy spadek w kierunku okien wylotowych (9) na całej jej szerokości, a zastosowany układ kierownic (10) zapewnia odpowiedni rozdział oraz efektywne ukierunkowanie całego strumienia spływających ścieków i osadów.

4. Model hydrauliczny działania badanego zbiornika

W analizie hydraulicznej funkcjonowania zbiornika uwzględniono zarówno specyfikę, jak i zmienność strumienia objętości ścieków, jaka występuje podczas opadu i tuż po jego zakończeniu. Odzwierciedlają jego przebieg w czasie charakterystyczne fazy, które da się wyróżnić podczas napełniania i opróżniania poszczególnych komór zbiornika (rys. 5), w tym komory przepływowej, akumulacyjnej oraz wewnętrznej i zewnętrznej komory płuczącej.

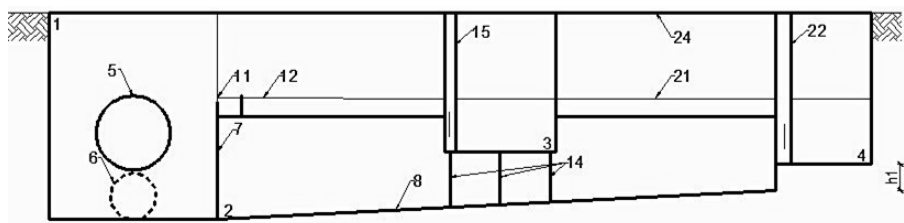


Rys. 5. Schemat przekroju zbiornika z grawitacyjnym systemem płuczącym (H_{kprz} – napełnienie ścieków w wewnętrznej komorze przepływowej, H_k – średnie napełnienie ścieków w korycie doprowadzającym ścieki do komór płuczących, H_{kp} – napełnienie ścieków w wewnętrznej komorze płuczącej, H_k' – średnie napełnienie ścieków w korycie doprowadzającym ścieki do zewnętrznej komory płuczącej, H_{kp}' – napełnienie ścieków w zewnętrznej komorze płuczącej, Q_d – dopływ ścieków do zbiornika, Q_{od} – odpływ ścieków ze zbiornika, Q_{k1} – przepływ ścieków w korycie I, Q_{k2} – przepływ ścieków w korycie II, Q_{kw} – dopływ ścieków do wewnętrznej komory płuczącej, Q_{kz} – dopływ ścieków do zewnętrznej komory płuczącej)

W publikacji wyodrębniono czternaście odmiennych faz działania innowacyjnego zbiornika, które tworzą jego pełny model hydrauliczny w czasie, od jego wypełniania aż do czasu pełnej akumulacji ścieków, od którego następuje opróżnianie jego komór wraz z procesem grawitacyjnego płukania. Rysunki wykonano na przykładzie zbiornika zlokalizowanego na kanalizacji deszczowej (rys. 6 – 19).

Pogoda bezdeszczowa – faza 1

Podczas pogody bezdeszczowej do zbiornika nie dopływają ścieki opadowe, dlatego żadna z jego komór nie jest włączona do działania. Fazę tę przedstawia rysunek 6.

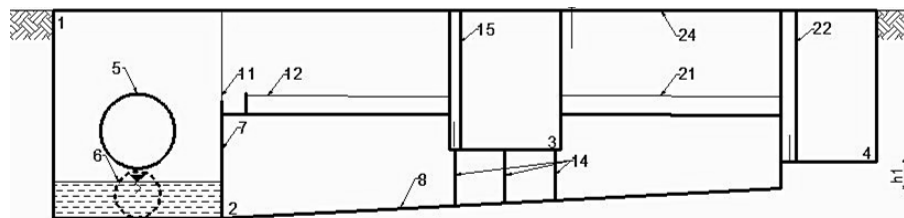


Rys. 6. Faza 1 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napelnienia: $H_{kprz1} = 0$, $H_{k1} = 0$, $H_{kp1} = 0$,
 $H_{k'1} = 0$, $H_{kp'1} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dl} = 0$, $Q_{odl} = 0$, $Q_{k1,1} = 0$,
 $Q_{kw1} = 0$, $Q_{k2,1} = 0$, $Q_{kz1} = 0$.

Początek wystąpienia opadu – faza 2

W początkowej fazie wystąpienia opadu strumień objętości ścieków deszczowych dopływających do zbiornika jest większy od natężenia ścieków odpływających ze zbiornika – następuje początek napełniania komory przepływowej (1). Poziom zwierciadła ścieków w komorze przepływowej (1) znajduje się na niższym poziomie niż krawędź przelewowa (11), w związku z czym jeszcze nie następuje akumulacja ścieków w komorze akumulacyjnej ani komorach płuczających.



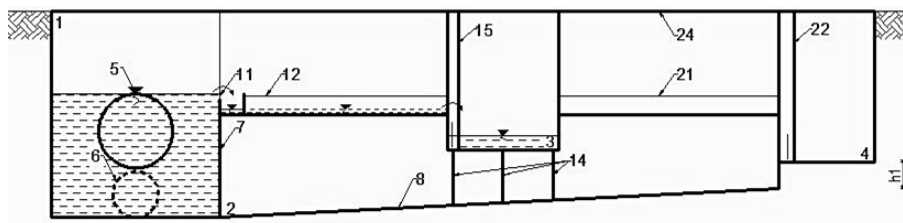
Rys. 7. Faza 2 działania zbiornika

Stan ten trwa do momentu osiągnięcia przez ścieki w komorze przepływowej (1) poziomu usytuowania krawędzi przelewowej (11), co przedstawiono na rysunku 7.

- Warunki brzegowe w zakresie napelnienia: $H_{kprz2} > H_{kprz1}$, $H_{k2} = 0$, $H_{kp2} = 0$, $H_{k'2} = 0$, $H_{kp'2} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d2} > 0$, $Q_{od2} > 0$, $Q_{k1,2} = 0$, $Q_{kw2} = 0$, $Q_{k2,2} = 0$, $Q_{kz2} = 0$.

Początek napelniania wewnętrznej komory płuczącej – faza 3

Wraz z upływem czasu trwania deszczu strumień objętości ścieków dopływających do zbiornika jest większy niż z niego odpływających, w związku z czym następuje dalsza akumulacja ścieków w komorze przepływowej (1), co przedstawia rysunek 8. Gdy poziom ścieków w komorze przepływowej (1) znajdzie się na wyższym poziomie niż poziom usytuowania krawędzi przelewowej (11) – to od tego momentu następuje przepływ ścieków przez przelew (11) do koryta (12) doprowadzającego ścieki do wewnętrznej komory płuczącej (3). Ścieki doprowadzane są przez koryto (12) do komory płuczącej (3). Nadmiar strumienia objętości ścieków, większy od przepustowości koryta (12) przelewa się przez jego krawędź do komory akumulacyjnej (2).

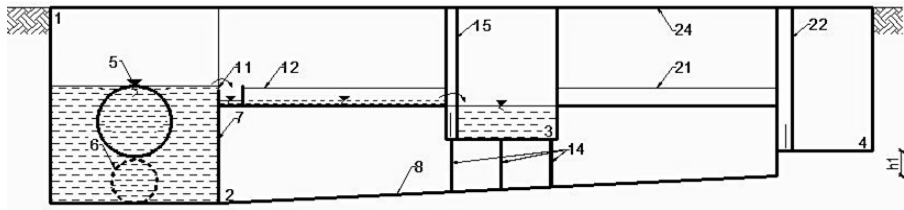


Rys. 8. Faza 3 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napelnienia: $H_{kprz3} > H_{kprz1,2}$, $H_{k3} > 0$, $H_{kp3} > H_{kp1,2}$, $H_{k'3} = 0$, $H_{kp'1} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d3} > 0$, $Q_{od3} > Q_{od2}$, $Q_{k1,3} > 0$, $Q_{kw3} > 0$, $Q_{k2,3} = 0$, $Q_{kz3} = 0$.

Akumulacja ścieków w komorze płuczącej – faza 4

Ścieki dopływają do wewnętrznej komory płuczącej (3) i napelniają ją do poziomu usytuowania dna kolejnego koryta (21), doprowadzającego ścieki do zewnętrznej komory płuczącej (4) co przedstawia rysunek 9. W tej fazie wewnętrzna komora płucząca (3) nie napelnia się jeszcze do maksymalnego poziomu, nastąpi to równocześnie z osiągnięciem maksymalnego wypełnienia zewnętrznej komory płuczącej (4) w kolejnych fazach działania zbiornika.

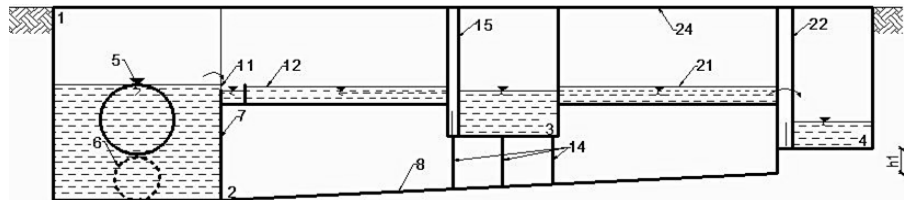


Rys. 9. Faza 4 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $H_{kprz4} = H_{kprz3}$, $H_{k4} > H_{k3}$,
 $H_{kp4} > H_{kp3}$, $H_{k'4} = 0$, $H_{kp'4} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d4} > 0$, $Q_{od4} = Q_{od3}$, $Q_{k1,4} > Q_{k1,3}$,
 $Q_{kw4} > Q_{kw3}$, $Q_{k2,4} = 0$, $Q_{kz4} = 0$.

Początek napełniania zewnętrznej komory płuczącej – faza 5

Dopływ strumienia objętości ścieków do zbiornika nadal przewyższa objętość odpływu (rys. 10). Ścieki z wewnętrznej komory płuczącej (3) po osiągnięciu poziomu usytuowania dna koryta (21), doprowadzającego ścieki do komory zewnętrznej (4) przelewają się do niego wypełniając ją ściekami. Akumulacja ścieków w zewnętrznej komorze płuczącej (4) trwa aż do osiągnięcia poziomu dna koryta doprowadzającego (21). Po osiągnięciu tego poziomu ścieki piętrzą się w korytach (12 i 21), jednocześnie zwiększając napełnienia w komorach płuczących zewnętrznej (4) i wewnętrznej (3).

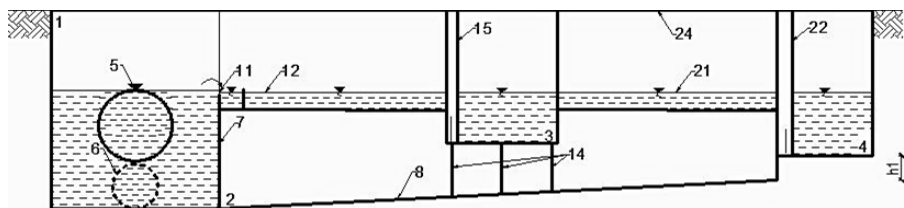


Rys. 10. Faza 5 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $H_{kprz5} = H_{kprz4}$, $H_{k5} > H_{k4}$,
 $H_{kp5} > H_{kp4}$, $H_{k'5} > 0$, $H_{kp'5} > 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d5} > 0$, $Q_{od5} = Q_{od4}$, $Q_{k1,5} > Q_{k1,4}$,
 $Q_{kw5} > Q_{kw4}$, $Q_{k2,5} > 0$, $Q_{kz5} > 0$.

Akumulacja ścieków w zewnętrznej komorze płuczącej – faza 6

Dopływ ścieków do zbiornika powoduje wypełnienie obu komór płuczących (3 i 4), komory przepływowej (1) oraz koryt (12 i 21), co przedstawia rysunek 11. Od tej charakterystycznej fazy system płuczący w zbiorniku uzyskuje maksymalne napełnienie i jest gotowy do działania. Zastosowanie zasuw w komorach płuczących (3 i 4) uniemożliwia niekontrolowany odpływ zgromadzonych ścieków do komory akumulacyjnej.

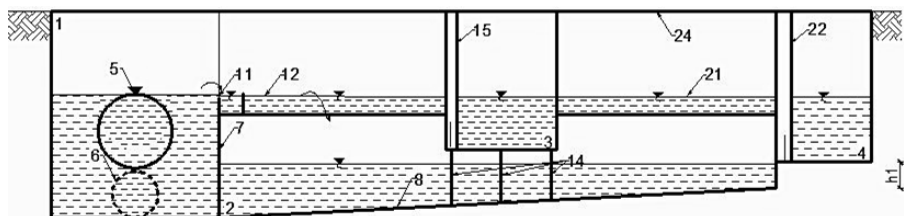


Rys. 11. Faza 6 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napęnienia: $H_{kprz6} = H_{kprz5}$, $H_{k6} > H_{k5}$,
 $H_{kp6} > H_{kp5}$, $H_{k'6} > H_{k'5}$, $H_{kp'6} > H_{kp'5}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d6} > 0$, $Q_{od6} = Q_{od5}$, $Q_{k1,6} > Q_{k1,5}$,
 $Q_{kw6} > Q_{kw5}$, $Q_{k2,6} > Q_{k2,5}$, $Q_{kz6} > Q_{kz5}$.

Początek napęnienia komory akumulacyjnej – faza 7

Faza ta jest ostatnią fazą działania zbiornika w której dopływ strumienia objętości ścieków przewyższa odpływ (rys. 12). Komora przepływowa (1) i komory pływające (3 i 4) wraz z korytami (12 i 21) osiągnęły swoje maksymalne napęnienie w poprzedniej fazie, dlatego teraz cały nadmiar dopływających ścieków przelewa się przez krawędź przelewową (11) i krawędzie koryt (12 i 21) do komory akumulacyjnej zbiornika (2). Komora (2) napęnia się do maksymalnego poziomu, który ustala się na podstawie obliczeń przy wyznaczeniu jej potrzebnej pojemności użytkowej mając na uwadze wyznaczony krytyczny czas trwania opadu [6,12].



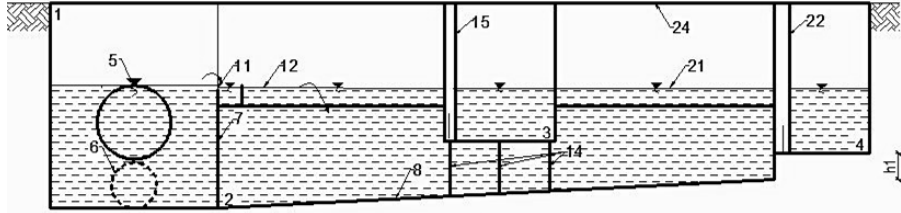
Rys. 12. Faza 7 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napęnienia: $H_{kprz7} = H_{kprz6}$, $H_{k7} > H_{k6}$,
 $H_{kp7} > H_{kp6}$, $H_{k'7} > H_{k'6}$, $H_{kp'7} > H_{kp'6}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d7} > 0$, $Q_{od7} = Q_{od6}$, $Q_{k1,7} > Q_{k1,6}$,
 $Q_{kw7} > Q_{kw6}$, $Q_{k2,7} > Q_{k2,6}$, $Q_{kz7} > Q_{kz6}$.

Maksymalne napęnienie zbiornika i ustanie opadu – faza 8

Podczas akumulacji ścieków deszczowych dochodzi do momentu, w którym wartość strumienia objętości ścieków dopływających do zbiornika zrównuje się z odpływem (rys. 13). Następuje wtedy chwilowe maksymalne napęnie-

nie wszystkich komór zbiornika. System płuczący w zbiorniku uzyskuje teraz maksymalne napełnienie.

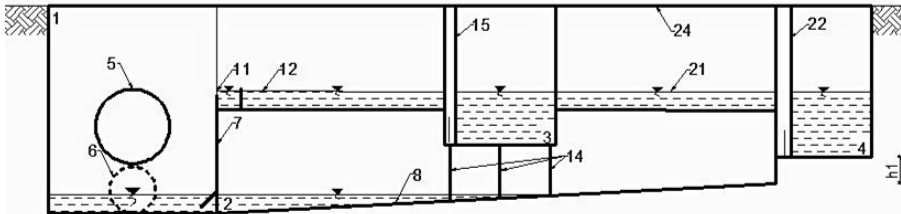


Rys. 13. Faza 8 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $H_{kprz8} = H_{kprz7}$, $H_{k8} = H_{k7}$,
 $H_{kp8} = H_{kp7}$, $H_{k'8} = H_{k'7}$, $H_{kp'8} = H_{kp'7}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d8} > 0$, $Q_{od8} = Q_{od7}$, $Q_{k1,8} > Q_{k1,7}$,
 $Q_{kw8} > Q_{kw7}$, $Q_{k2,8} > Q_{k2,7}$, $Q_{kz8} = Q_{kz7}$.

Opróżnianie zbiornika – faza 9

Od tego charakterystycznego stanu wypełnienia wszystkich komór zbiornika dopływ ścieków, jest mniejszy od ich odpływu ze zbiornika. Zatem po całkowitym napełnieniu komory akumulacyjnej (2) następuje opróżnianie komory przepływowej (1), a następnie akumulacyjnej (2) co przedstawia rysunek 14. Napełnienie ścieków w systemie płuczącym znajduje się nadal na maksymalnym poziomie dzięki zamontowanym w komorach płuczących (3 i 4) zasuwom ze specjalnym uszczelnieniem.

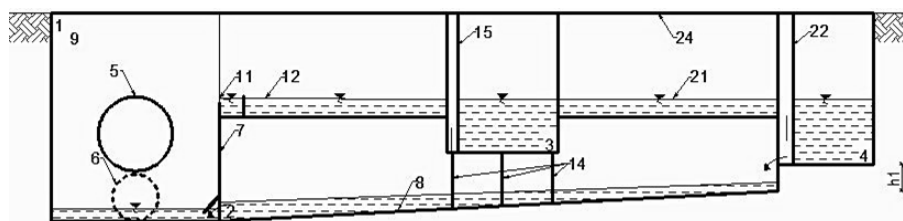


Rys. 14. Faza 9 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $H_{kprz9} = H_{kprz8}$, $H_{k9} = H_{k8}$,
 $H_{kp9} = H_{kp8}$, $H_{k'9} = H_{k'8}$, $H_{kp'9} = H_{kp'8}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d9} > 0$, $Q_{od9} < Q_{od8}$, $Q_{k1,9} = 0$,
 $Q_{kw9} = 0$, $Q_{k2,9} = 0$, $Q_{kz9} = 0$.

Opróżnienie zewnętrznej komory płuczącej – faza 10

Po pewnym czasie od ustania opadu w kanalizacji deszczowej występuje sytuacja, w której dopływ ścieków do zbiornika spada do zera (rys. 15).



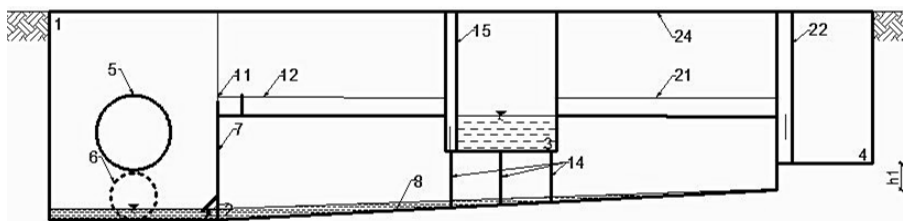
Rys. 15. Faza 10 działania zbiornika

Wówczas po opróżnieniu komory akumulacyjnej następuje otwarcie zasuw komór płuczających, czego efektem jest wypływ ścieków, które tworzą falę płuczającą oczyszczającą dno komory akumulacyjnej z osadów i innych zanieczyszczeń zmagazynowanych podczas retencjonowania ścieków w zbiorniku. W fazie dziesiątej następuje otwarcie zasuw zewnętrznej komory płuczającej (4), oczyszczającej głównie tylną część zbiornika.

- Warunki brzegowe w zakresie napelnienia: $H_{kprz10} < H_{kprz9}$, $H_{k10} < H_{k9}$,
 $H_{kp10} < H_{kp9}$, $H_{k'10} < H_{k'9}$, $H_{kp'10} < H_{kp'9}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d10} = 0$, $Q_{od10} < Q_{od9}$, $Q_{k1,10} > 0$,
 $Q_{kw10} > 0$, $Q_{k2,10} > 0$, $Q_{kz10} > 0$.

Oczyszczenie tylnej części zbiornika – faza 11

W poprzedniej fazie zostały otwarte klapy zewnętrznej komory płuczającej. Wypływające ścieki (rys. 16) oczyściły osady zgromadzone na dnie tylnej części zbiornika. W fazie 11 zewnętrzna komora płuczająca (4) zostaje w całości opróżniona, a przez charakterystyczne połączenie komór płuczających (3 i 4) z korytami (12 i 21) odpływają także ścieki zgromadzone w tych korytach. W omawianej fazie jedyną napelnioną komorą jest teraz wewnętrzna komora płuczająca 3. Poziom ścieków w tej komorze samoczynnie się ustabilizował na wysokości usytuowania dna koryta (21) doprowadzającego ścieki do komory zewnętrznej (4).

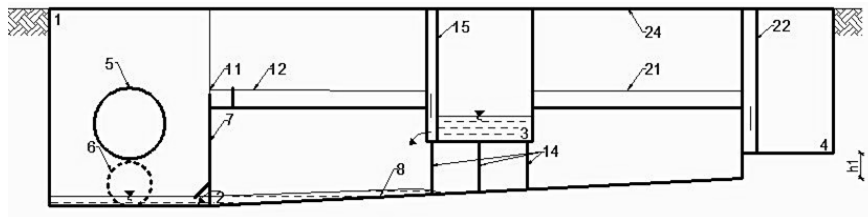


Rys. 16. Faza 11 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napelnienia: $H_{kprz11} < H_{kprz10}$, $H_{k11} < H_{k10}$,
 $H_{kp11} < H_{kp10}$, $H_{k'11} < H_{k'10}$, $H_{kp'11} < H_{kp'10}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d10} = 0$, $Q_{od10} > 0$, $Q_{k1,11} < Q_{k1,10}$,
 $Q_{kw11} < Q_{kw10}$, $Q_{k2,11} < Q_{k2,10}$, $Q_{kz11} > 0$.

Opróżnienie wewnętrznej komory płuczającej – faza 12

Po splukaniu osadów z tylnej części zbiornika następuje otwarcie zasuw wewnętrznej komory płuczającej (3), uzupełniając płukanie przedniej części zbiornika. Ścieki wypływające z wewnętrznej komory płuczającej (3) posiadają większą energię, gdyż komora (3) jest usytuowana na większej wysokości w porównaniu do zewnętrznej komory (4) ($h_2 > h_1$). Fazę tę przedstawia rysunek 17.

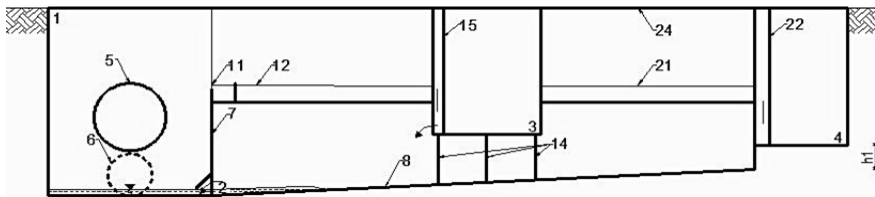


Rys. 17. Faza 12 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napelnienia: $H_{kprz12} > 0$, $H_{k12} = 0$, $H_{kp12} > 0$, $H_{k'12} = 0$, $H_{kp'12} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d12} = 0$, $Q_{od12} > 0$, $Q_{k1,12} = 0$, $Q_{kw12} > 0$, $Q_{k2,12} = 0$, $Q_{kz12} = 0$.

Pełne splukanie zbiornika – faza 13

W kolejnej fazie następuje całkowite opróżnienie zbiornika i komory (3) systemu płuczającego, a spłynięcie do końca całej płuczającej fali ścieków powinno zapewnić pozostawienie zbiornika pozbawionego osadów dennych. Fazę tę przedstawia rysunek 18.



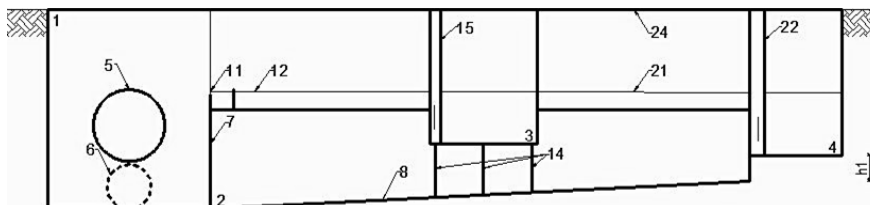
Rys. 18. Faza 13 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napelnienia: $H_{kprz13} > 0$, $H_{k13} = 0$, $H_{kp13} > 0$, $H_{k'12} = 0$, $H_{kp'13} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d13} = 0$, $Q_{od13} > 0$, $Q_{k1,13} = 0$, $Q_{kw13} > 0$, $Q_{k2,13} = 0$, $Q_{kz13} = 0$.

Zakończenie procesu płukania – faza 14

Ostatnia faza działania zbiornika (rys. 19) przedstawia jego funkcjonowanie po ustaniu opadu i zakończeniu procesu jego płukania. Do zbiornika nie dopły-

wają ścieki deszczowe, a wszystkie komory włącznie z komorami płuczącymi (3 i 4) zostały opróżnione, zaś poziom zwierciadła ścieków we wszystkich komorach jest równy zero.



Rys. 19. Faza 14 działania zbiornika

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $H_{kprz,14} = 0$, $H_{k14} = 0$, $H_{kp14} = 0$, $H_{k'14} = 0$, $H_{kp'14} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływ: $Q_{d14} = 0$, $Q_{od14} = 0$, $Q_{k1,14} = 0$, $Q_{kw14} = 0$, $Q_{k2,14} = 0$, $Q_{kz,14} = 0$.

5. Podsumowanie

Analizowany zbiornik z systemem grawitacyjnego płukania, jak wszystkie inne rozwiązania posiada ze względu na swoją budowę charakterystyczne wady i zalety. Atutem przedstawionego systemu jest grawitacyjny sposób działania w fazach jego napełniania i opróżniania, a także wykorzystywanie jako medium płuczącego dopływających rozcieńczonych ścieków. Takie rozwiązanie wyklucza konieczność instalowania drogich pomp ściekowych, czy doprowadzenia do zbiornika siecią wodociagową wody do jego płukania. Godnym podkreślenia jest że, system ten nie wymaga rezerwowania i dostarczania energii [13,14].

Efekt płukania jest bezpośrednio uzależniony od wysokości maksymalnego napełnienia ścieków w komorze akumulacyjnej, na którą został zaprojektowany. Im wysokość napełnienia jest większa tym wyżej można zamontować komory płuczące, co powoduje zwiększenie energii cieczy tworzącej fałę płuczącą. Atutem systemu jest lokalizowanie komór płuczących na znacznej wysokości nad dnem zbiornika, dzięki czemu do komory płuczącej dopływają ścieki rozcieńczone, zawierające stosunkowo małą ilość zawieszin. Ścieki te dostają się do komory płuczącej przez przelew komory przepływowej, czyli są to ścieki z górnych warstw zbiornika, a nie z dolnych, w którym stężenie zawieszin jest znacznie większe. Wykorzystując przedstawiony system wraz z obiektami pomocniczymi, jak kierownice, przy odpowiednim wyprofilowaniu spadków i z odpowiednią liczbą okien wylotowych w komorze przepływowej, znacznie zwiększa efektywność płukania, zapobiegając tworzeniu się osadów dennych.

Literatura

- [1] Dziopak J., Neverova-Dziopak E.: Nowe spojrzenie na problemy gospodarki wodno-ściekowej, *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Inżynieria Środowiska*, Z. 16, t. 1, s. 34-40, 2003.
- [2] Kotowski A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*, Warszawa 2011.
- [3] Słyś D.: Retencja zbiornikowa i sterowanie dopływem ścieków do oczyszczalni, *Komitet Inżynierii Środowiska PAN*, Lublin 2009.
- [4] Dziopak J., Słyś D.: Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej*, Rzeszów 2007.
- [5] Dziopak J., Słyś D.: Hydraulic analysis of EcolINFRA2 storage reservoir functioning, *Environment Protection Engineering*, no 2, vol. 34, 2008.
- [6] Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej*, Rzeszów 2004.
- [7] Dziopak J., Słyś D.: Postęp w projektowaniu konstrukcji wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji, www.prz.rzeszow.pl/wbiis/zzwwios/inf.htm.
- [8] Malmur R., Kisiel A., Mrowiec M.: Nowoczesne metody hydraulicznego wypłukiwania osadów gromadzonych na dnie komór zbiorników kanalizacyjnych, <http://www.is.pcz.czest.pl/hosting/instytut/dokumenty/plukanie.pdf>
- [9] Pochwat K., Dziopak J.: Zbiornik retencyjny z systemem grawitacyjnego płukania, zgłoszenie patentowe numer P.397546.
- [10] Kisiel A., Mrowiec M., Malmur R.: Hydrauliczne metody wypłukiwania osadów gromadzonych na dnie retencyjnych komór zbiorników kanalizacyjnych, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, nr 1, t. 5, 2002.
- [11] Strona internetowa: <http://www.bgu-online.de/index.php/pl/>
- [12] Kotowski A.: Weryfikacja zasad wymiarowania zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych w Polsce, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, IV 2009.
- [13] Pochwat K.: Analiza finansowa rozwiązań zbiorników retencyjnych, *Interdyscyplinarne Zagadnienia w Inżynierii i Ochronie Środowiska 2*, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław 2012.
- [14] Dziopak J., Pochwat K., Opaliński J.: Analiza hydrauliczna zwiększenia przepustowości przejścia syfonowego, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej*, Rzeszów w druku.

HYDRAULIC ANALYSIS OF RESERVOIR WITH GRAVITATIONAL FLUSHING SYSTEMS

Summary

Wastewater transported in sewer networks is characterized by high concentration of suspended solids, which slop easily. This sediment settles in the channels reducing the hydraulic efficiency. It can be also deposited in storm overflows, wastewater pump stations and storage reservoirs. The paper includes review of the flushing systems used in reservoirs, and the analysis of the hydraulic functioning of the storage reservoir with the gravity flush system. Described

storage reservoir has several advantages. It does not require delivery of electricity or clean water for rinsing, since it uses waste water flow.

Kamil POCHWAT
Jacek OPALIŃSKI,
Studenci specjalizacji *Infrastruktura i Ekorozwój*
Politechnika Rzeszowska

Józef DZIOPAK
Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju
Politechnika Rzeszowska

ANALIZA HYDRAULICZNA ZWIĘKSZENIA PRZEPUSTOWOŚCI PRZEJŚCIA SYFONOWEGO

Jednym z wielu elementów systemów kanalizacji grawitacyjnej, które podlegają rozbudowie są przejścia syfonowe sytuowane pod dnem rzeki. Zmieniające się z czasem warunki mogą wpływać na przyrost objętości strumienia transportowanych ścieków, co prowadzi do konieczności rozbudowy tych obiektów. Istnieje szereg możliwości indywidualnego podejścia do technicznego rozwiązania przejścia syfonowego przy sporządzaniu koncepcji konkretnego zadania inżynierskiego. W artykule zaprezentowano cztery warianty rozbudowy przejścia syfonowego. Biorąc pod uwagę względy hydrauliczne, inwestycyjne i eksploatacyjne związane z działaniem syfonu, dokonano oceny każdego z nich w różnych aspektach dla umożliwienia wyboru wariantu efektywnego.

1. Wprowadzenie

Systemy kanalizacyjne należą do najdroższych inwestycji infrastruktury sieciowej, a ich rozbudowa wiąże się często z prowadzeniem prac na terenie o gęstej zabudowie lub nie jest możliwa z uwagi na istniejące obiekty infrastruktury miejskiej, które zlokalizowane są na różnych głębokościach. W artykule przedstawiono wariantowe rozwiązania techniczne, które zapewniają przeprowadzenie dodatkowego strumienia objętości ścieków przez istniejące przejście syfonowe. Opracowane koncepcje nie przewidują konieczności kosztownej przebudowy istniejącej budowli, w tym budowy nowego przewodu syfonowego. Przyłączenie nowych osiedli i kolejnych użytkowników do systemu kanalizacji powoduje zwiększanie się strumienia objętości ścieków sanitarnych, transportowanych w systemie kanalizacji rozdzielczej, co wymusza w określonej sytuacji rozbudowę istniejącej infrastruktury podziemnej, wraz z przebudową szeregu jej elementów. Dotyczy to również strategicznych obiektów na sieci, a należą do nich głównie przejścia syfonowe [1,2] i pompownie lub przepompownie ścieków.

Szeroka analiza tej problematyki podczas sporządzania kursowego projektu skłoniła autorów do skupienia szczególnej uwagi na budowach hydrotechnicznych, jakimi są przejścia syfonowe. Zwłaszcza istotne jest ich funkcjonowanie w różnych warunkach lokalnych i hydraulicznych. Taką analizę przeprowadzono, aby określić zakres możliwych wariantów projektowych przy najniższych możliwych nakładach finansowych. Warunkiem projektu modernizacji jest zapewnienie efektywnego działania przejścia syfonowego przy transporcie znacznie większego strumienia objętości ścieków. Zatem zaproponowane w artykule cztery rozwiązania stanowią wynik analizowanych wariantów technicznych przebudowy przejścia syfonowego w projekcie rozbudowy kanalizacji sanitarnej przy przyłączeniu dwóch nowych zlewni o znacznych powierzchniach.

2. Warunki określające wymóg rozbudowy przejścia syfonowego

Sieci kanalizacyjne projektowane są na okres perspektywiczny i z założenia umożliwiają przyjęcie dodatkowego strumienia objętości ścieków. W planach zagospodarowania przestrzennego ustala się kierunki rozwoju miasta, między innymi po to, aby właściwie przewidzieć koncepcję rozbudowy systemu odprowadzenia ścieków. Za okres perspektywiczny korzystne jest przyjmowanie 50 lat i więcej [3], ponieważ pozwala to właściwie przewidywać spodziewany strumień objętości ścieków po to, aby do planowo zmieniających się warunków właściwie dobrać geometrię sieci i obiektów kanalizacyjnych w pełnym okresie użytkowania systemu. Niestety w praktyce zbyt często dzieje się tak, że następuje zmiana kierunku rozwoju zurbanizowanego obszaru zlewni, co wpływa na zmianę bilansu ścieków i rozkładu przepływów w całym systemie kanalizacyjnym. Niektóre elementy kanalizacji jak sieci nie wymagają przeprojektowania, ponieważ zwiększony przepływ strumienia ścieków spowoduje jedynie podniesienie się poziomu ścieków w kanale. W systemie są jednak obiekty współpracujące z systemem kanalizacji, które działają w określonych uwarunkowaniach i z ściśle określonymi ograniczeniami.

Jednymi z nich są przejścia syfonowe, które są projektowane na określony strumień przepływu ścieków [4]. Wymagana prędkość w całkowicie wypełnionym przewodzie ciśnieniowym syfonu ma zapewnić samoczynne splukiwanie transportowanych zanieczyszczeń i bezpośrednio wpływa na sumaryczną wysokość strat hydraulicznych na trasie ich przepływu. Przy badaniu działania syfonu największą rolę przywiązuje się do obliczeń hydraulicznych, ponieważ rzutują one na kształtowanie się poziomów zwierciadła ścieków w studzienkach przed i za syfonem. Przy wzroście strumienia objętości ścieków w syfonie, zwiększa się prędkość przepływu, a wraz z nią suma strat hydraulicznych w kwadracie prędkości. Takie zwiększenie oporów hydraulicznych powoduje przyrost poziomów napełnienia ścieków, ale w większym stopniu w kanale przed syfonem. Wpływają na to dwa

różne czynniki. Pierwszy wynika ze zwiększenia strumienia objętości dopływających ścieków przy tych samych warunkach działania kanałów grawitacyjnych na dopływie i odpływie z komór przejścia syfonowego. Natomiast na drugi czynnik składają się sumaryczne opory hydrauliczne na trasie przepływu ścieków pomiędzy studzienkami, wlotową przed i wylotową za syfonem [5].

Zatem w określonej sytuacji kanał doprowadzający ścieki do syfonu może działać jako ciśnieniowy, czego skutkiem może być zalewanie terenów położonych w jego sąsiedztwie. Takie warunki jego funkcjonowania są niedopuszczalne zwłaszcza w przypadku, gdy jest to odcinek odbierający ścieki z okolicznych zabudowań. Aby uniknąć takiej sytuacji, a jednocześnie sprawdzić możliwości hydrauliczne eksploatowanego przejścia syfonowego, należy ustalić poziom zwierciadła ścieków w kanale dopływowym dla ustalonych warunków krytycznych. W ściśle określonych uwarunkowaniach lokalnych może być wymagana kosztowna rozbudowa istniejącego przejścia syfonowego. Polega ona na budowie dodatkowego przewodu syfonowego, jako uzupełniającego obok już istniejących lub oddzielnej przepompowni do ciśnieniowego transportu określonego strumienia objętości dodatkowych ścieków na drugi brzeg rzeki.

W pracy przedstawiono cztery odmienne warianty przeprowadzenia dodatkowego strumienia objętości ścieków. Godne podkreślenia jest to, że proponowane rozwiązania wykorzystują w pełni możliwości hydrauliczne już istniejącego przejścia syfonowego.

3. Proponowane rozwiązania przejścia syfonowego

W artykule przedstawiono warianty projektowe i warunki działania, jakimi charakteryzują się proponowane rozwiązania przejścia syfonowego. Rozpatrzono cztery odmienne koncepcje, które zapewniają transport strumienia objętości ścieków wyznaczonego w oparciu o aktualnie sporządzony bilans. Przeprowadzono obliczenia hydrauliczne dla każdego z proponowanych układów sieci współdziałającej z syfonem. Na ich podstawie każdorazowo ustalono w nowych, odmiennych uwarunkowaniach wartości parametrów projektowych.

- Wariant 1.** Zastosowanie przepompowni do transportu ciśnieniowego nadmiaru ścieków nad przeszkodą dodatkowym rurociągiem, wykorzystując istniejącą kładkę dla pieszych w konstrukcji mostu.
- Wariant 2.** Transport całego strumienia objętości ścieków w jednym z istniejących przewodów syfonowych (eksploatowany lub rezerwowy), po zainstalowaniu pompy do ciśnieniowego przesyłu ścieków przez wymuszenie zwiększonej prędkości przepływu w jednym przewodzie syfonowym.
- Wariant 3.** Wykorzystanie przewodu awaryjnego do transportu nadmiaru

ścieków. W razie awarii przewodu syfonowego zakłada się wykorzystanie pompy zaprojektowanej jak w Wariancie drugim, przy zapewnieniu sterowania układem zasuw.

Wariant 4. Wykorzystanie przewodu awaryjnego na przeprowadzenie strumienia objętości ścieków, rozdzielanego przez dodatkowo zaprojektowany przelew, który powinien zapewnić jego podział w równym stosunku na obydwie przewody. Na wypadek wystąpienia awarii zaprojektowano i dobrano pompę na parametry, podobnie jak w Wariancie drugim.

4. Układy hydraulicznego działania przewodu syfonowego

4.1. Transport dodatkowego strumienia objętości ścieków nowym rurociągiem ciśnieniowym

Do transportu ciśnieniowego ścieków przewidziano przewód usytuowany nad przeszkodą i podwieszony pod istniejącą kładką. Przewód ten wykonany ze szczelnych rur PE-HD umieszczono w stalowej rurze osłonowej, która zabezpiecza go przed uszkodzeniami mechanicznymi. Przewidziano włączenie pompy dopiero po osiągnięciu ustalonego poziomu ścieków w komorze wlotowej (rys. 1). Położenie kosza ssawnego pompy zostanie wyznaczone na podstawie obliczeń tak, aby pompa działała okresowo i przepompowywała jedynie nadmiar ścieków. Zatem tylko nadmiar ścieków zostanie przetransportowany ciśnieniowo rurociągiem dzięki właściwie dobranej pompie i odpowiedniemu ustawieniu wysokościowym kosza ssawnego na ustalone parametry eksploatacyjne. Wylot rury ciśnieniowej znajdzie się w komorze końcowej istniejącego przejścia syfonowego i na takiej wysokości h nad poziomem ścieków, aby zapewniał normalną eksploatację komory końcowej przejścia syfonowego. To rozwiązanie przekształci komorę wlotową przejścia syfonowego w komorę przepompowni ścieków.

4.2. Transport ciśnieniowy całego strumienia objętości ścieków istniejącym przewodem syfonowym

Wariant ten obejmuje zaprojektowanie i dobranie pompy na takie parametry, aby zapewnić przeprowadzenie całego strumienia objętości dopływających ścieków (istniejących i dodatkowych) przez jeden przewód w wyniku zwiększenia prędkości przepływu ścieków w istniejącym syfonowym przewodzie ciśnieniowym. Zatem nie ma istotnego znaczenia to, w jakim stopniu zwiększy się suma strat hydraulicznych, ponieważ przed syfonem połączenie przewodu z pompą będzie szczelne. W tym wariancie nie występuje problem działania kanału dopływowego pod ciśnieniem. Pompa zostanie zainstalowana w oddzielnym pomieszczeniu przy komorze wlotowej. Przewiduje się montaż dodatkowej instalacji, która podczas wystąpienia awarii zapewni przełączenie króćca

wylotowego pompy pomiędzy istniejącym przewodem syfonowym i przewodem awaryjnym syfonu. Rozwiązanie to przedstawiono na rysunku 2.

4.3. Transport dodatkowego strumienia objętości ścieków przewodem awaryjnym z użyciem pompy na warunki awaryjne

W tym wariantcie przewiduje się wykorzystanie istniejącego przewodu awaryjnego do transportu nadmiaru ścieków (dodatkowy strumień objętości ścieków). Natomiast w razie awarii przewodu syfonowego zostanie wykorzystana pompa zaprojektowana jak w Wariantcie 2., przy odpowiednim sterowaniu układem zasuw (rys. 3). W zaproponowanej koncepcji dokonano rozdziału ścieków dopływających do komory początkowej syfonu. W studni wlotowej zaprojektowano przelew boczny, rozdzielający ścieki na przepływ projektowany i na dodatkowy strumień objętości ścieków. Ideą tego wariantu jest wykorzystanie istniejącego awaryjnego przewodu syfonowego do odprowadzenia dodatkowego strumienia objętości ścieków. W przypadku awarii jednego z dwóch istniejących przewodów, ścieki zostaną przeprowadzone w sposób wymuszony jednym sprawnym przewodem za pomocą odpowiednio dobranej pompy, jak to już opisano w Wariantcie 2. Pompa będzie działać jedynie podczas awarii i na czas potrzebny do usunięcia uszkodzenia. Zastosowanie tego wariantu napotyka na pewne ograniczenia wynikające z konieczności zachowania wymaganej minimalnej prędkości przepływu ścieków w przewodzie syfonowym. Rozpatrywany przypadek należy stosować, gdy wprowadzany dodatkowy strumień objętości ścieków do przewodu awaryjnego uzyska minimalną wymaganą prędkość. Gdy warunek na minimalną prędkość nie zostanie spełniony, należy zastosować czwarty wariant, którego schemat działania przedstawiono na rysunku 4.

4.4. Transport dodatkowego strumienia objętości ścieków przewodem awaryjnym z użyciem przelewu i pompy na warunki awaryjne

Wariant ten, podobny do przedstawionego w punkcie 4.3, jest uzasadniony w przypadku, gdy do komory początkowej przejścia syfonowego dopływa dodatkowy strumień objętości ścieków, który nie uzyska minimalnej prędkości w przewodzie syfonowym wymaganej do samooczyszczenia. Nowym elementem jest tutaj zastosowanie specjalnej konstrukcji krawędzi przelewowej, dzięki której nastąpi rozdział ścieków na dwa równe strumienie do obu przewodów syfonowych. Analizując Warianty 3. i 4. można określić warunki, które zadecydują o wyborze jednego z nich. Włączając dodatkowy strumień objętości ścieków należy sprawdzić warunek na minimalną wymaganą prędkość przepływu, która zapewni prawidłowe funkcjonowanie syfonu. Jeżeli ta zostanie zachowana, należy zastosować Wariant 3. Natomiast, gdy prędkość będzie zbyt mała, należy zastosować Wariant 4., w którym cały ustalony w nowym bilansie strumień objętości ścieków zostaje rozdzielony proporcjonalnie na dwa przewody. To rozwiązanie zapewni prędkość w syfonie mniejszą od prędkości, na którą

syfon był projektowany, jednak jest większa niż wymagana minimalna. Efektem takiego rozdziału będzie uzyskanie prędkości przepływu, która zapewni właściwe działanie syfonu i wpłynie pozytywnie na zmniejszenie ogólnych strat hydraulicznych w syfonie, co doprowadzi do obniżenia poziomu ścieków w komorze początkowej. Rozwiązanie według proponowanego Wariantu 4. przedstawiono na rysunku 4.

5. Obliczenia hydrauliczne przejścia syfonowego

Istniejące przejście syfonowe zaprojektowano i wykonano w oparciu o dane i ustalone w obliczeniach wartości parametrów projektowych i realizacyjnych.

1. Aktualny przepływ ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych przez przejście syfonowe $Q_{SN} = 300 \text{ dm}^3/\text{s}$.
2. Pierwotny przepływ ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych przez przejście syfonowe $Q_S = 200 \text{ dm}^3/\text{s}$.
3. Nadwyżka ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych $Q_N = 100 \text{ dm}^3/\text{s}$.
4. Długość istniejącego przewodu syfonowego $L_S = 100,00 \text{ m}$.
5. Średnica wewnętrzna istniejącego przewodu syfonowego $K_S = 384 \text{ mm}$ (średnica zewnętrzna $450 \times 33,1 \text{ mm}$).
6. Spadki kanałów – dopływowego i odpływowego $I_K = 2,9\text{‰}$.
7. Średnice istniejących kanałów – wlotowego i wylotowego $K 600 \text{ mm}$.
8. Prędkość przepływu ścieków w kanałach – dopływowym i odpływowym $V_K = 1,59 \text{ m/s}$.
9. Napelnienie w kanałach – dopływowym i odpływowym $h_K = 0,38 \text{ m}$.

Z aktualnego bilansu ścieków wynika, że do przejścia syfonowego dopływa $200 \text{ dm}^3/\text{s}$, i dodatkowo należy przeprowadzić przez istniejący syfon $100 \text{ dm}^3/\text{s}$ ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych.

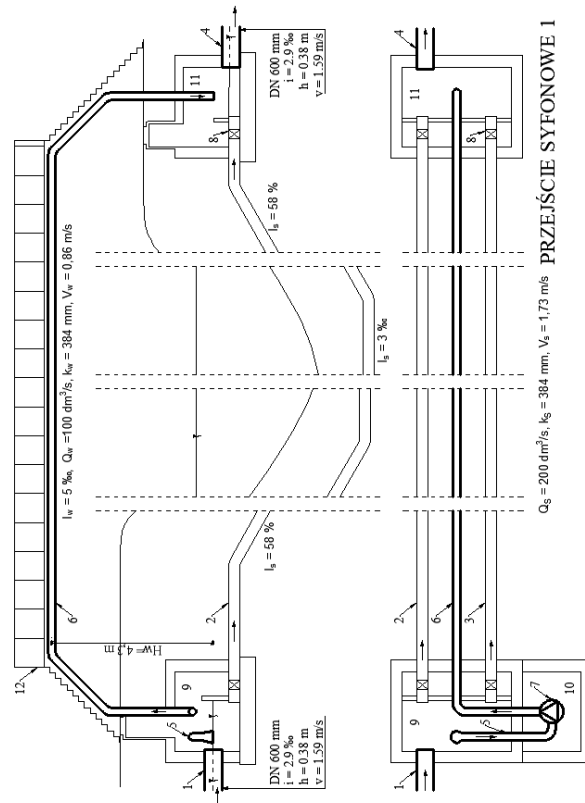
5.1 Transport kanałem uzupełniającym ciśnieniowym

W celu przetransportowania dodatkowego strumienia objętości ścieków, w pierwszym wariantcie przewidziano zastosowanie rurociągu uzupełniającego, który w sposób wymuszony zapewni przepływ ścieków nad rzeką. Wymiary elementów obiektu przedstawiono na rysunku 1. Założenia wyjściowe do zwymiarowania przepompowni ścieków pozostają jak w punkcie 5.

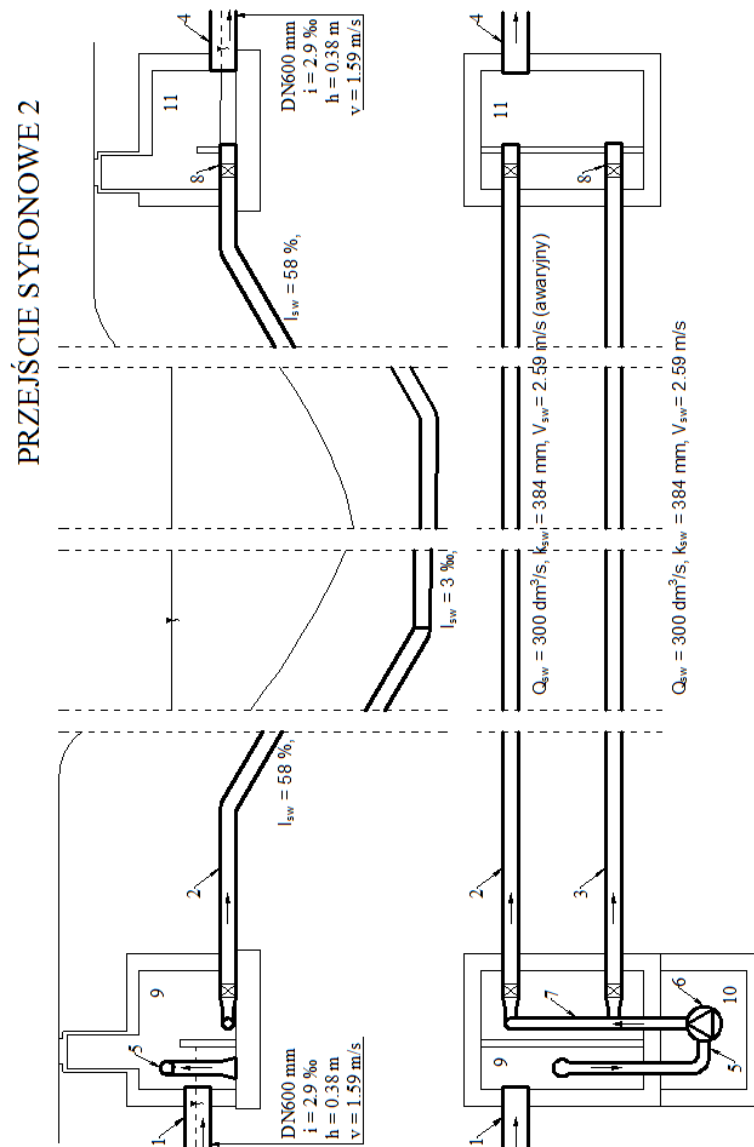
1. Ustalona geometryczna wysokość podnoszenia pompy $H_w = 4,3 \text{ m}$ (rys. 1.).
2. Suma strat hydraulicznych podczas ciśnieniowego przepływu ścieków przez nowy projektowany przewód $\Delta h = 0,30 \text{ m}$ ($L = 91,7 \text{ m}$, $k = 0,1 \text{ mm}$).
3. Wyznaczona suma strat hydraulicznych i wysokości geometrycznej wynosi $H_p = 4,60 \text{ m}$.

Dla ustalonego przepływu $Q = 100 \text{ dm}^3/\text{s}$ oraz wymaganej wysokości podnoszenia pompy $H_p = 4,60 \text{ m}$, dobrano pompę z montażem na sucho o parametrach eksploatacyjnych:

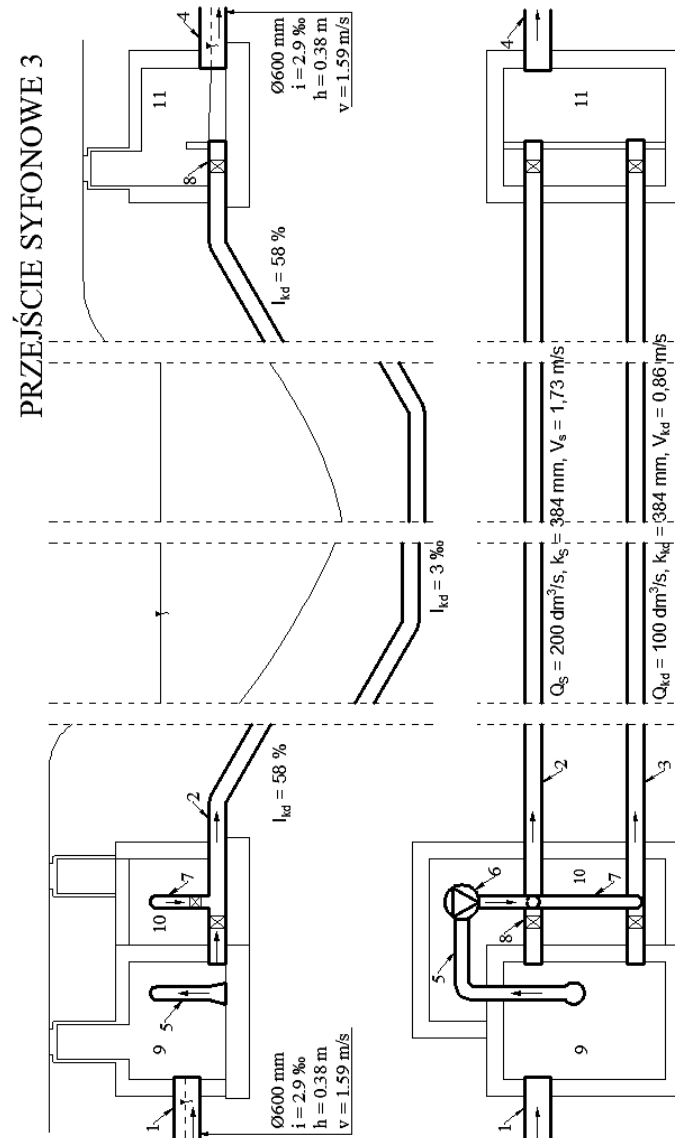
- przepływ $Q = 120 \text{ dm}^3/\text{s}$,
- wysokość podnoszenia $H = 4,71 \text{ m}$.



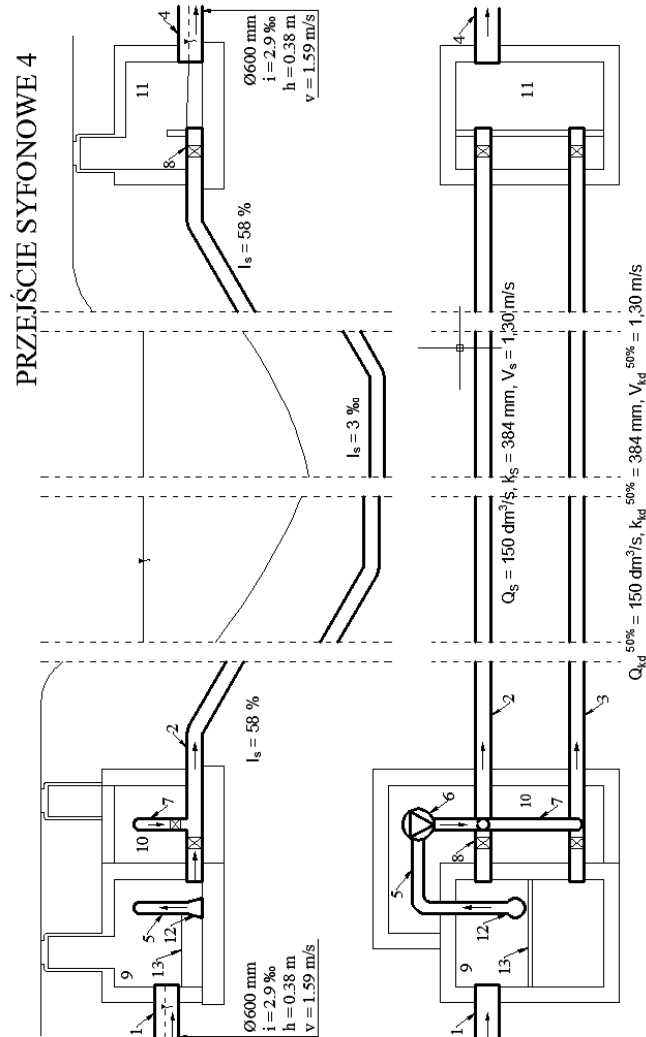
Rys. 1. Rzut z góry i przekrój rozwiązania w Wariantcie 1 (1 – kanał wlotowy, 2 – przewód syfonowy, 3 – przewód syfonowy awaryjny, 4 – kanał wylotowy, 5 – przewód ssawny, 6 – przewód ciśnieniowy tłoczny, 7 – pompa, 8 – zasuwy, 9 – komora początkowa, 10 – komora dodatkowa, 11 – komora końcowa, 12 – istniejące przejście dla pieszych nad przeszkodą, I_w – spadek przewodu z wymuszonym przepływem, Q_w – przepływ ścieków w przewodzie o wymuszonym przepływie, K_w – średnica przewodu kołowego o wymuszonym przepływie, V_w – prędkość w przewodzie o wymuszonym przepływie, I_s – spadek hydrauliczny przewodu syfonowego, Q_s – przepływ w przewodzie syfonowym, K_s – średnica kołowego przewodu syfonowego, V_s – prędkość w przewodzie syfonowym, H_w – geometryczna wysokość podnoszenia pompy)



Rys. 2. Rzut z góry i przekrój pionowy rozwiązania w Wariacie 2 (1 – kanał wlotowy, 2 – przewód syfonowy, 3 – przewód syfonowy awaryjny, 4 – kanał wylotowy, 5 – przewód ssawny, 6 – pompa, 7 – przewód tłoczny, 8 – zasuwy, 9 – komora początkowa, 10 – komora dodatkowa, 11 – komora końcowa), I_{sw} – spadek hydrauliczny przewodu syfonowego z wymuszonym przepływem, Q_{sw} – przepływ ścieków w przewodzie syfonowym o wymuszonym przepływie, K_{sw} – średnica syfonowego przewodu kołowego o wymuszonym przepływie, V_{sw} – prędkość w przewodzie syfonowym o wymuszonym przepływie)



Rys. 3. Rzut z góry i przekrój pionowy rozwiązania w Wariantie 3 (1 – kanał wlotowy, 2 – przewód syfonowy, 3 – przewód syfonowy awaryjny, 4 – kanał wylotowy, 5 – przewód ssawny, 6 – pompa, 7 – przewód tłoczny, 8 – zasuwy, 9 – komora początkowa, 10 – komora dodatkowa, 11 – komora końcowa, l_{kd} – spadek hydrauliczny wykorzystanego awaryjnego przewodu, Q_{kd} – przepływ ścieków w wykorzystanym przewodzie awaryjnym, k_{kd} – średnica wykorzystanego awaryjnego przewodu kołowego, V_{kd} – prędkość w wykorzystanym awaryjnym przewodzie, l_s – spadek hydrauliczny przewodu syfonowego, Q_s – przepływ w przewodzie syfonowym, k_s – średnica kołowego przewodu syfonowego, V_s – prędkość w przewodzie syfonowym)



Rys. 4. Rzut z góry i przekrój pionowy rozwiązania w Wariantcie 4 (1 – kanał wlotowy, 2 – przewód syfonowy, 3 – przewód syfonowy awaryjny, 4 – kanał wylotowy, 5 – przewód ssawny, 6 – pompa, 7 – przewód tłoczny, 8 – zasuwy, 9 – komora początkowa, 10 – komora dodatkowa, 11 – komora końcowa, 12 – kosz ssawny, 13 – krawędź przelewową, $I_{kd}^{50\%}$ – spadek wykorzystanego awaryjnego przewodu na przepływ 50% strumienia objętości ścieków, $Q_{kd}^{50\%}$ – przepływ ścieków w wykorzystanym przewodzie awaryjnym na przepływ 50% strumienia objętości ścieków, $K_{kd}^{50\%}$ – średnica wykorzystanego awaryjnego przewodu kołowego na przepływ 50% strumienia objętości ścieków, $V_{kd}^{50\%}$ – prędkość w wykorzystanym awaryjnym przewodzie na przepływ 50% strumienia objętości ścieków, I_s – spadek hydrauliczny przewodu syfonowego, Q_s – przepływ w przewodzie syfonowym, K_s – średnica kołowego przewodu syfonowego, V_s – prędkość w przewodzie syfonowym)

W tabeli 1. zamieszczono ustalone parametry hydrauliczne działania przejścia syfonowego w Wariancie 1. podczas eksploatacji jednego (z dwóch) istniejącego przewodu syfonowego i projektowanego przewodu ciśnieniowego

Tabela 1. Parametry hydrauliczne w przewodzie syfonowym w Wariancie 1

Przewód	Średnica D , mm	Przepływ Q , dm^3/s	Prędkość V , m/s
Syfonowy (istniejący)	384	200	1,73
Cięnieniowy (projektowany)	239	100	2,23

Rozwiązanie to jest tanie w wykonaniu i zarazem drogie w eksploatacji. Konieczny jest zakup i montaż pompy, przewodów ciśnieniowych oraz budowa dodatkowej komory przepompowni ścieków.

5.2 Transport wymuszony jednym z istniejących przewodów syfonowych

W rozpatrywanym Wariancie 2. przewidziano transport ścieków w sposób wymuszony istniejącym przewodem o średnicy $Ks = 384$ mm. Dla tej średnicy i przepływu ścieków $Q_{SN} = 300 \text{ dm}^3/\text{s}$ wyznaczono średnią prędkość przepływu strumienia ścieków $V_{SN} = 2,59$ m/s. Łączną wysokość miejscowych strat hydraulicznych ustalono korzystając ze znanych w hydraulice wzorów (5.1) ÷ (5.4), które wyszczególniono wraz z opisem parametrów [6,7].

Strata hydrauliczna przy zmianie prędkości przepływu na dopływie do syfonu

$$\Delta h_1 = (V_s^2 - V_k^2)/2g \quad (5.1)$$

gdzie: V_s – prędkość przepływu ścieków w przewodzie syfonowym, m/s;
 V_k – prędkość przepływu ścieków w kanale dopływowym, m/s;
 g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2 .

Straty na wlocie do syfonu

$$\Delta h_2 = \xi_l V_s^2/2g \quad (5.2)$$

gdzie ξ_l jest współczynnikiem strat miejscowych na wlocie do syfonu i dla wlotów łagodnych przyjmuje wartość $\xi_l = 0,1$ [1].

Straty na zmianie kierunku przepływu (załamania, łuki)

$$\Delta h_3 = \xi_\alpha V_s^2/2g \quad (5.3)$$

gdzie ξ_α jest współczynnikiem strat i dla $\alpha = 45^\circ \Rightarrow \xi = 0,2$ na podstawie [7]. Ponieważ przewidziano cztery załamania o kącie 45° , zatem wynik pomnożono przez 4.

Straty na wybiciu ścieków z syfonu do kanału odpływowego

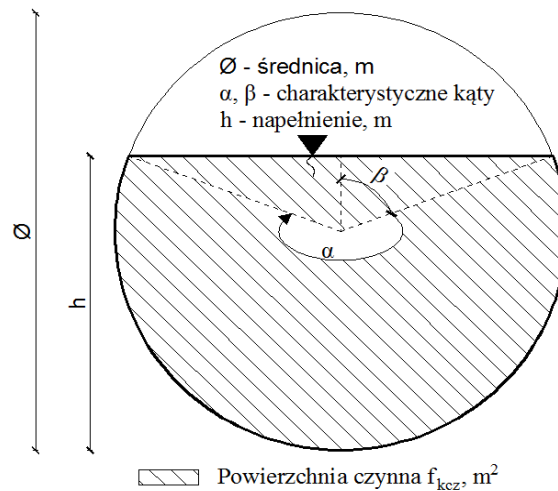
$$\Delta h_4 = (1 - f_s / f_{kcz})^2 V_s^2 / 2g \quad (5.4)$$

gdzie: f_s – powierzchnia przekroju poprzecznego przewodu syfonowego, która wynosi:

$$f_s = \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \cdot 0,384^2 / 4 = 0,116 \text{ m}^2;$$

f_{kcz} – powierzchnia przekroju czynnego kanału odpływowego z syfonu, ustalona jak na rysunku 5.

$$f_{kcz} = 0,144 \text{ m}^2.$$



Rys. 5. Powierzchnia czynna kanału odpływowego

Straty liniowe obliczone na podstawie [1]

$$\Delta h_L = \lambda \cdot L/D \cdot V_s^2 / 2g \quad (5.5)$$

gdzie: λ – współczynnik strat liniowych;
 L – długość przewodu syfonowego, m.

Zgodnie z publikacją [1] współczynnik strat liniowych należy obliczyć ze wzoru (5.6):

$$\lambda = (8 \cdot g) / c^2 \quad (5.6)$$

$$c = 1/n \cdot R^{1/6} \quad (5.7)$$

gdzie: c – współczynnik prędkości ze wzoru Chezy;
 n – współczynnik oporu Manninga (współczynnik szorstkości) i przyjęto $n = 0,013$.

Przekształcając wzory (5.5) ÷ (5.7) otrzymano ostateczny wzór na starty liniowe w przewodzie syfonowym w postaci:

$$\Delta h_L = (4 \cdot L \cdot V_S^2) / (c^2 \cdot D) \quad (5.8)$$

Wyznaczono też wysokość liniowych strat hydraulicznych na trasie transportowanych ścieków przewodem syfonowym o średnicy $D_S = 384$ mm i długości $L_S = 100$ m. Z zależności (5.8) ustalono straty równe 2,2 m.

Obliczenia strat hydraulicznych miejscowych (wzory (5.1) ÷ (5.4)) i liniowych (wzór (5.8)).

$$\Delta h_1 = (2,59^2 - 1,59^2) / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,213 \text{ m}}$$

$$\Delta h_2 = 0,1 \cdot 2,59^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,034 \text{ m}}$$

$$\Delta h_3 = 0,044 \cdot 2,59^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,015 \cdot 4 = \mathbf{0,060 \text{ m}}$$

$$\Delta h_4 = (1 - 0,116/0,144)^2 \cdot 2,59^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,013 \text{ m}}$$

$$\Delta h_M = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4 = \mathbf{0,32 \text{ m}}$$

$$\Delta h_L = (4 \cdot 100 \cdot 2,59^2) / (56,39^2 \cdot 0,384) = \mathbf{2,2 \text{ m}}$$

Uwzględniając wszystkie opory ruchu ścieków na trasie ich przepływu pomiędzy wlotem i wylotem przewodu syfonowego, ustalono całkowitą wysokość strat hydraulicznych równą:

$$\Delta h_S = \Delta h_M + \Delta h_L = 0,32 + 2,2 = \mathbf{2,52 \text{ m}}$$

Realizację Wariantu 2. można przeprowadzić przy małych kosztach inwestycyjnych, które są związane z zakupem pompy oraz jej podłączeniem do kanału syfonowego. Minimalna jest też inwazyjność w obiekt istniejący poddany ciągłej eksploatacji. Jednak wysokie będą koszty eksploatacyjne, które są związane z koniecznością rezerwowania i dostawy energii elektrycznej potrzebnej do zasilania pomp.

5.3 Transport dwoma przewodami syfonowymi

W trzecim wariantcie projektowym przewidziano udział dwóch przewodów syfonowych, w tym kanału rezerwowego, którym będzie transportowana nadwyżka ścieków $Q_n = 100$ dm³/s.

Wykorzystując istniejący układ hydrauliczny przejścia syfonowego, wyznaczono wysokość strat hydraulicznych, oddzielnie w przewodzie syfonowym i przy działaniu przewodu syfonowego awaryjnego.

Dla przepływu ścieków $Q_S = 200$ dm³/s w przewodzie syfonowym o średnicy $D_S = 384$ mm prędkość przepływu ścieków wynosi $V_S = 1,73$ m/s.

Obliczenia strat hydraulicznych miejscowych (wzory (5.1) ÷ (5.4)) i liniowych (wzór (5.8)).

$$\Delta h_1 = (1,73^2 - 1,59^2) / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,024 \text{ m}}$$

$$\Delta h_2 = 0,1 \cdot 1,73^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,015 \text{ m}}$$

$$\Delta h_3 = 0,044 \cdot 1,73^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,00669 \cdot 4 = \mathbf{0,027 \text{ m}}$$

$$\Delta h_4 = (1 - 0,116/0,144)^2 \cdot 1,73^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,006 \text{ m}}$$

$$\Delta h_M = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4 = \mathbf{0,072 \text{ m}}$$

$$\Delta h_L = (4 \cdot 100 \cdot 1,73^2) / (56,39^2 \cdot 0,384) = \mathbf{0,98 \text{ m}}$$

Uwzględniając wszystkie opory ruchu ścieków podczas ich transportu przewodem $D_S = 384 \text{ mm}$ przy $Q_S = 200 \text{ dm}^3/\text{s}$, całkowita wysokość strat hydraulicznych wynosi:

$$\Delta h_S = \Delta h_M + \Delta h_L = 0,072 + 0,98 = \mathbf{1,05 \text{ m}}$$

Dla przewodu syfonowego awaryjnego o średnicy $D_S = 384 \text{ mm}$ i objętości ścieków $Q_N = 100 \text{ dm}^3/\text{s}$ obliczono prędkość przepływu ścieków $V_N = 0,86 \text{ m/s}$ $> V_{min} = 0,8 \text{ m/s}$.

Wykorzystując metodykę ustalania oporów ruchu ścieków, wyznaczono wysokość strat hydraulicznych podczas transportu ścieków przewodem awaryjnym przy $Q_N = 100 \text{ dm}^3/\text{s}$ i $V_N = 0,86 \text{ m/s}$ korzystając ze wzorów (5.1) ÷ (5.8).

$$\Delta h_1 = (0,86^2 - 1,59^2) / (2 \cdot 9,81) - \text{nie uwzględniono, gdyż } V_N < V_K$$

$$\Delta h_2 = 0,1 \cdot 0,86^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,004 \text{ m}}$$

$$\Delta h_3 = 0,044 \cdot 0,86^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,00167 \cdot 4 = \mathbf{0,007 \text{ m}}$$

$$\Delta h_4 = (1 - 0,116/0,144)^2 \cdot 0,86^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,001 \text{ m}}$$

$$\Delta h_M = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4 = \mathbf{0,012 \text{ m}}$$

$$\Delta h_L = (4 \cdot 100 \cdot 0,86^2) / (56,39^2 \cdot 0,384) = \mathbf{0,24 \text{ m}}$$

Przy dokonanych założeniach ustalono sumaryczną wysokość strat hydraulicznych w przewodzie awaryjnym przy transporcie $100 \text{ dm}^3/\text{s}$ ścieków, która wynosi:

$$\Delta h_S = \Delta h_M + \Delta h_L = 0,012 + 0,24 = 0,25 \text{ m}$$

W tabeli 2. zestawiono obliczone wartości parametrów hydraulicznych dla przewodów syfonowych w Wariancie 3.

Tabela 2. Parametry hydrauliczne w przewodach syfonowych w Wariancie 3

Przewód o średnicy $D_S = 384 \text{ mm}$	Przepływ Q , dm^3/s	Prędkość V , m/s
Syfonowy	200	1,73
Syfonowy awaryjny	100	0,86

Wybranie tego wariantu pozwala na obniżenie kosztów związanych z eksploatacją i kosztów inwestycyjnych, ponieważ całkowita objętość ścieków przeprowadzona zostaje grawitacyjnie. Zatem koszty eksploatacji będą minimalne i związane jedynie z konserwacją oraz ewentualnie czasowym płukaniem kanału. Wadą tego rozwiązania jest konieczność zakupu pompy, która będzie tłoczyła całość ścieków przez jeden sprawny przewód syfonowy w razie awarii, a także zaprojektowanie i wykonanie przepompowni z odpowiednią instalacją i układem zasuw. Zastosowanie tego wariantu jest uwarunkowane minimalną objętością ścieków, jaka powinna być transportowana, aby prawidłowo działał

istniejący przewód syfonowy. Wynika to z konieczności zachowania odpowiedniej minimalnej prędkości przepływu w tym przewodzie. Zatem wraz z przyrostem strumienia objętości ścieków $Q_N > 100 \text{ dm}^3/\text{s}$ w okresie perspektywnym zastosowanie Wariantu 3. staje się uzasadnione. Ten wariant jest jednak trudny do zrealizowania w praktyce. Po pierwsze, z uwagi na zachowanie założonej proporcji przy rozdziale ścieków. Po drugie, zróżnicowanie wysokości strat hydraulicznych należy zapewnić w komorach wlotowych do obydwu przewodów syfonowych. W komorze przewodu awaryjnego zwierciadło ścieków powinno być niżej o różnicę obliczonych strat, tj. $H_{os} = 0,57 - 0,15 = 0,42 \text{ m}$, aby zachować identyczne warunki na wypływie w komorze końcowej.

5.4 Transport dwoma przewodami syfonowymi po przelewie rozdzielającym

Wariant 4. ma przewagę nad Wariantem 3., która wiąże się z równomiernym rozdziałem dopływających ścieków $Q_{SN} = 300 \text{ dm}^3/\text{s}$ na oba istniejące przewody syfonowe. Umożliwia to nowy przelew boczny lub bezpośrednie włączenie przewodów z jednej wspólnej komory początkowej. Wspólne zwierciadło na wlocie do obydwu przewodów syfonowych zapewnia stabilne warunki hydrauliczne przepływu ścieków w obu przewodach i komorze końcowej.

W wyniku równomiernego rozdziału ścieków $Q_{SN} = 300 \text{ dm}^3/\text{s}$ na dwa przewody syfonowe (eksploatowany i awaryjny), ilość ścieków konieczna do przeprowadzenia jednym wynosi $Q_{S1} = 150 \text{ dm}^3/\text{s}$. Dla strumienia objętości ścieków $Q_{S1} = 150 \text{ dm}^3/\text{s}$ i średnicy $DS = 384 \text{ mm}$ ustalono prędkość przepływu ścieków $V_1 = 1,3 \text{ m/s}$.

Obliczenia strat hydraulicznych miejscowych (wzory (5.1) ÷ (5.4)) i liniowych (wzór (5.8)).

$$\Delta h_1 = (1,3^2 - 1,59^2) / (2 \cdot 9,81) - \text{nie uwzględniono, gdyż } V_s < V_k$$

$$\Delta h_2 = 0,1 \cdot 1,3^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,009 \text{ m}}$$

$$\Delta h_3 = 0,044 \cdot 1,3^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,00379 \cdot 4 = \mathbf{0,015 \text{ m}}$$

$$\Delta h_4 = (1 - 0,116/0,144)^2 \cdot 1,3^2 / (2 \cdot 9,81) = \mathbf{0,003 \text{ m}}$$

$$\Delta h_M = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4 = \mathbf{0,027 \text{ m}}$$

$$\Delta h_L = (4 \cdot 100 \cdot 1,3) / (56,39^2 \cdot 0,384) = \mathbf{0,551 \text{ m}}$$

W oparciu o przeprowadzone obliczenia wyznaczono sumaryczną wysokość strat hydraulicznych w przewodach syfonowych dla przepływu $150 \text{ dm}^3/\text{s}$, która wynosi $\Delta h_S = \Delta h_M + \Delta h_L = 0,027 + 0,55 = 0,581 \text{ m}$.

Biorąc pod uwagę równy rozdział ścieków przez przelew po $150 \text{ dm}^3/\text{s}$, nastąpi przepływ dwoma przewodami syfonowymi, w wyniku czego suma strat hydraulicznych miejscowych wynosi $\Delta h_M = 0,027 \text{ m}$ i liniowych na długości przewodu $\Delta h_L = 0,55 \text{ m}$, a ich łączna wartość ustali się na identycznym poziomie i $\Delta h_S = 0,581 \text{ m}$.

Zaletą tego wariantu jest zapewnienie identycznych warunków hydraulicznych podczas transportu ścieków jednocześnie dwoma istniejącymi przewodami

syfonowymi. Zaleca się zachowanie jednej otwartej komory początkowej na wpływie ścieków do syfonu.

Natomiast wartość strumienia objętości ścieków zredukowana z $200 \text{ dm}^3/\text{s}$ do $150 \text{ dm}^3/\text{s}$ powoduje zmniejszenie sumy łącznych strat hydraulicznych z $\Delta h_s = 1,05 \text{ m}$ w Wariancie 3. do $\Delta h_s = 0,581 \text{ m}$ w analizowanym Wariancie 4.

Taki układ hydrauliczny (w Wariancie 4.) zapewni najniższy poziom zwierciadła ścieków w komorze początkowej w porównaniu do trzech pozostałych analizowanych koncepcji. Zatem obniżenie zwierciadła ścieków w samej studni wlotowej będzie rzutować korzystnie na prawidłowe funkcjonowanie analizowanego przejścia syfonowego i pozwoli na przyjmowanie jeszcze większych objętości ścieków w zlewni podlegającej rozbudowie.

6. Podsumowanie

Dokonana analiza zaproponowanych rozwiązań inżynierskich i wykonanych obliczeń dla czterech wersji rozbudowy przejścia syfonowego pozwala stwierdzić, że przydatność Wariantów 1. i 2., uwzględniających zaprojektowanie pompy do transportu nadmiaru ścieków będzie miała uzasadnienie jedynie w przypadku, gdy inwestorowi zależy na szybkim i tanim wykonaniu prac, zapewniających prawidłowe działanie systemu kanalizacji po rozbudowie. Uwzględnienie tych wariantów polegających na przystosowaniu obecnego przejścia syfonowego do nowych warunków obciążenia hydraulicznego będzie tanie, jednak jego eksploatacja wiąże się z koniecznością ciągłego rezerwowania mocy zasilania i dużego zużycia energii elektrycznej, co się też wiąże z kosztownymi bieżącymi konserwacjami.

Zastosowanie Wariantów 3. i 4., opartych na grawitacyjnie działających przewodach przejścia syfonowego, czyli obecnie funkcjonującym i rezerwowym, uważa się za najkorzystniejsze i godne polecenia rozwiązania. W tych wariantach przejście syfonowe działa grawitacyjnie, w związku z czym nie korzysta się w sposób ciągły z energii elektrycznej. Rozwiązania w Wariancie 3. i 4. różnią się jedynie budową krawędzi przelewowej lub otwartej komory początkowej, które w równej proporcji będą rozdzielać ścieki dopływające do dwóch eksploatowanych przewodów syfonowych.

W obu przypadkach modernizowane przejście syfonowe zaopatrzone będzie w pompę, włączaną jedynie w okresie uszkodzenia jednego z rurociągów przejścia syfonowego, i to tylko na czas naprawy. Rozwiązania te są zdecydowanie tańsze w eksploatacji, ale droższe w budowie. Jednak biorąc pod uwagę ogół kosztów z perspektywy czasowej oraz przewidując prawdopodobieństwo pojawienia się awarii i stąd wynikającą niezawodność działania całego przejścia syfonowego pod dnem rzeki, za wyborem Wariantu 4. przemawiają jego walory inwestycyjne i eksploatacyjne oraz istniejąca rezerwa (w przepustowości hydraulicznej), z uwagi na małą wartość łącznych strat hydraulicznych, (oceniających na $\Delta h_s = 0,551 \text{ m}$).

Podjęcie wnikliwych rozważań nad wyborem możliwych rozwiązań inżynierskich w ramach wykonywania zaawansowanych projektów na specjalizacji *Infrastruktura i Ekorozwój*, dotyczących rozbudowy kanalizacji różnych systemów, inspirują zaangażowanych studentów do pracy twórczej. Główną motywacją i celem jest ćwiczenie umiejętności poszukiwania i dokumentowania wyboru racjonalnych rozwiązań inżynierskich. Efektem dyskusji jest wyrobienie u studentów potrzeby, a nawet konieczności i zasadności poszukiwania wielości możliwych rozwiązań inżynierskich poprawnych technicznie. To pozwala na gruntowne przygotowanie absolwentów do skutecznego rozwiązywania złożonych zagadnień w zakresie gospodarki wodno-ściekowej.

Literatura

- [1] Bednarczyk T.: Syfony. Podstawy projektowania. Kraków 1987.
http://149.156.33.48/~tbednarczyk/tb_pliki/syfony.pdf
- [2] Błaszczyk W., Stamatello H.: Budowa miejskich sieci kanalizacyjnych. Warszawa 1967.
- [3] Kotowski A., Mielcarzewicz E. Wł.: Badania modelowe przelewów burzowych o regulowany odpływie. Wrocław 1986.
- [4] http://www.iwizz26.za.pl/pliki/wodkan/kan_02_uzbroj.pdf
- [5] Pilch K.: Przeprowadzenie ścieków przez rzekę za pomocą przejścia syfonowego. Praca seminaryjna, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2011.
- [6] Mitosek M.: Mechanika płynów w inżynierii środowiska. Warszawa 2007.
- [7] Książczyński K.W., Jeż P., Gręplowska Z.: Tablice do obliczeń hydraulicznych. Kraków 2002.

ANALYSIS HYDRAULIC CAPACITY INCREASE OF SIPHON

Summary

The paper presents the options of technical solutions associated with the modernization of siphon construction under the river bottom. Hydraulic conditions of siphon action before and after development we taken into account. The impact the four investment variants of siphon construction and operation were researched. An important issue is the low invasiveness of the object construction. Presented solution allows to create a hydraulic reserve for the adoption of higher wastewater flow intensity after the future expansion of the sewage system.

Andrzej RAGANOWICZ
Zweckverband zur Abwasserbeseitigung
im Hachinger Tal, Niemcy

Józef DZIOPAK
Politechnika Rzeszowska

ANALIZA STOSOWANYCH KLASYFIKACJI STANU TECHNICZNEGO SIECI KANALIZACYJNYCH

W artykule poddano analizie najbardziej popularne europejskie klasyfikacje stanu technicznego sieci kanalizacyjnych, które dobrze opisują stan budowlano-eksploacyjny przewodów na bazie wyników inspekcji optycznej w kontekście warunków peryferyjnych funkcjonowania sieci kanalizacyjnej. Klasyfikacje te tworzą odrębną grupę modeli, które na podstawie wyników inspekcji optycznej pozwalają ustalić priorytety odnowy i czas jej wykonania. Z porównania modeli należących do tej grupy wynika, że uwzględniają one normę DIN EN 752-5, zaś modele niemieckie bazują na katalogu uszkodzeń według wytycznej ATV-M 143-2. Modele *KAPRI*, *KAIN* oraz ATV uwzględniają w ramach swoich systemów oceny stanu sieci aspekt budowlano-eksploacyjny, hydrauliczny oraz ochrony środowiska naturalnego. Natomiast *Pforzheimer Modell* uwzględnia wszystkie aspekty stanu budowlano-eksploacyjnego badanej sieci oraz tak zwane uwarunkowania peryferyjne, które w szczególny sposób respektują ważne aspekty ochrony środowiska naturalnego. W przypadku modelu *RIONED* podejście do oceny stanu technicznego sieci kanalizacyjnej jest podobne, jak w przypadku modeli niemieckich. Dalszy rozwój tego systemu zmierza w kierunku opracowania modeli propagacji różnych rodzajów uszkodzeń w kontekście warunków lokalnych, w celu ustalenia resztkowej żywotności technicznej odcinków sieci.

1. Analiza wytycznej ATV-M 149

1.1. Wprowadzenie

Wytyczna niemiecka ATV-M 149 [1] jest modelem klasyfikującym stan techniczno-eksploacyjny sieci kanalizacyjnej, który respektuje wszystkie postanowienia zdefiniowane w normie DIN EN 752-5 [2] oraz najważniejsze aspekty eksploatacji, w tym: hydrauliczne, ochrony środowiska naturalnego i konstrukcyjno-budowlane. Celem zastosowania tego modelu jest wprowadzenie do praktyki pewnego ogólnego trybu oceny stanu technicznego sieci pod kątem przeprowadzenia niezbędnych zabiegów renowacyjnych.

Analiza wyników badań telewizyjnych, która prowadzi do ustalenie priorytetów renowacyjnych, jest realizowana w ramach następujących etapów:

- wstępna klasyfikacja stanu technicznego każdego odcinka sieci, zgodnie z udokumentowanym stanem uszkodzenia,
- ostateczna klasyfikacja stanu technicznego każdego odcinka sieci, wyrażająca jego aktualny stan budowlano-eksploacyjny,
- ocena stanu technicznego sieci na bazie przeprowadzonej klasyfikacji, która uwzględnia aspekty hydrauliczne, ochrony środowiska i eksploatacyjne,
- opracowanie listy priorytetów odnowy sieci oraz kolejności realizacji koniecznych zabiegów renowacyjnych.

1.2. Klasyfikacja uszkodzeń

Automatyczne kodowanie uszkodzeń według wytycznej ATV-M 143/2 [3] wraz z dodatkową informacją numeryczną dotyczącą rozmiarów uszkodzeń umożliwia ich wstępną klasyfikację. Model bazuje na pięciostopniowej skali klasyfikacji stanu techniczno-eksploacyjnego, od najgorszej klasy zerowej do najlepszej klasy czwartej. W tabeli 1 zestawiono kryteria, które decydują o przyznaniu zerowej klasy stanu uszkodzenia.

Tabela 1. Kryteria przyznania zerowej klasy uszkodzenia

Grupa stanu technicznego przewodu	Kod/informacja numeryczna
Widoczne nieszczelności	M: (3-cia poz. kodu) infiltracja wody gruntowej wraz z materiałem podłoża
Przeszkody przy przepływie (osad, wystająca przeszkoda, stwardniały osad)	> 50% redukcja przekroju poprzecznego
Przeszkody przy przepływie (inkrustacja, korzenie)	> 30% redukcja przekroju poprzecznego
Deformacja	> 40%
Spękania i rysy	> 10 mm

Klasę uszkodzenia od pierwszej do trzeciej uzyskują pozostałe uszkodzenia o charakterze budowlano-eksploacyjnym. W przypadku klasy pierwszej, chodzi o bardzo poważne uszkodzenia, a klasa czwarta obejmuje przewody kanalizacyjne, które nie wykazują żadnych lub jedynie marginalne uszkodzenia. Dla każdej klasy uszkodzenia jest zarezerwowanych 100 punktów i dlatego dla czterech klas można przydzielić łącznie 0÷400 punktów (tab. 2).

Tabela 2. Notacja klasy stanu technicznego

Klasa stanu technicznego	Punkty stanu technicznego
1	301 – 400
2	201 – 300
3	101 – 200

1.3. Ocena stanu techniczno-eksploatacyjnego

Odcinki sieci kanalizacyjnej, które są uszkodzone albo wskutek niekorzystnego działania wymuszeń zewnętrznych lub wewnętrznych nie mogą pełnić swojej funkcji, stanowią potencjalne zagrożenie dla środowiska naturalnego. Każdy z poniżej opisanych wskaźników ma różny wpływ na zdefiniowane w normach cele ochrony środowiska naturalnego i z tego względu przypisuje się im zróżnicowane znaczenie. Najważniejszymi wskaźnikami, które mają zdecydowany wpływ na ocenę stanu technicznego jest wskaźnik odpowiedzialny za kondycję hydrauliczną sieci oraz stopień zanieczyszczenia ścieków. Wskaźnik stanu hydraulicznego sieci H przyjmuje następujące wartości:

- $H_{1,0}$ udowodnione na podstawie obliczeń hydraulicznych podpiętrzenie sieci przy uwzględnieniu planowanej zabudowy aktualnie wolnych terenów lub obliczeniowo nie wykazano podpiętrzenia sieci,
- $H_{1,1}$ obliczeniowo wykazane podpiętrzenie sieci wskutek planowanego dogęszczenia istniejącej zabudowy,
- $H_{1,2}$ obliczeniowo wykazane podpiętrzenie sieci dla aktualnego obciążenia hydraulicznego,
- $H_{1,3}$ ustalone na podstawie relacji mieszkańców oraz obliczeniowo podpiętrzenie sieci, pokrywy studzienek rewizyjnych przytwierdzone na stałe do konstrukcji studzienki.

Klasyfikacja zanieczyszczenia ścieków odbywa się w uproszczonej wersji na podstawie jej pochodzenia. Wskaźnik zanieczyszczenia ścieków deszczowych Q przyjmuje następujące wartości:

- $Q_{1,0}$ marginalne zanieczyszczenia ścieków w systemie rozdzielczym, przykładowo woda deszczowa z dachów zabudowy o charakterze wyłącznie mieszkalnym,
- $Q_{1,1}$ ścieki z terenów o zabudowie wyłącznie mieszkalnej, odprowadzane w systemie rozdzielczym oraz mieszanym, a także ścieki deszczowe z powierzchni głównych ulic o dużym stopniu zanieczyszczenia,
- $Q_{1,2}$ ścieki, których niewielka ilość jest odprowadzana w systemie rozdzielczym z terenów przemysłowych,
- $Q_{1,3}$ ścieki pochodzące głównie z terenów przemysłowych, odprowadzane w systemie rozdzielczym.

Ocena punktowa stanu technicznego danego odcinka sieci jest ustalana na podstawie wzoru:

$$BP = ZP + 100 \cdot Q \cdot H + 200 + 69 \cdot \left(INT \cdot \frac{ZP - 1}{100 - 1} \right) \quad (1)$$

gdzie: BP - ocena punktowa stanu technicznego,

ZP - notacja stanu technicznego,
 Q - wskaźnik stopnia zanieczyszczenia ścieków,
 H - wskaźnik obciążenia hydraulicznego sieci,
 INT - funkcja eliminująca liczby po przecinku, przykładowo
 $INT(2,9) = 2$.

Liczba punktów przyznanych w ramach tej oceny decyduje o klasie stanu technicznego danego odcinka sieci, zgodnie z kryteriami przedstawionymi w tabeli 3.

Tabela 3. Klasy stanu technicznego dla kanałów z eksfiltracją ścieków

Liczba punktów	Klasa stanu technicznego
739 – 907	1 Klasa stanu technicznego
570 – 738	2 Klasa stanu technicznego
401 – 569	3 Klasa stanu technicznego

Zdefiniowane powyżej wskaźniki oceny stanu technicznego Q i H nie są stosowane do analizy kondycji technicznej przewodów, w których występuje infiltracja wody gruntowej do ich wnętrza. W przypadku takich przewodów, uwzględniany jest li tylko ich stan budowlano-techniczny, to znaczy funkcjonalność i nośność. Z tego też powodu liczba punktów uszkodzenia odpowiada liczbie punktów stanu technicznego.

1.4. Notacja oceny stanu technicznego

Przewody kanalizacyjne eksfiltrujące ścieki do podłoża gruntowego, które są zlokalizowane w strefach ochrony zasobów wody pitnej, są najbardziej ewidentnym przykładem łamania przepisów prawnych w zakresie ochrony środowiska naturalnego. Zasoby wód gruntowych są szczególnie chronionym dobrem ogólnospołecznym i dlatego wszystkie nieszczelne fragmenty sieci powinny być doszczelniane w trybie pilnym. Problem szczelności przewodów ma wyjątkowe znaczenie w następujących przypadkach:

- przewody kanalizacyjne przebiegają przez strefę ochronną typu IIIa ujęcia wody pitnej,
- przewody kanalizacyjne przebiegają przez strefę ochronną typu IIIb ujęcia wody pitnej (ostatni zewnętrzny pas ochronny),
- przewody kanalizacyjne przebiegają przez strefy ochronne prywatnych ujęć wody pitnej,
- przewody kanalizacyjne nie przebiegają przez strefy ochronne ujęć wody pitnej, a eksfiltrujące ścieki deszczowe powodują zanieczyszczenie podłoża gruntowego lub wody gruntowej.

Do infiltracji wody gruntowej dochodzi w przypadkach:

- uszkodzenia sieci klasy 0, 1 oraz 2,
- uszkodzenie sieci zlokalizowane jest w dennej strefie przewodu lub poniżej zwierciadła wody gruntowej.

Jeżeli wszystkie albo prawie wszystkie kanały przebiegają poniżej zwierciadła wody gruntowej, to można podjąć dalsze zróżnicowanie oceny stanu technicznego z uwagi na rodzaj podłoża gruntowego lub poziom wody gruntowej. W celu uwzględnienia aspektu ochrony podłoża gruntowego, wody gruntowej, rodzaju kanału oraz jego stanu technicznego, wprowadzono pojęcie liczby stanu technicznego, którą ustala się według wzoru:

$$BZ = ZK_f \cdot 10^5 + KA_f \cdot 10^4 + SR_f \cdot 10^3 + BP \quad (2)$$

gdzie: BZ - liczba oceny stanu technicznego,
 ZK_f - wskaźnik klasy stanu technicznego,
 KA_f - wskaźnik rodzaju kanału,
 SR_f - wskaźnik ochrony podłoża gruntowego oraz wody gruntowej,
 BP - ocena punktowa stanu technicznego, a gdy nie jest ona ustalona, to można zastosować notację stanu technicznego ZP .

Ustalona w powyższy sposób wartość BZ jest podstawą klasyfikacji systemów odwadniających w zależności od klasy stanu technicznego, rodzaju kanału, kontekstu prawnego ochrony środowiska naturalnego oraz oceny punktowej stanu (tab. 4).

Tabela 4. Wskaźniki notacji oceny stanu technicznego kanałów

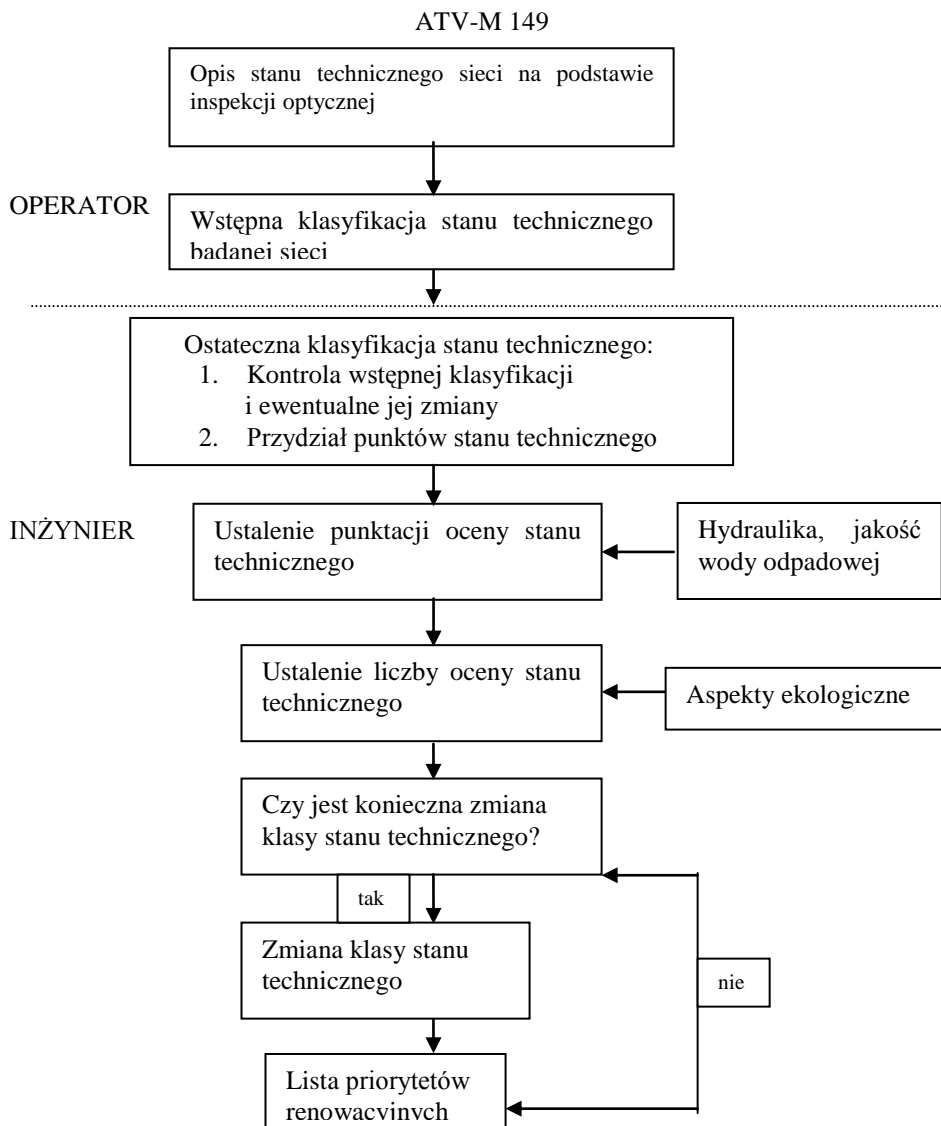
Wskaźnik klasy stanu technicznego	
Klasa stanu technicznego	ZK_f
1	3
2	2
3	1

Wskaźnik rodzaju kanalizacji	
Rodzaj kanalizacji	KA_f
Rozdzielczy/mieszany	5
Kanał deszczowy	2

Wskaźnik ochrony środowiska	
Chroniony element	SR_f
Strefa IIIa	5
Strefa IIIb	4
Prywatne strefy ochronne	3
Normalna eksfiltracja	2
Infiltracja	1
Normalna eksploatacja	0

Zestawienie wyników klasyfikacji oraz oceny stanu technicznego przeprowadzonej według powyższego modelu jest listą priorytetów renowacyjnych, które powinny zostać zrealizowane w odwrotnej kolejności.

Przy ostatecznym ustalaniu kolejności realizacji odnowy można nadać poszczególnym aspektom oceny wyjątkowy priorytet, ze względu na ich duże lokalne znaczenie. Ostatnią fazą klasyfikacji jest przeprowadzenie kontroli wiarygodności uzyskanych wyników. W tym celu korzysta się między innymi z danych zawartych w tabelach 5 i 6. Natomiast schemat kompletnej klasyfikacji według wytycznej ATV-M 149 [1] przedstawiono schematycznie na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat klasyfikacji stanu technicznego sieci według wytycznej

Tabela 5. Elementy składowe notacji oceny stanu technicznego

Cyfra	Znaczenie
1	- Aktualna klasa stanu technicznego
	- Rodzaj kanalizacji
3	- Obniżenie/podwyższenie klasy
	- Aspekt ochrony środowiska naturalnego
4/5/6	- Punkty oceny lub stanu technicznego
	- W ramach ostatecznej klasyfikacji przyznana klasa stanu, która jest zgodna z aktualną klasą stanu, w przypadku gdy nie podjęto zmiany klasy stanu technicznego

Tabela 6. Znaczenie poszczególnych elementów oceny stanu technicznego kanałów

1-sza cyfra		2-ga cyfra			3-cia cyfra		4/5/6-ta cyfra	
	Klasa stanu	Rodzaj kanalizacji		Zmiana klasy	Aspekt ekologiczny		Punkty oceny	Klasa stanu
3	1	6	Rozdzielczy/ mieszany	Obniżenie klasy	5	Strefa IIIa	739-907	1
2	2	5		-	4	Strefa IIIb	570-738	2
1	3	4		Obniżenie klasy	3	Pozostałe strefy	401-569	3
		3	Kanał deszczowy	-	2			
		2		Obniżenie klasy	1	Eksfiltracja	301-400	1
		1		-	0	Infiltracja	201-300	2
						Eksplatacja	101-200	3

2. System *KAPRI*

Jest to od wielu lat stosowany w praktyce eksploatacyjnej model, który umożliwia klasyfikację stanu technicznego analizowanych sieci. Został on opracowany i rozwinięty przez inżynierów z biura projektów IfK z Bochum w Niemczech [4]. System ten spełnia wszystkie wymogi normy EN DIN 752-5 [2] oraz wszystkie aspekty ochrony środowiska naturalnego. Zasadniczym celem modelu *KAPRI* jest ustalenie, na podstawie statystycznej klasyfikacji uszkodzeń, listy priorytetów odnowy w odniesieniu do pojedynczych deficytów oraz całych odcinków sieci. W początkowej fazie klasyfikacji zostaje przeprowadzona wstępna ocena stanu techniczno-budowlanego dla każdego odcinka sieci na podstawie rodzaju i rozmiaru pojedynczych deficytów. Następnie analizuje się warunki brzegowe, w jakich sieć aktualnie funkcjonuje oraz jej bazę danych. W wyniku tak przeprowadzonej oceny stanu technicznego dla całej infrastruktury, zostaje sporządzona lista priorytetów renowacyjnych, która stanowi bazę do sporządzenia planów reinwestycyjnych. Ocena stanu budowlano-eksploatacyjnego sieci jest realizowana w ten sposób, że każdemu uszkodzeniu, w zależności od jego rodzaju, jest przypisywana zasadnicza liczba punktów, a następnie jest ona multiplikowana przez trzy wskaźniki. Odpowiadają one skali uszkodzenia, która zgodnie z wytyczną ATV-M 143/2 [3] jest opisana przez trzecią, czwartą oraz piątą pozycję kodu. Powyższe

wskaźniki mogą nawet 10-krotnie zwiększyć zasadniczą notację uszkodzenia. Następną fazą klasyfikacji stanu technicznego przewodu kanalizacyjnego jest kwantytatywna ocena warunków brzegowych funkcjonowania sieci, która polega na oszacowaniu zagrożenia dla środowiska naturalnego. Dodatkowymi aspektami tej oceny są nośność i funkcjonalność kanału w sensie hydraulicznym. Pełna ocena stanu techniczno-eksploatacyjnego pojedynczego odcinka sieci wynika z multiplikacji notacji stanu budowlanego oraz warunków brzegowych jego działania. W wyniku tej klasyfikacji następuje podział całej analizowanej sieci na 5 klas stanu techniczno-eksploatacyjnego. Pewnym oryginalnym rozwiązaniem, które charakteryzuje powyższy model jest niezależne potraktowanie sumy uszkodzeń od maksymalnych uszkodzeń, co skutecznie chroni przed błędnym oszacowaniem zakresu koniecznej odnowy sieci.

3. System *KAIN*

Model *KAIN* [5] klasyfikuje, analogicznie jak inne systemy, kondycję techniczno-eksploatacyjną sieci na podstawie wyników inspekcji optycznej, przy uwzględnieniu potencjalnych zagrożeń dla środowiska naturalnego, jakie wynikają z tytułu jej aktualnego stanu. Ocena kondycji techniczno-eksploatacyjnej sieci jest przeprowadzana w ramach trzech klas, przy wyraźnym podziale na stan budowlano-techniczny oraz warunki brzegowe funkcjonowania sieci.

3.1 Klasa oceny kondycji technicznej sieci (I)

Podstawą tego modelu klasyfikacji jest katalog uszkodzeń, który w niewielkim stopniu różni się od katalogu według ATV-M 143/2 [3]. Poszczególnym uszkodzeniom przypisywane są klasy w skali od 1 do 5 (tab. 7). Ustalenie ostatecznej notacji dla każdego uszkodzenia następuje w wyniku multiplikacji podstawowej punktacji przez wskaźnik oceny, który jest miarą potencjalnego zagrożenia dla dyspozycyjności sieci. Wskaźnik ten jest stosowany tylko w przypadku najpoważniejszych deficytów, takich jak:

wskaźnik nr 1 (34 punkty):

- spękania oraz rysy,
- widoczne podłoże gruntowe,
- infiltracja wody gruntowej do wnętrza kanału,
- spękania z brakującymi fragmentami przewodu lub w przypadku kanałów murowanych brakujące pojedyncze cegły,
- zawalenia;

wskaźnik nr 2 (22 punkty):

- odchylenia położenia,
- odpadnięta powłoka ochronna,
- korozja,

- brakujące wypełnienie fugi w przypadku przewodu murowanego,
- inkrustacja,
- deformacja przewodu;
wskaźnik nr 3 (12 punktów):
- uszkodzenia połączeń przewodów,
- przeszkody przy przepływie;
wskaźnik nr 4 (7 punktów):
- niefachowo wbudowany trójnik,
- niefachowo wbudowany króciec.

Tabela 7. Notacja podstawowa w zależności od klasy uszkodzenia

Klasa uszkodzenia	Stopień uszkodzenia	Liczba punktów
1 klasa uszkodzenia	Bardzo poważne uszkodzenie	7,5 punktów
2 klasa uszkodzenia	Poważne uszkodzenie	5,0 punktów
3 klasa uszkodzenia	Średnie uszkodzenie	3,0 punktów
4 klasa uszkodzenia	Lekkie uszkodzenie	2,0 punktów
5 klasa uszkodzenia	Brak uszkodzenia	1.0 punkt

3.2 Klasa oceny kondycji technicznej sieci (II)

Ustalanie oceny stanu ma analogiczną strukturę, jak w przypadku poprzedniej klasy, z tym że pod uwagę brane są warunki brzegowe, w jakich działają pojedyncze odcinki sieci. Należą do nich: nośność, funkcjonalność oraz potencjalne zagrożenia dla środowiska naturalnego (tab. 8). Dla poszczególnych zagrożeń przedstawionych w tabeli 9 są przyznawane punkty podstawowe, które są następnie multiplikowane przez następujące wskaźniki oceny:

wskaźnik nr 1 (34 punkty):

- woda gruntowa,
- skład chemiczny ścieków,
- lokalizacja sieci, etc.;

wskaźnik nr 2 (22 punkty):

- obciążenie hydrauliczne sieci,
- głębokość posadowienia sieci, etc.;

wskaźnik nr 3 (12 punktów):

- typ eksploatacji,
- lokalizacja w stosunku do ruchu kołowego, etc.;

wskaźnik nr 4 (7 punktów):

- konstrukcja kanału,
- wiek, etc.

Tabela 8. Warunki brzegowe funkcjonowania sieci

Aspekt zagrożenia	Baza danych sieci
Nośność	Położenie w stosunku do ruchu kołowego Konstrukcja Głębokość posadowienia
Funkcjonalność	Obciążenie hydrauliczne sieci Typ eksploatacji Wiek
Zagrożenia dla środowiska naturalnego	Poziom wody gruntowej Lokalizacja Skład chemiczny ścieków

Klasyfikacja sieci następuje analogicznie jak w przypadku poprzedniej oceny.

3.3 Klasa oceny kondycji technicznej sieci (III)

W ramach tej klasy zostaje przeprowadzona szczegółowa analiza wyników uzyskanych dla klas I (rozd. 3.1) i II (rozd. 3.2) Decyzje dotyczące ostatecznego ustalenia priorytetów i niezbędnego zakresu realizacji odnowy należą do obowiązków eksploatatora sieci, ponieważ powinny one uwzględniać wszystkie ważne aspekty działania konkretnego obiektu kanalizacyjnego.

4. *Pforzheimer Modell*

Pforzheimer Modell jest systemem klasyfikującym wyniki pełnozakresowej inspekcji optycznej określonej infrastruktury kanalizacyjnej w celu ustalenie priorytetów jej odnowy [6]. System ten uwzględnia, podobnie jak inne modele, dyspozycyjność analizowanej sieci i warunki brzegowe jej funkcjonowania. Kryteriami dyspozycyjności sieci są: szczelność przewodów kanalizacyjnych chroniąca podłoże gruntowe oraz wody podziemne przed zanieczyszczeniami, funkcjonalność będąca potencjałem transportowym redukującym do minimum niebezpieczeństwo podpiętrzenia kanału i zalania pewnego obszaru oraz nośność gwarantująca bezpieczne przenoszenie przez konstrukcję kanału wszystkich obciążeń i zapewniająca jego niezawodną eksploatację.

Notacja stanu techniczno-eksploatacyjnego badanej sieci bazuje na gęstości udokumentowanych uszkodzeń, która jest wynikiem szczegółowej analizy ich wpływu na kryteria dyspozycyjności obiektu.

Schematyczną strukturę modelu przedstawiono na rysunku 2, na którym można wyróżnić odmienne fazy, w tym: inspekcję optyczną, badania telewizyjne, dokumentacja wyników inspekcji oraz przygotowanie danych do notacji uszkodzeń:

- notacja pojedynczych uszkodzeń,
- notacja odcinków uszkodzeń,
- notacja odcinków sieci,

- notacja obiektów sieci.

Konkretne uwarunkowania eksploatacyjne mogą i niejednokrotnie mają istotny wpływ na ustalenie priorytetów zabiegów renowacyjnych oraz kolejności ich wykonania. *Pforzheimer Modell* uwzględnia wszystkie ważne warunki brzegowe w perspektywie ich wpływu na kryteria dyspozycyjności sieci, które obejmują:

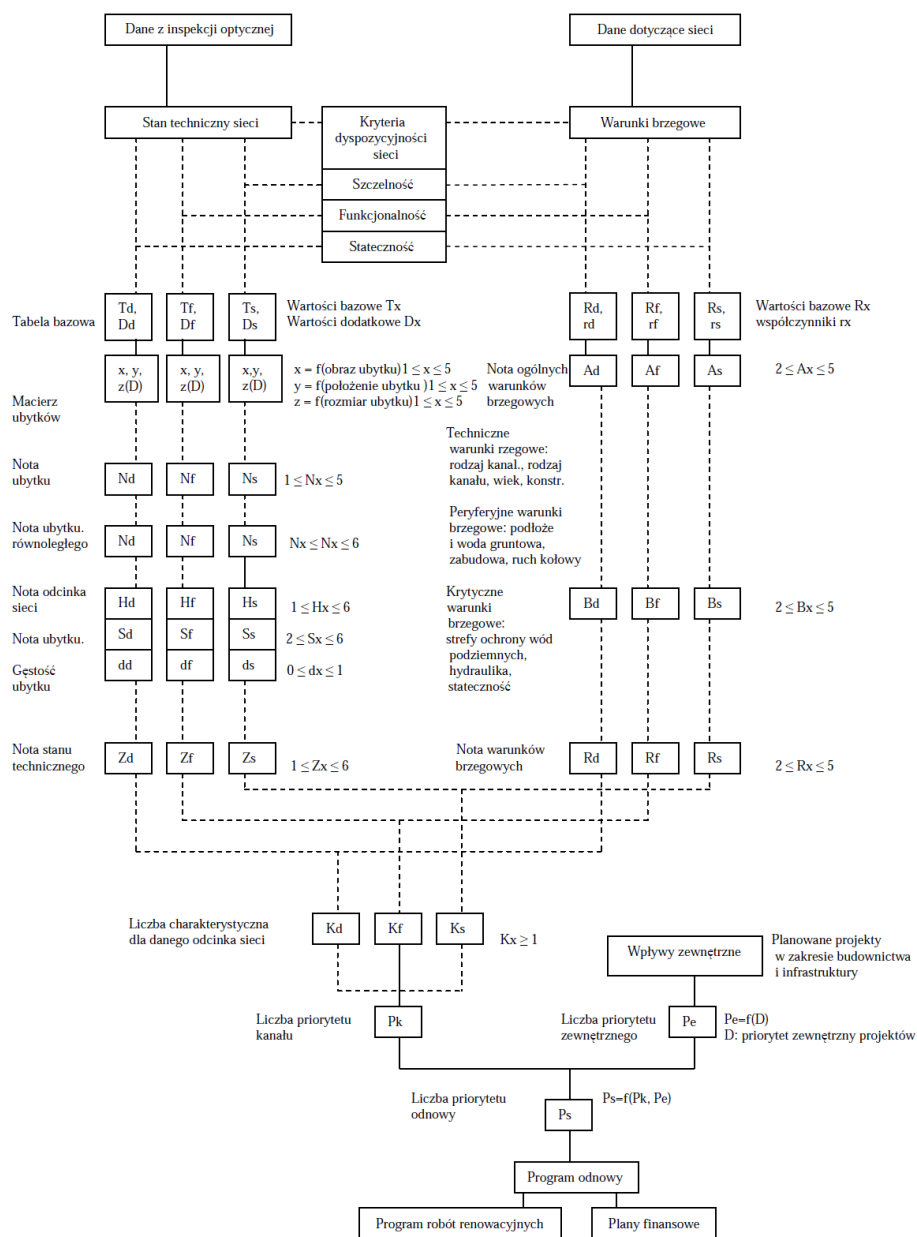
- warunki techniczne: rodzaj kanalizacji, stopień zanieczyszczenia ścieków, znaczenie kanału (główny, zbiorczy, lokalny, przyłącze), wiek kanału i jego konstrukcja (materiał, rodzaj połączeń i posadowienie);
- warunki o znaczeniu peryferyjnym: rodzaj podłoża gruntowego, szczególnie w aspekcie jego wodoprzepuszczalności, poziom zwierciadła wody gruntowej w stosunku do posadowienia kanału, rodzaj zabudowy na powierzchni terenu (zabudowa przemysłowa, mieszkalna i mieszana), obciążenie kanału ruchem kołowym (kategoria drogi);
- warunki krytyczne: tereny ochrony wód podziemnych wymagające szczelnych przewodów kanalizacyjnych, rezerwy hydrauliczne sieci w aspekcie jej funkcjonalności, nośności oraz bezawaryjna eksploatacja kanalizacji.

Poprzez powiązania noty stanu techniczno-budowlanego z notą warunków brzegowych ustala się tak zwaną wartość charakterystyczną, która stanowi wyznacznik priorytetu wykonania odnowy sieci kanalizacyjnej.

5. Model holenderski – *Stichting RIONED*

Ocena stanu techniczno-budowlanego sieci kanalizacyjnych w Holandii bazuje, zgodnie z normą NEN 3399 [7] na wynikach inspekcji optycznej. Ocenie poddawane są przewody grawitacyjne z betonu i z PVC. Klasyfikacja stanu technicznego nie uwzględnia warunków brzegowych funkcjonowania badanej sieci. W celu zrekompensowania tego istotnego elementu analizy opracowano szczegółowy katalog uszkodzeń, którego schemat oparty jest na trzech kryteriach dyspozycyjności takich, jak: szczelność, stan techniczny wewnętrznej ściany przewodu oraz przeszkody przy przepływie ścieków [7, 8]. Katalog ten obejmuje 18 typów uszkodzeń, które są klasyfikowane według pięciostopniowej skali (tab. 9). Klasa pierwsza oznacza, że nie odnotowano żadnego uszkodzenia, a w przypadku najwyższej klasy piątej jest to uszkodzenie o dużym znaczeniu dla eksploatacji sieci. Elementem składowym katalogu jest zbiór fotografii obrazujących wszystkie typy i klasy uszkodzeń. Po przeprowadzeniu klasyfikacji stanu techniczno-budowlanego sieci następuje podział wszystkich uszkodzeń na trzy następujące podgrupy:

- zabiegi o charakterze konserwacyjnym,
- dodatkowa inspekcja optyczna,
- zabiegi renowacyjne.



Rys. 2. Schemat systemu *Pforzheimer Modell* klasyfikującego wyniki pełnozakresowej inspekcji optycznej

Kryteria decydujące o przydziale danego uszkodzenia do jednej z trzech podgrup są przedstawione w tabelach 10, 11 i 12 oraz dodatkowo w tabeli 13.

Tabela 9. Katalog uszkodzeń według modelu *Stichting-RIONED*

Szczelność			
Uszkodzenia	Klasa stanu technicznego	Kryterium oceny	Informacje uzupełniające
A1: nieszczelność	1	Żadna infiltracja wody gruntowej	-
	2	Infiltracja wody gruntowej: mufa, rysa	E
	3	Infiltracja wody gruntowej: krople	E
	4	Infiltracja wody gruntowej: strumień wody	E
	5	Infiltracja wody gruntowej: pod ciśnieniem	E
A2: zaleganie osadu (piasek)	1	Nie występuje	-
	2	Redukcja przekroju przewodu $\leq 5\%$	E
	3	$5\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 15\%$	E
	4	$15\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 25\%$	E
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 25\%$	E
A3: odchylenie położenia w przekroju podłużnym	1	Wartość wg tab.3.10	-
	2	Wartość wg tab.3.10	E
	3	Wartość wg tab.3.10	E
	4	Wartość wg tab.3.10	E
	5	Wartość wg tab.3.10	E
A4: odchylenie położenia w przekroju poprzecznym	1	Nie występuje	-
	2	Odchylenie $\leq 10\text{mm}$	E
	3	Odchylenie $> 10\text{mm}$	E
A5: ugięcie	1	Nie występuje	-
	5	Występuje	E
A6: wystający element uszczelniający	1	Nie występuje	-
	3	Widoczne w połączeniu	EU
	5	Wystaje	EU
A7: wystający materiał uszczelniający	1	Redukcja przekroju przewodu $\leq 5\%$	-
	2	Redukcja przekroju przewodu $> 5\%$ i długość połączenia 0 - 25%	EU
	3	Redukcja przekroju przewodu $> 5\%$ i długość połączenia 26 - 50%	EU
	4	Redukcja przekroju przewodu $> 5\%$ i długość połączenia 51 - 75%	EU
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 5\%$ i długość połączenia $> 76\%$	EU
Stan techniczny wewnętrznego płaszcza przewodu			
B1: uszkodzenia oprócz B2-B4	1	Nie występuje	-
	5	Występuje	EU
B2: korozja beton	1	Nie występuje	-
	2	Widoczne dodatki betonu	EU
	3	Dodatki betonu wyeksponowane	EU
	4	Widoczne zbrojenie	EU
	5	Brakujące fragmenty płaszcza zewnętrznego	EU
PVC	1	Nie występuje	-
	5	Występuje	EU
B3: spękania i rysy	1	Nie występuje	-
	2	Spękania włosowe	EU
	3	Spękania bez przemieszczenia	EU
	4	Spękania z przemieszczeniem	EU
	5	Zawalenie	EU
B4: deformacja przewodu	1	Nie występuje	-

	2	Redukcja przekroju przewodu $\leq 5\%$	E
	3	$5\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 10\%$	E
	4	$10\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 15\%$	E
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 15\%$	E
Przeszkody hydrauliczne			
C1: wystające przyłącza	1	Wystająca długość $\leq 10\%$ średnicy kanału głównego	-
	3	Wystająca długość $> 10\% \leq 25\%$ średnicy kanału głównego	EU
	5	Wystająca długość $> 25\%$ średnicy kanału głównego	EU
C2: korzenie	1	Nie występuje	-
	2	Pojedyncze korzenie włosowe	EU
	3	Pojedyncze korzenie, redukcja przekroju $\leq 10\%$	EU
	4	$25\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 50\%$	EU
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 50\%$	EU
C3: zarastanie	1	Redukcja przekroju przewodu $\leq 5\%$	-
	2	$5\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 10\%$	E
	3	$10\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 25\%$	E
	4	$25\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 50\%$	E
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 50\%$	E
C4: inkrustacja	1	Redukcja przekroju przewodu $\leq 5\%$	-
	2	$5\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 10\%$	E
	3	$10\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 25\%$	E
	4	$25\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 50\%$	E
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 50\%$	E
C5: piasek, osady	1	Redukcja przekroju przewodu $\leq 5\%$	-
	2	$5\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 10\%$	E
	3	$10\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 25\%$	E
	4	$25\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 50\%$	E
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 50\%$	E
C6: przeszkody przy przepływie	1	Redukcja przekroju przewodu $\leq 5\%$	-
	2	$5\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 10\%$	E
	3	$10\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 25\%$	E
	4	$25\% < \text{redukcja przekroju przewodu} \leq 50\%$	E
	5	Redukcja przekroju przewodu $> 50\%$	E
C7: spadek, spadek negatywny	1	$h \leq 10\% D$	-
	2	$10\% < h \leq 25\% D$	E
	3	$25\% < h \leq 50\% D$	E
	4	$50\% < h \leq 75\% D$	E
	5	$H > 75\% D$	E

gdzie: h - zwierciadło wody w przewodzie,

D - średnica wewnętrzna przewodu,

E - odległość (pomiar w trakcie inspekcji),

U - pozycja uszkodzenia w przekroju poprzecznym przewodu (położenie wskazówki zegara).

Tabela 10. Kryteria zabiegów konserwacyjnych

Rodzaj uszkodzenia	Ocena liczbowa uszkodzenia
Korzenie	2
Zarastanie	3
Inkrustacja	3
Osady	3
Przeszkody przy przepływie	3

Tabela 11. Kryteria przeprowadzenia dalszych badań

Rodzaj uszkodzenia	Ocena liczbowa uszkodzenia
Korozja (beton)	4
Korozja (materiały oprócz betonu)	5
Rysy radialne	4
Odształcenia	5
Infiltracja wody gruntowej	4
Przemieszczenia poprzeczne	5
Przemieszczenia podłużne	5

Tabela 12. Kryteria przeprowadzenia niezbędnych zabiegów renowacyjnych

Rodzaj uszkodzenia	Ocena liczbowa uszkodzenia
Korozja (beton)	5
Rysy radialne	5
Rysy podłużne	4
Infiltracja wody gruntowej	5
Dostawanie się podłoża gruntowego do wnętrza kanału	5

Po kilku latach stosowania tego modelu w praktyce zaczęto zastanawiać się nad jego modyfikacją. W początkowej fazie wysiłki koncentrowały się na próbie opracowania takiego modelu, który symulowałby „rozwój” każdego rodzaju uszkodzenia, przy uwzględnieniu wszystkich peryferyjnych uwarunkowań funkcjonowania sieci kanalizacyjnej. W tym celu konieczne jest zdefiniowanie warunków brzegowych planowanej symulacji uszkodzeń, które wynikają z uwarunkowań funkcjonalnych stawianych przewodom kanalizacyjnym. Zdobycie tak dużej liczby niezbędnych danych w ograniczonych ramach czasowych jest nierealnym zadaniem. Tylko ten fakt stawia już pod znakiem zapytania możliwość zastosowania podobnych modeli w praktyce. Biorąc pod uwagę powyżej opisane problemy, został opracowany na bazie istniejącego pewien empiryczny model, który w oparciu o wyniki inspekcji ustalałby resztkową żywotność techniczną przewodów kanalizacyjnych i następnie na tej podstawie czasowe priorytety odnowy.

Zmodyfikowany model *Stichting-RIONED* opiera się na założeniu, że rezerwy żywotności technicznej podlegają ciągłemu i systematycznemu kurczeniu się. W związku z tym, że praktyka eksploatacyjna nie potwierdza w sposób jednoznaczny prawidłowości powyższego założenia, dlatego też pewne odstępstwa dotyczące prognozowanego stanu technicznego muszą być

korygowane na podstawie inspekcji optycznej. Prognozowanie krytycznego stanu sieci w formie katastrofy budowlanej przy zastosowaniu tego modelu nie jest możliwe.

Tabela 13. Przemieszczenie uszkodzeń w kierunku podłużnym (mm) według [7]

Materiał	Beton										PVC				
	Mufa					Połączenie frezowane									
Połączenie rur	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Klasa stanu technicznego															
Średnica przewodu (milimetry)															
200											0	10	20	30	50
250	0	10	20	50	70	0	5	10	15	20	0	10	20	30	50
300	0	10	20	50	70	0	5	10	15	20					
315											0	10	30	40	60
400	0	10	20	50	70	0	5	10	15	20	0	10	30	40	60
500	0	20	40	60	80	0	5	10	20	30	0	10	40	60	80
600	0	20	40	60	80	0	5	10	20	30					
630											0	10	40	60	80

6. Podsumowanie

Klasyfikacje stanu techniczno-eksploatacyjnego sieci kanalizacyjnych tworzą odrębną grupę modeli, które na podstawie wyników inspekcji optycznej pozwalają ustalić priorytety odnowy i czas jej wykonania. Z porównania modeli należących do tej grupy wynika, że uwzględniają one normę DIN EN 752-5 [2], a modele niemieckie bazują na katalogu uszkodzeń według wytycznej ATV-M 143-2 [3]. Ocena stanu techniczno-eksploatacyjnego sieci jest rezultatem klasyfikacji uszkodzeń w zależności od ich rodzaju i rozmiarów lub na podstawie specjalnego katalogu uszkodzeń i ich fakturowanie, jak również poprzez macierz uszkodzeń.

Model ATV zwraca szczególną uwagę na konieczność przeprowadzenia natychmiastowych zabiegów w przypadku wystąpienia najgroźniejszych uszkodzeń, które zagrażają pełnej funkcjonalności sieci. Ostateczna klasyfikacja stanu budowlano-eksploatacyjnego wynika z powiązania klasyfikacji uszkodzeń z potencjalnym zagrożeniem, jakie one stanowią dla samej sieci oraz środowiska naturalnego.

Modele *KAPRI*, *KAIN* oraz ATV uwzględniają w ramach swoich systemów oceny stanu sieci aspekt budowlano-eksploatacyjny, hydrauliczny oraz ochrony środowiska naturalnego. Różnice w wynikach tych ocen są efektem ciężarów gatunkowych pojedynczych aspektów oraz charakteru wzajemnych powiązań. W przypadku systemu *KAPRI* i ATV są to powiązania matematyczne, a w przypadku *KAIN* logiczne.

Natomiast *Pforzheimer Modell* uwzględnia wszystkie aspekty stanu budowlano-eksploatacyjnego badanej sieci oraz tak zwane uwarunkowania peryferyjne, które w szczególny sposób respektują ważne aspekty ochrony

środowiska naturalnego. System ten stanowi oryginalny i precyzyjny instrument oceny stanu techniczno-eksploatacyjnego sieci kanalizacyjnej, co zasługuje na jego prezentację w ramach odrębnej publikacji.

W przypadku modelu *RIONED* podejście do oceny stanu technicznego sieci kanalizacyjnej jest podobne, jak w przypadku modeli niemieckich. Po przeprowadzeniu klasyfikacji uszkodzeń według specjalnie opracowanego katalogu uszkodzeń i subiektywnym uwzględnieniu lokalnie występujących warunków w formie wyznaczników, następuje podział odcinków sieci na odpowiednie kategorie. Dalszy rozwój tego systemu zmierza w kierunku opracowania modeli propagacji różnych rodzajów uszkodzeń w kontekście warunków lokalnych, w celu ustalenia resztkowej żywotności technicznej odcinków sieci.

Literatura

- [1] Merkblatt ATV-M 149, Zustandserfassung, -klassifizierung und -bewertung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden, April 1999.
- [2] DIN EN 752-5, Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden, Teil 5: Sanierung, 1997.
- [3] Merkblatt ATV-M 143-2, Optische Inspektion – Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Abwasserkanälen und –leitungen, April 1999.
- [4] Möllers K., Kipp B.: Zustandsbewertung von Abwasserkanälen und –leitungen, Korrespondenz Abwasser 1991 (38) Nr 5, 596-613.
- [5] Sawatzki J.: Verfahrensmodell zur Klassifizierung von Entwässerungskanälen, Korrespondenz Abwasser 1991 (38) Nr 12, 1632-1639.
- [6] Müller-Winterstein R., Hotz R.: Was sollen, was können Modelle zur Zustandserfassung und Bewertung von Kanalnetzen leisten?, Korrespondenz Abwasser 1996 (43) Nr 1.
- [7] NEN 3399: Abflußsysteme außerhalb von Gebäuden–Niederländisches Klassifizierungssystem für die Stichprüfung von Kanalisationsanlagen, September 1994.
- [8] Stein D.: Instandhaltung von Kanalisationen, 3. Auflage – Berlin: Ernst & Sohn, 1998.

THE ANALYSIS OF SEWAGE NET TECHNICAL CONDITION CLASSIFICATIONS

Summary

The article presents the most popular European classifications of sewage network technical condition. These classifications on the basis of optical inspection results appropriately describe condition of pipes. Classification prepared according to ATV guidelines is a standard system in Germany, on basis of which technical condition of all German sewage infrastructure is systematically evaluated.

Andrzej RAGANOWICZ
Zweckverband zur Abwasserbeseitigung
im Hachinger Tal, Niemcy

Józef DZIOPAK
Politechnika Rzeszowska

PROGNOZA STANU TECHNICZNEGO INFRASTRUKTURY KANALIZACYJNEJ NA BAZIE MODELU *MARKOV'A*

Określona grupa statystycznych prognoz stanu technicznego sieci kanalizacyjnych wykorzystuje stochastyczny model *Markov'a*. Zmodyfikowana wersja tego modelu, zwana *Hidden-Markov-Model*, została opracowana przez *Baum'a* w latach sześćdziesiątych ubiegłego stulecia. Jest ona powszechnie stosowana do rozwiązywania wielu problemów z zakresu biologii, językoznawstwa, gospodarki i wielu innych dziedzin nauki i wiedzy. Model ten może być także zastosowany do opisu ukrytych zmian stanu technicznego sieci kanalizacyjnej, jakie zachodzą w trakcie jej eksploatacji. Bazą takiego modelowania są obserwacje rzeczywiste w trakcie inspekcji optycznych sieci. W publikacji przedstawiono przykład prognozy stanu technicznego sieci kanalizacyjnych opartej na matematycznym modelu statystyczno-stochastycznym reprezentowanym przez model *Markov'a*, który w sensie matematycznym dokładnie opisuje zmiany stanu technicznego badanego obiektu.

1. Wprowadzenie

W pierwszym artykule z tego cyklu [1] przedstawiono przykład prognozy stanu technicznego sieci kanalizacyjnej opartej na matematycznym modelu statystyczno-stochastycznym reprezentowanym przez model *Survival-Cohort-Method*. W tym modelu bazę stanowiły wyniki pełnozakresowej lub niepełnozakresowej inspekcji optycznej.

Pomimo dużego postępu naukowo-technicznego ostatnich dziesięcioleci, nadal powszechną strategią eksploatacji sieci kanalizacyjnych jest strategia straży pożarnej. Polega ona na tym, że konkretne działania są podejmowane wtedy, gdy pojawiają się już wewnętrzne i zewnętrzne objawy mającej nastąpić katastrofy budowlanej. Pewną alternatywą dla tego typu postępowania jest

system *M&R* (Maintenance/Rehabilitation) opracowany w drugiej połowie lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia przez dwóch amerykańskich autorów Dulcy M. Abraham'a i Reini Wirahadikusumah'a, umożliwiającą podejmowanie optymalnych decyzji w zakresie odnowy sieci [2, 3]. Opcje decyzyjne podjęte w ramach systemu *M&R* bazują na analizach *LCC* (Life Cycle Cost) odnoszących się do kosztów cykli żywotności technicznej obiektów budowlanych i muszą być wspierane przez solidne procedury. Techniki optymalizacyjne takie, jak prognozowanie dynamiczne jest istotnym potencjałem rozwiązań wielu problemów eksploatacji sieci kanalizacyjnych. Programowanie dynamiczne jest techniką optymalizacyjną, która umożliwia opracowanie sekwencji powiązanych ze sobą decyzji. Metoda ta jest korzystnym rozwiązaniem dla analiz *LCC* w zakresie zarządzania sieciami kanalizacyjnymi, ponieważ zapewnia ona szybkie znalezienie optymalnej wersji eksploatacji obiektu w ramach analizowanego cyklu. W języku programowania dynamicznego sub-problem oznacza pewien cykl (fazę) eksploatacji sieci, który może wynosić 5 lat, co jest zgodne z pięcioletnim cyklem inspekcji optycznej. Globalną eksploatację można podzielić na kilkanaście cykli i znaleźć dla każdego z nich odpowiednie rozwiązanie. W ramach każdego cyklu można wyróżnić pewną liczbę stanów, z których każdy odpowiada za zdefiniowaną kondycję techniczną sieci i może być podstawą podjęcia decyzji dotyczącej zakresu potrzeb renowacyjnych. W konkretnym przypadku eksploatacji sieci kanalizacyjnej tak zwana decyzja dotycząca odnowy powinna uwzględniać takie aspekty, jak: technika renowacyjna odpowiadająca stanowi technicznemu sieci, koszty realizacji odnowy, ograniczenia budżetowe, itd. Dynamiczne programowanie probabilistyczne różni się tym od programowania deterministycznego, że stan techniczny sieci kanalizacyjnej w następnym cyklu eksploatacyjnym nie jest zdeterminowany i bazuje przede wszystkim na aktualnej kondycji technicznej, przy czym decyzje są także podejmowane w aktualnym cyklu. Istnieje jednak prawdopodobieństwo, na podstawie którego można określić stan techniczny sieci w przyszłości [4]. Prawdopodobieństwo to nazywa się macierzą prawdopodobieństwa przejścia od jednego do następnego, gorszego stanu technicznego. W powyższym opracowaniu macierze przejścia bazują na modelu *Markov'a* (tzw. łańcuch *Markov'a*). Model ten był stosowany z dużym powodzeniem w przeszłości do prognozowania stanu techniczno-eksploatacyjnego innych infrastruktur technicznych, na przykład takich, jak: mosty, nawierzchnie drogowe, itd. [5, 6, 7]. Najistotniejszym problemem zastosowania tego modelu jest ustalenie dla macierzy prawdopodobieństw przejścia od jednego do następnego stanu technicznego. Dla potrzeb każdej operacji w ramach systemu *M&R* opracowywana jest inna macierz, ponieważ stan techniczny w następnym cyklu jest zależny od stanu i decyzji w cyklu aktualnym. W idealnym przypadku macierze prawdopodobieństwa przejścia powinny być kreowane na podstawie analiz porównawczych wyników kilku inspekcji optycznych. Jest to bardzo trudne zadanie, ponieważ przedział czasu dzielący dwie inspekcje wynosi od 5-ciu do 10-ciu lat. W okresie takim

następują duże zmiany techniczno-technologiczne, które mają istotny wpływ na jakość badań telewizyjnych. Innym ważnym czynnikiem jest operator i jego predyspozycje psychiczno-zawodowe. Wyniki dwóch inspekcji optycznych wykonanych w odstępie na przykład 5-ciu lat mogą być porównywalne tylko wtedy, gdy badania inspekcyjne zostaną przeprowadzone przy pomocy tego samego sprzętu i przez tego samego operatora. Jednak spełnienie tych dwóch warunków w praktyce eksploatacyjnej jest prawie niemożliwe.

2. Warunki zastosowania modelu *Markov'a*

Procesy stochastyczne są procesami, które ewoluują w czasie w sposób probabilistyczny. W przypadku modelu opisującego pogarszanie się stanu technicznego sieci kanalizacyjnej, procesy stochastyczne $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ mogą przedstawiać zbiór ocen kondycji technicznej sieci, bazujący na wynikach inspekcji optycznych, przeprowadzonych w pięcioletnim cyklu. W czasie t stan techniczny sieci można dokładnie opisać jedną ze skończonej liczby wzajemnie wykluczających się i wyczerpujących kategorii lub poprzez stany techniczne. W przypadku omawianej sieci wyróżnia się 5 stanów, którym odpowiadają oceny od 1 do 5. Ocenę 1 przyznaje się, gdy sieć jest w optymalnym stanie techniczno-eksploatacyjnym, a ocenę 5 gdy wstępnie stan krytyczny, który grozi w każdej chwili katastrofą budowlaną. Jeżeli pewien proces stochastyczny ma charakter procesu *Markov'a*, to jego zasadniczą cechą jest to, że warunkowe prawdopodobieństwo zajścia jakiegoś przyszłego zdarzenia jest niezależne od warunków panujących w przeszłości, a zależy jedynie od aktualnego stanu $X_t = i$. Właściwość tą można wyrazić w formie równania:

$$P(X_{t+1} = i_{t+1} | X_t = i_t, X_{t-1} = i_{t-1}, \dots, X_1 = i_1, X_0 = i_0) = P(X_{t+1} = i_{t+1} | X_t = i_t) \quad (1)$$

W celu uproszczenia analizy przyjęto założenie, że przyszły stan techniczny sieci kanalizacyjnej zależy jedynie od stanu aktualnego, a nie zależy od stanu z przeszłości. Następnie należy także założyć, że dla wszystkich stanów i oraz j , jak również dla każdej wartości t wyrażenie $P(X_{t+1} = i_{t+1} | X_t = i_t)$ jest niezależne od t . Prawdopodobieństwo p_{ij} nie zmieni się przez cały czas, gdy sieć znajduje się w czasie t w stanie i oraz będzie się znajdowała w czasie $t+1$ w stanie j , pod warunkiem że nie są realizowane w tym okresie zabiegi renowacyjne albo inne bodźce nie zakłócają funkcjonowania badanego obiektu.

To założenie stacjonarności jest wyrażone poprzez prostą formę równania:

$$P(X_{t+1} = j | X_t = i) = p_{ij} \quad (2)$$

Pojęcie zmiany stanu wyraża w tym przypadku przejściem od stanu

i w trakcie jednego cyklu do stanu j w trakcie następnego cyklu. Prawdopodobieństwa p_{ij} 's są określane odpowiednio jako prawdopodobieństwa przejścia i przedstawiane w postaci macierzy $m \times m$, zwanej macierzą prawdopodobieństwa przejścia \mathbf{P} . W pracy przyjęto pięć stanów techniczno-eksploatacyjnych sieci, od pierwszego najlepszego do piątego najgorszego. Dla uproszczenia dalszej analizy poczyniono założenie, że pogorszenie się stanu technicznego sieci o jeden stopień w przyjętej skali może mieć miejsce w ramach tylko jednego cyklu przejścia. W ten sposób utworzono następującą macierz przejścia

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & p_{22} & p_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & p_{33} & p_{34} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & p_{44} & p_{45} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Macierz ta przedstawia prawdopodobieństwa przejścia dla pojedynczego cyklu. Natomiast macierz prawdopodobieństwa przejścia dla wielu cykli $\mathbf{P}^{(n)}$ opisuje proces zmian od stanu i do j w wyniku kilku cykli, zgodnie z równaniem *Chapman-Kolmogorov* $\mathbf{P}^{(n)} = \mathbf{P}^{(n)}$. Macierz prawdopodobieństw przejścia w ramach n -cykli uzyskuje się potęgując n -razy macierz pojedynczą [8].

Model *Markov'a* przedstawia niezawodny mechanizm rozwoju prognozowania stanów techniczno-eksploatacyjnych sieci kanalizacyjnych. Model ten wymaga opracowania racjonalnej struktury procesu starzenia się sieci, ponieważ opisuje określony niepewny proces i zapewnia jego kontynuację, aż do momentu uzyskania przez sieć złego stanu technicznego w zależności od jej wieku.

3. Przykład zastosowania modelu Markov'a

Podstawowym warunkiem zastosowania łańcuchów *Markov'a* jest racjonalne ustalenie wartości prawdopodobieństw dla macierzy przejścia. Można je wyznaczyć na podstawie analizy krzywych stanu technicznego i kategoryzować wykorzystując wyniki starszych inspekcji optycznych lub opinie inżynierów i ekspertów. Opinia taka typu zinstrumentalizowała rozwój badań w zakresie oceny stanu technicznego infrastruktury kanalizacyjnej miasta Indianapolis, w stanie Indiana, w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej i z tego względu została zastosowana do ustalenia wartości prawdopodobieństw macierzy przejścia. Przykład prognozy stanu technicznego dotyczy ogólnospławnego fragmentu sieci kanalizacyjnej miasta Indianapolis w zakresie średnic $DN \geq 1500$ mm. Dla potrzeb modelu zaproponowano klasyfikację

badanego fragmentu sieci, która uwzględniała różne warunki peryferyjne jej funkcjonowania, takie jak:

- materiał przewodu kanalizacyjnego: cegła, kamionka, beton, żelbet;
- poziom wody gruntowej: wysoki – przewód zlokalizowany jest poniżej zwierciadła wody gruntowej, niski – przewód zlokalizowany jest powyżej zwierciadła wody gruntowej;
- typ podłoża gruntowego: spoisty, niespoisty (sypki);
- głębokość posadowienia przewodu poniżej poziomu terenu: normalna (0,90 ÷ 6,00 m), płytka (< 0,90 m) i głęboka (> 6,00 m).

Prognozę stanu technicznego sieci została opracowana i rozwinięto dla przewodów z materiałów podatnych. Optymalne warunki funkcjonowania dla tych przewodów, to: niski poziom zwierciadła wody gruntowej, zasypka przewodu wykonana z materiału sypkiego oraz normalna głębokość jego posadowienia. Przy założeniu powyższych, optymalnych warunków eksploatacji można oczekiwać, że żywotność techniczna przewodu z tego typu materiału będzie wynosiła około stu lat. Krzywa stanu technicznego (krzywa starzenia się) badanego fragmentu sieci, eksploatowanego w optymalnych warunkach według opinii ekspertów jest przedstawiona na rysunku 1. Na tej podstawie można przypuszczać, że żywotność techniczna podobnych infrastruktur kanalizacyjnych, działających w odmiennych warunkach, będzie wynosiła około 90-ciu lat. Wielu specjalistów i ekspertów amerykańskich twierdzi, że krzywa przedstawiona na rys. 1 ma uniwersalny charakter. W tabeli 1 zestawiono opracowane przez ekspertów oczekiwane żywotności techniczne dla przewodów kanalizacyjnych z materiału podatnego, które są eksploatowane w różnych warunkach.

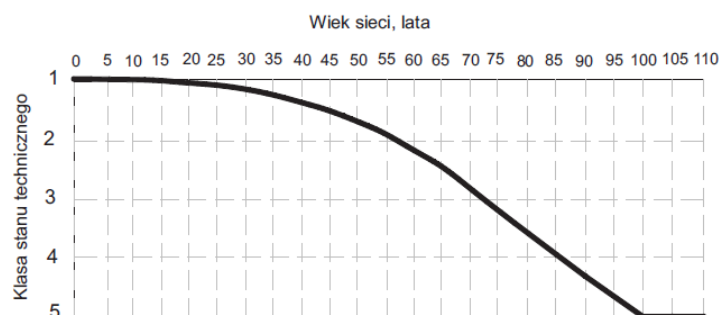
W celu ustalenia wartości prawdopodobieństw dla macierzy przejścia, zastosowano nieliniową optymalizację do zminimalizowania sumy absolutnych różnic pomiędzy punktami krzywej z rysunku 1, a prognozowanym stanem sieci w oparciu o łańcuch *Markov'a*. Obiektywna funkcja nieliniowej optymalizacji przyjmuje następującą formę:

$$\text{minimum} = \sum_{t=1}^N |Y(t) - E[X(t, \mathbf{P})]| \quad (4)$$

gdzie: N - całkowita liczba cykli;
 $Y(t,j)$ - dane punktowe stanu sieci w czasie t (zgodnie z rys. 1);
 $E[X(t, \mathbf{P})]$ - prognozowana wartość stanu sieci w czasie t z macierzy \mathbf{P} .

Podstawowym problemem jest decyzja w kwestii macierzy przejścia \mathbf{P} . Uprzednio opisana macierz, zgodnie ze wzorem (3) ma wymiar 5 x 5. Oczekiwana wartość stanu technicznego sieci w czasie $t = n$, który wykazuje pierwszą klasę w czasie $t = 0$, jest obliczona zgodnie ze wzorem:

$$E \left[\mathbf{K}(t=n, \mathbf{P}) \right] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \mathbf{P}^{(n)} \begin{bmatrix} 2 & 3 & 4 & 5 \end{bmatrix}^T \quad (5)$$



Rys. 1. Empiryczna krzywa stanu technicznego sieci kanalizacyjnej

W przypadku starszych sieci proces starzenia się postępuje szybciej i z tego powodu zastosowano różne macierze dla każdego pięcioletniego cyklu (fazy). Poprzez podział żywotności technicznej sieci na pięcioletnie fazy uzyskuje się dodatkową korzyść, gdyż obliczenia przeprowadzone zgodnie z obiektywną funkcją według wzoru (7) są bardziej przejrzyste.

Tabela 1. Żywotność techniczna przewodów z materiału podatnego, eksploatowanych w różnych warunkach

Typ podłoża dla zasypki przewodu	Poziom wody gruntowej	Głębokość posadowienia przewodu	Oczekiwana żywotność techniczna (lata)
Niespoisty	Niski	Normalna	100
Niespoisty	Niski	Płytko lub głęboko	90
Niespoisty	Wysoki	Normalna	80
Niespoisty	Wysoki	Płytko lub głęboko	70
Spoisty	Niski	Normalna	65
Spoisty	Niski	Płytko lub głęboko	60
Spoisty	Wysoki	Normalna	45
Spoisty	Wysoki	Płytko lub głęboko	40

Przykładowo, macierzą prawdopodobieństwa przejścia dla pierwszych pięciu etapów, faza od 0 do 5, jest macierz \mathbf{P} , a dla następnych pięciu etapów, faza od 6 do 10, jest macierz \mathbf{Q} . Oczekiwany stan techniczny sieci w czasie $t = 6$ można ustalić następująco:

$$E \left[\mathbf{K}(t=6, \mathbf{P}) \right] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \mathbf{P}^{(5)} \mathbf{Q}^{(1)} \begin{bmatrix} 2 & 3 & 4 & 5 \end{bmatrix}^T \quad (6)$$

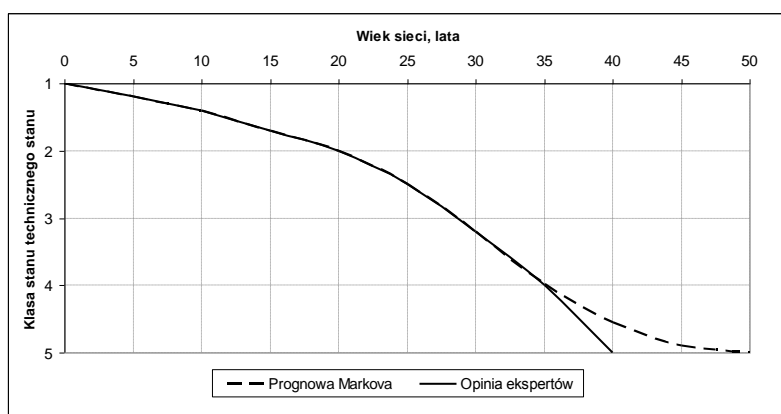
Przykładem mogą być przewody kanalizacyjne z materiału podatnego, które są głęboko posadowione w zasypce i są eksploatowane przy wysokim poziomie wody gruntowej. Macierze przejścia \mathbf{P} i \mathbf{Q} obliczone według formuły (3) dla powyżej sformułowanych warunków przedstawiają wzory (7) i (8).

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} 0,8500 & 0,1500 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,4696 & 0,5304 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,0001 & 0,9999 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,0001 & 0,9999 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} 0,0001 & 0,9999 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,0001 & 0,9999 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,0001 & 0,9999 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,2462 & 0,7538 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

Na rys. 2 przedstawiono prognozowaną krzywą stanu technicznego dla sieci z materiału podatnego, działającego w powyższych warunkach. Oczekiwana żywotność techniczna podobnych sieci powinna wynosić około czterdziestu lat. Wartości prawdopodobieństw macierzy przejścia dla przewodów z materiału podatnego, przy uwzględnieniu różnych warunków ich funkcjonowania, zostały ustalone na podstawie tego samego schematu obliczeniowego i zaprezentowane w tabeli 2.

Zastosowanie łańcuchów *Markov'a* do estymacji krzywych stanu technicznego zapewnia, niezależnie od limitu danych, pogorszenie się stanu sieci wraz z upływem czasu. Jest to model prognozowania stanu technicznego sieci, który umożliwia prewencyjną politykę eksploatacyjną w kontekście odnowy sieci. Według opinii autorów, dalsze badania naukowe w tej dziedzinie powinny zmierzać w kierunku integracji prognozy stanu technicznego z wieloaspektową optymalizacją eksploatacji infrastruktur kanalizacyjnych.



Rys. 2. Krzywe stanu technicznego sieci kanalizacyjnej według opinii ekspertów i modelu *Markov'a*

Tabela 2. Estymacja prawdopodobieństwa przejścia

	Spoista zasyпка, wysokie poziom wody gruntowej, głębokie posadowienie, oczekiwana żywotność: 40 lat	Spoista zasyпка, wysoki poziom wody gruntowej, normalna głębokość posadowienie, oczekiwana żywotność: 45 lat
	p11 p22 p33 p44	p11 p22 p33 p44
Faza 1 – 5 Faza 6 – 10	0,8500 0,4696 0,0001 0,0001 0,0001 0,0001 0,0001 0,2462	0,9226 0,2567 0,0001 0,0001 0,3671 0,1536 0,0001 0,0001
	Spoista zasyпка, niski poziom wody gruntowej, głębokie posadowienie, oczekiwana żywotność: 60 lat	Spoista zasyпка, wysoki poziom wody gruntowej, normalna głębokość posadowienie, oczekiwana żywotność: 65 lat
	p11 p22 p33 p44	p11 p22 p33 p44
Faza 1 – 5 Faza 6 – 10 Faza 11 – 15	0,9676 0,2917 0,0001 0,0001 0,7523 0,4720 0,0001 0,2462 0,0001 0,0001 0,0001 0,0001	0,9759 0,2929 0,0001 0,0001 0,6943 0,6629 0,0972 0,0001 0,0001 0,0845 0,0001 0,0001
	Niespoista zasyпка, wysoki poziom wody gruntowej, głębokie posadowienie, oczekiwana żywotność: 70 lat	Niespoista zasyпка, wysoki poziom wody gruntowej, normalna głębokość posadowienie, oczekiwana żywotność: 80 lat
	p11 p22 p33 p44	p11 p22 p33 p44
Faza 1 – 5 Faza 6 – 10 Faza 11 – 15 Faza 16 – 20	0,9817 0,3011 0,0001 0,0001 0,6845 0,6339 0,4410 0,0688 0,2839 0,3125 0,3002 0,1962 N/A N/A N/A N/A	0,9886 0,3073 0,0001 0,0001 0,7347 0,7546 0,3819 0,4432 0,5934 0,5548 0,4139 0,4124 0,0001 0,0001 0,0001 0,0001
	Niespoista zasyпка, niski poziom wody gruntowej, głębokie posadowienie, oczekiwana żywotność: 90 lat	Niespoista zasyпка, niski poziom wody gruntowej, normalna głębokość posadowienia, oczekiwana żywotność: 100 lat
	p11 p22 p33 p44	p11 p22 p33 p44
Faza 1 – 5 Faza 6 – 10 Faza 11 – 15 Faza 16 – 20	0,9920 0,3122 0,0001 0,0001 0,9145 0,4786 0,1765 0,0001 0,7383 0,4363 0,3193 0,0001 0,1947 0,0001 0,0001 0,0001	0,9957 0,5309 0,0001 0,0001 0,9613 0,4460 0,0001 0,0001 0,8138 0,4510 0,5250 0,0001 0,5345 0,3153 0,4130 0,3535

4. Podsumowanie

W publikacji przedstawiono przykład prognozy stanu technicznego sieci kanalizacyjnych opartej na matematycznym modelu statystyczno-stochastycznym, a reprezentowany przez model *Markov'a*. W tym modelu baza niezbędnych danych, oprócz wyników pełnozakresowej inspekcji optycznej, obejmuje kilka podstawowych informacji na temat sieci takich, jak: materiał przewodu (podatny, sztywny), posadowienie (płytkie, normalne, głębokie), rodzaj podsypki (spoisty, sypki) oraz położenie przewodu w stosunku do poziomu zwierciadła wody gruntowej (poniżej, powyżej). Z najbardziej korzystnej kombinacji powyższych danych można ustalić optymalne warunki funkcjonowania przewodu, które gwarantują osiągnięcie założonej żywotności technicznej, przykładowo 100 lat.

Zaletą tej prognozy jest zastosowanie stochastycznego modelu *Markov'a*, który w sensie matematycznym dokładnie opisuje zmiany stanu technicznego badanego obiektu. Są one opisane poprzez prawdopodobieństwo przejścia przewodów od jednego do następnego, gorszego stanu oraz

prawdopodobieństwo pozostania przewodu w danym stanie. Zastosowanie tego typu prognozy w przypadku amerykańskiego miasta Indianapolis wykazało, że uzyskane teoretyczne krzywe niezawodności są wiarygodne i dobrze korespondują z krzywymi eksperymentalnymi.

Opisany przykład zastosowania tego modelu bazuje również na wynikach jednorazowej, pełnozakresowej inspekcji optycznej. Model ten umożliwia także bardziej dokładny opis starzenia się sieci, jeżeli jego bazą będą dwie wykonane w odstępie pięciu lat pełnozakresowe, porównywalne inspekcje optyczne. Rozwiązanie to daje możliwość uwzględnienia w prognozie ważnego komponentu, który z naukowego punktu widzenia ma kluczowe znaczenie, a jest nim progresja uszkodzeń.

Literatura

- [1] Raganowicz A., Dziopak J.: Statystyczno-stochastyczny model prognozowania stanu technicznego sieci kanalizacyjnych, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2012.
- [2] Abraham D. M., Wirahadikusumah R.: Development of prediction models for sewer deterioration; Proceedings of the Eight International Conference on Durability of building materials and components, Ottawa, 1999.
- [3] Abraham D. M., Wirahadikusumah R.: Application of dynamic programming and simulation for sewer management, Construction Architectural Management, Vol. 10, Nr 2, 2003.
- [4] Hillier S. F., Lieberman G.J.: Introduction to Operations Research, 6th ed., McGraw-Hill, Inc., New York, NY.
- [5] Feighan K. J., Shahin M. Y., Sinha K.C., White T. D.: A prioritization scheme for the micro Paver pavement management system, Transportation research Record 1215, Transportation Research Board – National Research Council, 1989, 89-100.
- [6] Feighan K. J., Shahin M. Y., Sinha K.C., White T. D.: A sensitivity analysis of the application of dynamic programming to pavement management systems, prioritization scheme for the micro Paver pavement management system, Transportation research Record 1215, Transportation Research Board – National Research Council, 1989, 101-114.
- [7] Jiang Y., Saito M., Sinha K.C.: Bridge performance model using the Markov chain, Transportation research Record 1180, Transportation Research Board – National Research Council, 1988, 939-46.
- [8] Ross S. M.: Introduction to Probability Models, 6th edition, Academic Press, 1997.

SEWAGE NETWORK TECHNICAL CODITION PROGNOSIS ON BASIS OF *MARKOV'S* MODEL

S u m m a r y

The article deals with methods of statistical and stochastic forecasting of sewage networks technical condition. Presented prognosis was prepared on basis of stochastic *Markov's* model. Results of optical inspection were used as data base for this prognosis.

Andrzej RAGANOWICZ
Zweckverband zur Abwasserbeseitigung
im Hachinger Tal, Niemcy

Józef DZIOPAK
Politechnika Rzeszowska

STATYSTYCZNO-STOCHASTYCZNY MODEL PROGNOZOWANIA STANU TECHNICZNEGO SIECI KANALIZACYJNYCH

W artykule poddano analizie i ocenie stosowane metody statystycznego oraz stochastycznego prognozowania stanu technicznego sieci kanalizacyjnych. Zaprezentowane prognozy zostały opracowane na podstawie modeli matematycznych, w tym statystycznego modelu *Cohort-Survival-Method* Bazą danych w przypadku obu typów prognoz są wyniki pełnozakresowej inspekcji optycznej sieci kanalizacyjnej. Okazuje się, że pewien szczególny rodzaj prognozy opracowany według modelu *Cohort-Survival-Method* może także bazować na danych, które w praktyce pochodzą z niepełnozakresowej inspekcji optycznej określonej sieci kanalizacyjnej.

1. Wprowadzenie

Na przełomie lat osiemdziesiątych i dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia zostały bardzo spopularyzowane systemy telewizyjne CCTV do oceny stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych. W okresie tym powstało również wiele programów, które umożliwiają kodowanie uszkodzeń tego typu obiektów liniowych. Potęgą w tej dziedzinie był bezpośrednią inspiracją do tworzenia prognoz stanu technicznego infrastruktury kanalizacyjnej. Prognozy te stały się w krótkim czasie praktycznymi instrumentami racjonalnej i efektywnej eksploatacji sieci kanalizacyjnych. Ideą przewodnią tych prognoz była analiza aktualnego stanu technicznego poszczególnych odcinków sieci w kontekście ich wieku. Na podstawie prognozy stanu technicznego sieci można ustalić ilościowy zakres zabiegów renowacyjnych. Informacja ta jest praktyczną wiedzą dla każdego eksploatatora sieci kanalizacyjnej. Pozwala ona na opracowanie najkorzystniejszej strategii renowacyjnej uwzględniającej możliwości finansowe instytucji zarządzającej daną siecią. Innym, nie mniej ważnym efektem prognozy jest ustalenie tempa starzenia się sieci, co pozwala

na prognozowanie zmiany jej stanu technicznego w czasie bez konieczności jej monitorowania i to w długim przedziale czasowym.

W literaturze fachowej opisane są przykłady statystycznych prognoz stanu technicznego sieci kanalizacyjnych, z których najliczniejszą grupę stanowią rozwiązania oparte na modelu *Cohort-Survival-Method*, stosowanego powszechnie dla potrzeb analiz demograficznych. Pojęcie kohorty (grupy) pochodzi ze starożytnego Rzymu, gdzie nazwę tą przypisywano jednostkom ówczesnej policji, straży pożarnej oraz oddziałom legionów rzymskich. Pojęcie to zastosował *Whelpton* [1] w roku 1949 do opisu zasad rządzących rozwojem społeczeństwa. Celem prognoz demograficznych [2] jest ustalenie liczby i struktury ludności dla określonego horyzontu czasowego, która uwzględnia takie ważne czynniki, jak: przyrost naturalny, śmiertelność oraz procesy migracyjne. Prognozy te stanowią solidną bazę do sporządzania szacunkowych planów w zakresie polityki zatrudnienia, ochrony zdrowia, rent i emerytur oraz szkolnictwa.

Model *Cohort-Survival-Method*, zwany modelem przeżycia, definiuje warunki, które umożliwiają przeżycie (przetrwanie) pewnej grupy plemiennej lub społeczeństwa. Zmodyfikowana wersja tego modelu znajduje często zastosowanie do szacowania wartości rynkowej obiektów budowlanych. Swoją przydatność do obliczania odpisów amortyzacyjnych od zrealizowanych inwestycji potwierdził program o nazwie *Perpetual-Inventory-Concept* [3, 4]. Przy zastosowaniu modelu *Cohort-Survival-Method* do prognozowania stanu technicznego sieci kanalizacyjnych można przyjąć, na podstawie analogii do procesów demograficznych, że śmierć członka badanej społeczności odpowiada zawaleniu się konstrukcji pojedynczego przewodu kanalizacyjnego lub całego fragmentu sieci. Z kolei prawdopodobieństwo śmierci pewnego człowieka interpretuje się jako prawdopodobieństwo wystąpienia awarii lub priorytetu odnowy. W przypadku każdej sieci kanalizacyjnej istnieje możliwość wyodrębnienia charakterystycznych jej fragmentów lub pojedynczych odcinków, które będą dobrze odwzorowywały różne zachowania określonych męskich albo żeńskich grup wiekowych przykładowej społeczności. Do kryteriów determinujących utworzenie kohort (grup) przewodów kanalizacyjnych, niezależnie od wieku należą: system odprowadzania ścieków, agresywność ścieków, materiał i geometria przewodu, głębokość posadowienia, poziom zwierciadła wody gruntowej, itd. W ramach poszczególnych kohort, wiekowo homogenicznych, zawsze występują odcinki, których stan techniczny ulega bardzo powolnemu pogorszeniu. I tak, po wielu latach eksploatacji sieci, pewna grupa odcinków będzie znajdowała się w bardzo dobrym stanie technicznym, natomiast inne odcinki będą wykazywały pojedyncze uszkodzenia, które należy pilnie naprawić, a jeszcze inne są do tego stopnia zniszczone, że nieodzowna jest ich rehabilitacja techniczna. Bazę danych tworzą aktualne, kompleksowe informacje dotyczące ogólnej charakterystyki sieci, jej stanu techniczno-eksploatacyjnego i stopnia jej efektywnego wykorzystania. Opisują one sieć w formie zdefiniowanych klas stanu

techniczno-eksploatacyjnego. W oparciu o wyniki inspekcji optycznej i klasyfikacji bazy danych uwzględniającej wiek odcinków sieci ustala się funkcje opisujące moment, w którym następuje przejście pewnego odcinka lub grupy odcinków sieci od jednej do następnej, gorszej klasy stanu technicznego. Podstawą tego modelu jest, w zależności od wieku, permanentne przechodzenie odcinków sieci od jednej do innej klasy stanu technicznego, aż do osiągnięcia umownej żywotności technicznej. Stąd też nazwa modelu – model starzenia się infrastruktury kanalizacyjnej.

2. *Herz-Survival-Model, Bietigheimer Modell i AQUA-WertMin*

Powyższe trzy metody prognozowania stanu technicznego sieci oparte są na matematycznym modelu *Cohort-Survival-Method*. W przypadku systemu *AQUA-WertMin* chodzi o statystyczną prognozę stanu sieci, opartą na analizie wyników niepełnozakresowej inspekcji optycznej. Autorzy tych modeli wypracowali różne kryteria, które decydowały o nadaniu pewnemu odcinkowi sieci odpowiedniej klasy stanu technicznego. Celem tych zróżnicowanych klasyfikacji jest ustalenie granic pomiędzy poszczególnymi klasami stanu technicznego oraz przede wszystkim granicy, od której wymagana jest naprawa odcinka na całej jego długości. Sprowadza się to do przeprowadzenie wymiany lub rehabilitacji technicznej przewodu, na przykład w systemie reliningu. Elementem wiążącym różne typy klasyfikacji jest podstawowe założenie klasyfikacji priorytetowej, które według wytycznej niemieckiej ATV M-149 [6] zakłada, że największy ubytek (deficyt) w ramach danego odcinka ma istotny wpływ na decyzję dotyczącą przyznania mu odpowiedniej klasy stanu technicznego.

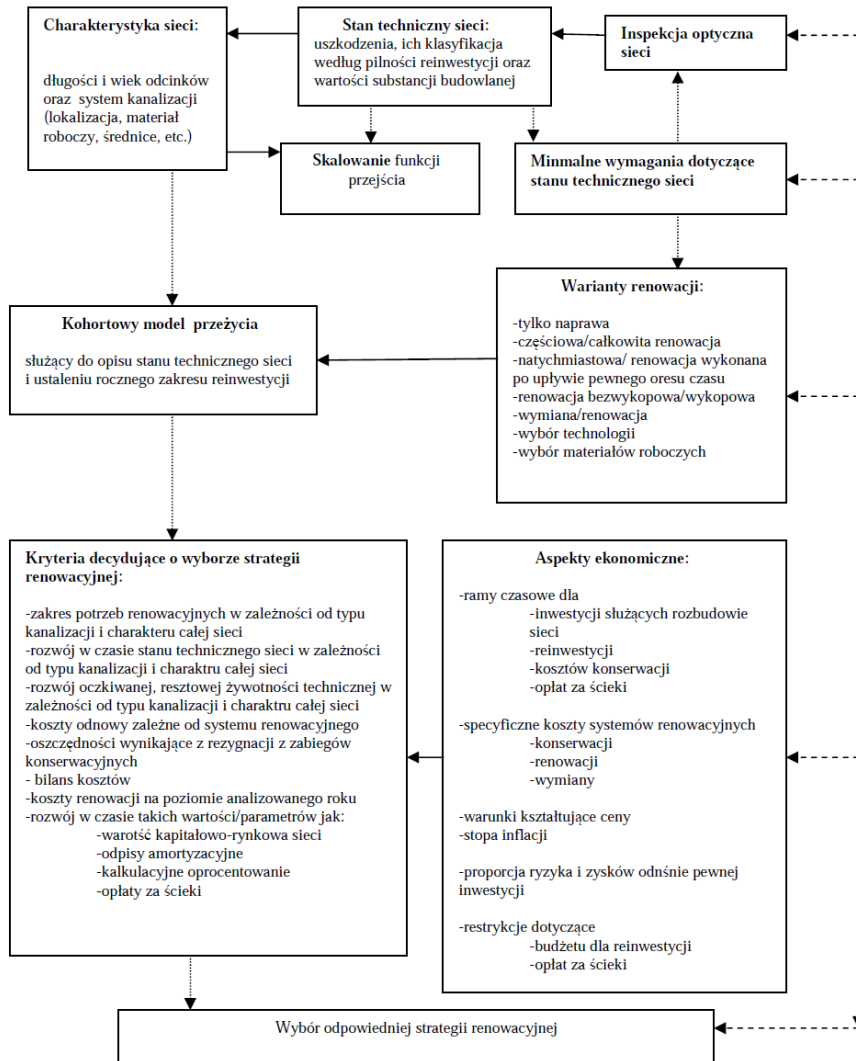
Nadrzędnym zadaniem wszystkich trzech modeli jest długofalowe planowanie kosztów zabiegów renowacyjnych, obejmujących bieżące naprawy oraz rehabilitację techniczną sieci, mające na celu utrzymanie jej w odpowiednim stanie techniczno-eksploatacyjnym. W związku z tym należy wyodrębnić z całej struktury sieci te odcinki, które w danym roku nie spełnią kryteriów minimalnego stanu technicznego. Oznacza to, że znajdują się one w końcowej fazie swojej żywotności technicznej i dlatego wymagają zabiegów renowacyjnych. Przy pomocy statystycznej prognozy stanu technicznego sieci można ustalić niezbędny budżet, który umożliwiłby przeprowadzenie inwestycji renowacyjnych i byłby niezależny od wpływu przypadkowych wyników inspekcji optycznej. U podstaw takiej właśnie prognozy powinna znajdować się strategia renowacyjna, zapewniająca wzrost wartości kapitałowo-rynkowej sieci, albo przynajmniej utrzymanie jej na odpowiednim poziomie. Pewnym anachronizmem jest eksploatacja sieci kanalizacyjnej oparta na strategii straży pożarnej, która polega na naprawie li tylko udokumentowanych i najpoważniejszych uszkodzeń. Racjonalna eksploatacja infrastruktur kanalizacyjnych wymaga takich działań i przedsięwzięć, które zapewniają jak najdłuższy okres żywotności technicznej obiektu. Osiągnięcie powyższego celu

jest możliwe poprzez poprawne prognozowanie strategii renowacyjnych, bazujących na aktualnym – empirycznym stanie technicznym sieci. Wynik oceny stanu technicznego sieci jest zależny od sposobu klasyfikacji danych empirycznych. Najbardziej popularne systemy [6, 7, 8, 9] przewidują bardzo dokładną analizę pojedynczych uszkodzeń (deficytów), posiadających charakterystyczne długości o różnym ciężarze gatunkowym, przy czym największe uszkodzenie w ramach danego odcinka istotnie wpływa na jego klasę stanu technicznego. Ostateczną decyzję dotyczącą sposobu renowacji podejmuje się na podstawie ogólnego stanu odcinka sieci, przy uwzględnieniu dodatkowych informacji, takich jak: liczba przyłączy oraz ich stan techniczny. Metodę ustalenia najbardziej korzystnej strategii renowacyjnej schematycznie przedstawiono na rys. 1. Punktem wyjścia dla tej analizy jest określona infrastruktura kanalizacyjna, stanowiąca konkretny system odprowadzania ścieków, jej wiek oraz stan techniczno-eksploatacyjny. Z uwagi na zróżnicowane tempo starzenia się sieci, można wyodrębnić z niej homogeniczne fragmenty, uwzględniając system odprowadzania ścieków, średnicę oraz materiał roboczy przewodów kanalizacyjnych.

Na podstawie dostępnej dokumentacji budowlanej ustala się wiek każdego odcinka, z dokładnością do pięciu lat. Wiek odcinka sieci ma tylko wtedy istotne znaczenie dla analizy, gdy stan techniczny sieci ulega pogorszeniu w ramach badanego okresu czasu. Progresję uszkodzeń przewodów kanalizacyjnych ustala się na podstawie przynajmniej dwóch inspekcji optycznych. Analiza ta nie obejmuje z reguły całej sieci, lecz jedynie jej pewnego fragmentu. Długi przedział czasu dzielący kolejne inspekcje optyczne sprawia, że są one przeprowadzane przy zastosowaniu różnych technik badań telewizyjnych oraz metodyk analizy uszkodzeń. W związku z tym rozszerzanie wyników tych analiz na całą sieć jest co najmniej problematyczne.

Na podstawie analizy uszkodzeń w przekroju poprzecznym przewodów kanalizacyjnych, w zależności od typu kanału, są konstruowane empiryczne funkcje starzenia się, inaczej zwane funkcjami przejścia. Następnie, będą one wykorzystywane do opisu aktualnego stanu technicznego sieci. Długość przewodów kanalizacyjnych, które w prognozowanym roku przejdą do określonego stanu technicznego sieci, umownie zwanego krytycznym, odzwierciedla konieczny zakres renowacji sieci. Na podstawie aktualnych cen powszechnie stosowanych systemów renowacyjnych można ustalić budżet zabiegów renowacyjnych dla prognozowanego roku eksploatacji sieci. Dla każdego homogenicznego fragmentu sieci można odrębnie zdefiniować kryteria tzw. stanu krytycznego, który wymaga podjęcia prac, zgodnie z odpowiednią strategią renowacyjną. W trakcie planowania odnowy należy zwracać szczególną uwagę na rozwój wartości rynkowo-kapitałowej oraz aktualny stan techniczny sieci. Jeżeli z zaplanowanej odnowy sieci będą zrealizowane tylko najpilniejsze naprawy, a kosztowne zabiegi renowacyjne przełożone na późniejszy okres czasu, to w konsekwencji takiego postępowania wzrośnie raptownie liczba napraw i zdecydowanie obniży się wartość rynkowo-

kapitałowa sieci w stosunku do odpisów amortyzacyjnych.



Rys. 1. Diagram umożliwiający ustalenie zakresu i strategii renowacji sieci kanalizacyjnej

Możliwa jest zupełnie inna strategia eksploatacyjna, przewidująca renowację profilaktyczną. Obejmuje ona swoim zakresem także te odcinki sieci, które nie osiągnęły jeszcze stanu krytycznego, tzn. ich odnowa powinna nastąpić dopiero po upływie kilku lat. Ostateczną decyzję dotyczącą momentu i sposobu renowacji jest podejmuje się z reguły na podstawie dodatkowej inspekcji optycznej, dającą się w ramach pewnej długofalowej polityki

renowacyjnej zintegrować z prognozą stanu technicznego. Ocenę strategii renowacyjnych można przeprowadzić porównując koszty pośrednie i bezpośrednie napraw oraz rehabilitacji technicznych z korzyściami, jakie wystąpią w przypadku realizacji zabiegów renowacyjnych. Do najistotniejszych korzyści można zaliczyć redukcję kosztów napraw oraz odpisów amortyzacyjnych, które są elementem składowym kalkulacji opłat za odprowadzania ścieków. Korzyści ekonomiczne z tytułu renowacji są bardzo łatwe do wykazania, na przykład w przypadku redukcji infiltracji wody gruntowej do wnętrza przewodów kanalizacyjnych.

Analizując różne typy strategii renowacyjnych należy brać także pod uwagę rozwój takich parametrów sieci, jak:

- wartość rynkowo-kapitałową,
- resztkową wartość rynkowo-kapitałową,
- resztkową średnią wartość żywotności technicznej.

Wybór najkorzystniejszej strategii renowacyjnej nie powinien być wynikiem pewnego formalnego procesu, lecz konsekwentnego porównywania korzyści i strat wynikających z zastosowania konkretnej strategii. Powinna ona prowadzić do osiągnięcia założonego celu, przy uwzględnieniu wszystkich uwarunkowań planowanej renowacji.

Statystyczny model starzenia się sieci kanalizacyjnej, bazujący na matematycznej metodzie *Cohort-Survival-Method* rozwija oraz rozbudowuje Herz i Hochstrate w ramach wspólnych badań prowadzonych na Uniwersytecie Technicznym Karlsruhe [10, 11]. Wykorzystano ten model przy opracowaniu dwóch pakietów programów: *AQUA-WertMin* [12] dla infrastruktur kanalizacyjnych oraz *KANEW* [13] specjalnie przeznaczony dla sieci wodociągowych i gazowych.

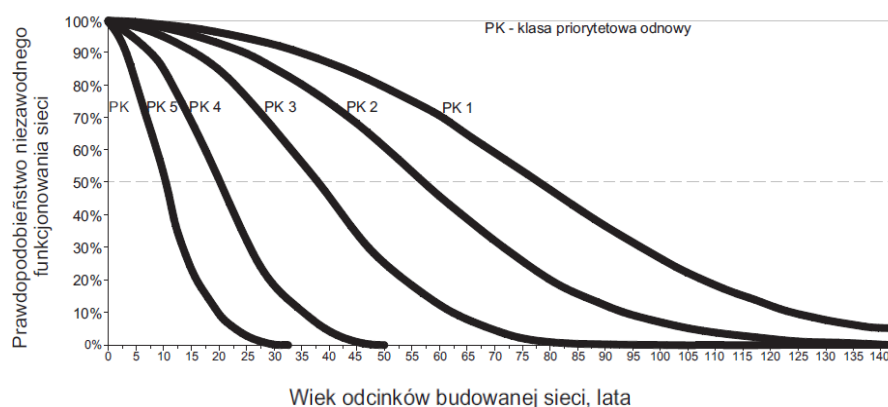
Proces starzenia się przewodów kanalizacyjnych opisuje model przeżycia jednej lub zespołu kohort, stanowiących fragment pewnej infrastruktury kanalizacyjnej. Model ten bazuje na klasyfikacji odcinków w zależności od ich stanu technicznego oraz przechodzeniu określonych elementów sieci kanalizacyjnej do gorszej klasy stanu technicznego. Kohortami w sensie sieci kanalizacyjnej są grupy wiekowe odcinków lub typy kanałów, w ramach których można wyodrębnić mniejsze grupy, biorąc pod uwagę materiał roboczy przewodu, średnicę, agresywność ścieków, głębokość posadowienia, położenie zwierciadła wody gruntowej, itd. W każdej homogenicznej grupie znajdują się odcinki, które podlegają szybszemu lub wolniejszemu procesowi starzenia się. Po okresie dłuższej eksploatacji sieci okazuje się, że stan techniczny wielu odcinków jest zadowalający, natomiast wielu jest tak zły, że konieczne jest przeprowadzenie zabiegów renowacyjnych lub ich wymiany. Na podstawie wyników inspekcji optycznej i klasyfikacji stanu technicznego buduje się funkcje przejścia od jednej do następnej, gorszej klasy stanu technicznego. Szczególne znaczenie ma funkcja przejścia do stanu, w którym dany odcinek sieci kończy swoją żywotność techniczną. Z przebiegu funkcji przeżycia można ustalić, jaki odsetek odcinków konkretnej grupy wiekowej będzie w stanie

osiągnąć określoną żywotność techniczną. Odpowiednikiem tego pojęcia jest rozkład częstotliwości, względnie gęstości prawdopodobieństwa osiągnięcia przez dany odcinek sieci właśnie tej, konkretnej żywotności technicznej. Z przebiegu tych funkcji można wyprowadzić pewną zależność, która ustala liczbę odcinków, w zależności od ich stanu technicznego, pozostających w danej klasie lub przechodzących do następnej, gorszej klasy. Odsetek odcinków kończących przebywanie w danej klasie wzrasta wraz ich wiekiem. Dodatkowo można ustalić oczekiwaną wartość resztkowej żywotności technicznej, jaka pozostała do osiągnięcia stanu krytycznego. Funkcje przejścia są wyrażone za pomocą formuły [10]:

$$y(x) = \frac{A+1}{A + e^{B(x-C)}} \quad (1)$$

gdzie: $y(x)$ - część grupy (kohorty) odcinków sieci, będących w wieku x , wykazujących dobry stan techniczny;
 A, B, C - parametry klas stanu technicznego;
 A - bezwymiarowy parametr starzenia się odcinków sieci;
 B - parametr przejścia odcinków sieci do gorszego stanu technicznego w starszym wieku, 1/lata;
 C - wiek, do którego odcinki sieci znajdują się jeszcze w dobrym stanie technicznym, lata.

Parametry A , B i C wyznacza się na podstawie metody minimalnej sumy kwadratów odchyłeń. Na rysunku 2 przedstawiono przebieg pięciu funkcji przejścia, które skonstruowano na podstawie danych i parametrów sieci kanalizacyjnej miasta Drezna w Niemczech [14].



Rys. 2. Przebieg teoretycznych funkcji przejścia dla fragmentu sieci miasta Drezna

Z przebiegu tych funkcji można ustalić ważny parametr, jakim jest średni wiek, po osiągnięciu którego 50% jednostek sieci przechodzi właśnie do gorszych klas stanu technicznego. Funkcje przejścia, tworzą w zależności od typu kanału, także podstawę do prognozowania stanu technicznego odcinków sieci, które nie zostały jeszcze zbadane telewizyjnie. Są one również bardzo przydatne do prognozowania resztkowej żywotności technicznej przy planowaniu powtórnego badania w ramach niepełnozakresowej inspekcji optycznej.

2.1 *Bietigheimer Modell*

Klaus Hochstrate jest nie tylko współautorem modeli *AQUA-WertMin* i *Herz-Survival-Model*, ale przede wszystkim autorem znanego w literaturze przedmiotu modelu o nazwie *Bietigheimer Modell* [8]. Stanowi on interesujący przykład dwuwymiarowej klasyfikacji wyników inspekcji optycznej sieci miasta Bietigheim-Bissingen w Niemczech. Klasyfikacja stanu technicznego opiera się na strategii renowacyjnej substancji budowlanej sieci połączona z indywidualną prognozą stanu, opracowaną dla każdego jej odcinka.

W modelu tym przyjęto sześciostopniową, dwuwymiarową skalę klas priorytetowych i stanu technicznego, aby na tej podstawie dokonać podziału całej sieci na 4 grupy charakteryzujące się określonymi zakresami zabiegów renowacyjnych (rys. 3).

- Grupa 1: renowacja lub wymiana całego odcinka sieci z szacowaniem kosztów na podstawie aktualnych cen budowy kanałów.
- Grupa 2: konserwacja z szacowaniem kosztów na podstawie dostępnej dokumentacji.
- Grupa 3: charakter uszkodzeń nie wymaga zabiegów renowacyjnych, a ustalenie resztkowej wartości żywotności technicznej jest zgodne z indywidualną prognozą przeprowadzoną dla każdego odcinka sieci.
- Grupa 4: odcinki sieci nie wykazują żadnych uszkodzeń i w dłuższej perspektywie czasowej nie będą konieczne zabiegi renowacyjne, natomiast resztkowa żywotność techniczna jest zgodna z funkcją starzenia się odcinka sieci.

Miasto Bietigheim-Bissingen prowadziło przez wiele lat odnowę eksploatowanej sieci zgodnie ze schematem obejmującym trzy fazy.

- Faza 1: inspekcja optyczna sieci i dokumentacja pojedynczych uszkodzeń za pomocą odpowiednich kodów według typu, zakresu oraz położenia, zgodnie z kierunkiem przepływu, jako priorytetowa klasyfikacja uszkodzeń.
- Faza 2: ustalenie dla każdego odcinka sieci priorytetowej klasy stanu technicznego (KST).
- Faza 3: renowacja odcinków posiadających klasę stanu technicznego KST1 i KST2.

Klasa stanu technicznego	Klasa priorytetowa					
	KP1	KP2	KP3	KP4	KP5	KP6
KST1						
KST2	1. Konieczność przeprowadzenia kompletnej renowacji			logicznie niemożliwe		
KST3						
KST4			3. Uszkodzenia nie mające większego znaczenia			
KST5	2. Konieczność przeprowadzenia częściowej renowacji					
KST6						4. Brak potrzeb renowacyjnych

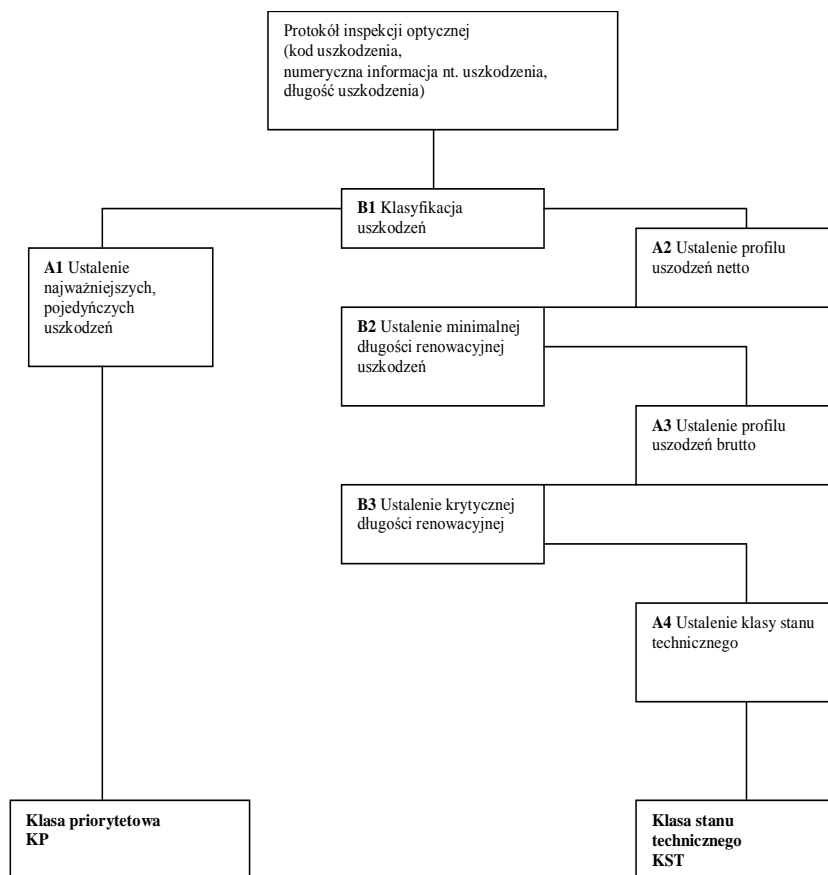
Rys. 3. Grupy stanu technicznego sieci kanalizacyjnej

Praktyka renowacyjna obejmowała wymianę i rehabilitację techniczną w postaci reliningu oraz konserwację w formie krótkich rękawów. Z doświadczeń renowacyjnych wynikało, że zabiegi konserwacyjne były stosowane w przypadkach, gdy skumulowana długość uszkodzeń była relatywnie krótka w stosunku do długości odcinka kanału. Natomiast technologia reliningu stawała się bardzo często opłacalna w warunkach, gdy długość uszkodzeń była krótsza od 50% długości odcinka sieci. Pewien problem stanowił w tym okresie wybór rodzaju odnowy dla odcinków wymagających zabiegów renowacyjnych. Rozwiązaniem tego problemu było wprowadzenie do praktyki renowacyjnej dwuwymiarowego modelu klasyfikacji stanu technicznego, który uwzględniał przestrzenne nakładanie się poszczególnych fragmentów renowacyjnych wynikających z uszkodzeń, jakie zarejestrowano w ramach analizowanego odcinka sieci. Realizacja projektu odnowy sieci według tego modelu wymagała opracowania takich danych, jak:

- klasa priorytetowa odcinka w celu opisu priorytetu renowacji,
- klasa stanu technicznego odcinka w celu opisu resztkowej żywotności technicznej,
- profil uszkodzenia netto oraz brutto dla zobrazowania stanu odcinka sieci,
- klasyfikacja długości uszkodzeń brutto i netto jako wyznaczników wprowadzonych do bazy danych sieci.

Na rys. 4 przedstawiono klasyfikację stanu technicznego sieci, którą

oparto na trzech założeniach - od B1 do B3, prowadzących do uzyskania wyników w czterech fazach - od A1 do A4.



Rys. 4. Klasyfikacja stanu technicznego sieci kanalizacyjnej według *Bietigheimer Modell*

Wynik klasyfikacji stanu technicznego według modelu *Bietigheimer Modell* zależy bezpośrednio od trzech przyjętych założeń B1, B2 i B3, które mają wpływ na priorytet renowacyjny oraz zakres odnowy zdefiniowany dla każdego odcinka sieci. W celu weryfikacji tego modelu przeprowadzono szczegółową analizę realizowanego w roku 1996 programu renowacyjnego sieci kanalizacyjnej miasta Bietigheim-Bissingen. Wartość analizowanego zadania inwestycyjnego wynosiła dwa miliony Euro. Odnowę całych odcinków sieci zrealizowano zgodnie z opracowaną prognozą, obejmującą dwie klasy stanu technicznego KST1 i KST2. Ze stu odcinków przeznaczonych do konserwacji, tylko trzy musiały być zrehabilitowane technicznie. Dane te świadczą o dużej statystycznej dokładności prognozy, co zapewnia trafność przyszłych decyzji, dotyczących rodzaju i zakresu zabiegów renowacyjnych.

2.2 Niepełnozakresowa inspekcja optyczna sieci kanalizacyjnej

Prognoza stanu technicznego według modelu *AQUA-WertMin* wykorzystuje wyniki niepełnozakresowej inspekcji optycznej sieci kanalizacyjnej. Zasadniczym motywem tej metody jest założenie, że informację o stanie całej infrastruktury uzyskuje się na podstawie wyników otrzymanych z analizy statystycznej wybranych, charakterystycznych odcinków sieci. Norma europejska DIN EN 752-5 [15] traktuje równorzędnie obie te strategie inspekcji optycznej. Pomysł opracowania niepełnozakresowej inspekcji był wynikiem analizy sytuacji, jaka powstaje wskutek kilku następujących po sobie w odstępstwie około 10 lat, pełnozakresowych inspekcji optycznych [16]. Pewne fragmenty sieci są kilkakrotnie badane, pomimo tego że nie weszły jeszcze w fazę interwencyjną, tzn. nie muszą być rehabilitowane technicznie. Zakładając żywotność techniczną przewodów kanalizacyjnych wynoszącą 50 do 100 lat można przyjąć, że w skali jednego roku około 1÷2% długości sieci musi być poddawanych odnowie. W ramach pełnozakresowej inspekcji optycznej, w cyklu dziesięcio letnim realizuje się przeciętnie w ciągu roku badania telewizyjne obejmujące około 10% całkowitej długości sieci, z czego tylko 20% podaje się zabiegom renowacyjnym. W stosunku do pozostałych 80%, pozostających w dobrym stanie technicznym, nie są podejmowane żadne działania renowacyjne. Eksploatacja sieci kanalizacyjnej bazująca na inspekcji pełnozakresowej prowadzi do sytuacji, w której każdy odcinek jest przeciętnie pięciokrotnie kontrolowany, zanim zostanie poddany odnowie. Przyjęcie strategii renowacyjnej opartej na kontroli odcinków sieci w zależności od ich stanu, będącego wynikiem statystycznej prognozy, wydaje się być korzystną alternatywą dla inspekcji pełnozakresowej. Niepełnozakresowa inspekcja optyczna stanowi między innymi dlatego korzystne rozwiązanie, gdyż weryfikuje ona stare, niezrealizowane w wyniku braku płynności finansowej, koncepcje renowacyjne w sensie ich aktualności. W niektórych przypadkach potwierdza ona jednak prawidłowość starych rozwiązań oraz umożliwia wybór odcinków sieci do kolejnej niepełnozakresowej inspekcji. Zastosowanie niepełnozakresowych badań telewizyjnych wydaje się uzasadnione, ponieważ po zbadaniu około 20% sieci możliwe jest już wnioskowanie o jej ogólnym stanie technicznym i na tej podstawie długofalowe planowanie kompleksowych rozwiązań renowacyjnych.

Z analizy kosztów niepełnozakresowej i pełnozakresowej inspekcji optycznej dla stu kilometrowej sieci kanalizacyjnej, realizowanej w okresie 25-ciu lat wynika, że skumulowane koszty strategii niepełnozakresowej są o 60% niższe od strategii tradycyjnej [16]. Niezależnie od kosztów, strategia ta daje możliwość szybkiej oceny stanu całej sieci, która bazuje na aktualnych wynikach inspekcji. Realizacja niepełnozakresowej inspekcji optycznej obejmuje cztery fazy, którymi są:

- podział całej sieci na warstwy, czyli zespoły odcinków o podobnych charakterystykach,
- wybór z każdej warstwy pewnej grupy odcinków stanowiących próbę

losową, przeznaczonych do badań telewizyjnych,

- inspekcja optyczna oraz ocena stanu technicznego prób losowych,
- badania statystyczne wyników inspekcji i opracowanie na tej podstawie prognoz stanu technicznego dla poszczególnych grup losowych oraz ich ekstrapolacja na całą infrastrukturę kanalizacyjną.

Tworzenie warstw w ramach danej sieci powinno uwzględniać takie kryteria, jak:

- klasa obciążenia jezdni,
- materiał roboczy przewodów kanalizacyjnych,
- średnica oraz typ przekroju przewodu,
- system kanalizacji,
- warunki gruntowo-wodne,
- głębokość oraz sposób posadowienia przewodu,
- rok/dekada budowy obiektu.

Jednym z podstawowych problemów, które występują przy podziale sieci na warstwy jest ich duża liczba. Zależy ona od liczby kryteriów i specyfiki badanej sieci. Ważnym warunkiem przeprowadzenia badań statystycznych jest liczebność jednej warstwy, wynosząca minimum 30 odcinków. W wielu przypadkach konieczna jest rezygnacja z niektórych kryteriów oraz łączenie warstw wykazujących pewne podobieństwa. Kolejnym ważnym zagadnieniem jest wybór przewodów z warstwy, które powinny zostać poddane inspekcji, czyli utworzenie próby losowej. Jej minimalna liczebność powinna wynosić $12\div 15$ odcinków [16]. Aby próba losowa była reprezentatywna, musi ona obejmować około $10\div 20\%$ odcinków całej warstwy. Wybór przewodów przeznaczonych do inspekcji musi mieć charakter losowy. Po inspekcji odcinków należących do pewnej próby losowej przeprowadza się ich klasyfikację i ustala klasę stanu technicznego, która jest wyznacznikiem stanu. Mając wyniki klasyfikacji odcinków z prób losowych, można je uogólnić dla poszczególnych warstw i następnie dla całej sieci. Obliczony dla prognozowanego rozkładu średni stan przewodów w warstwie charakteryzuje się przedziałem ufności, który opisuje w zależności od wieku, dopuszczalny rozrzut między rzeczywistością a prognozowaną wartością.

Podstawy niepełnozakresowej metody inspekcji opracowali w Niemczech przez *Herz* i *Hochstrate* w drugiej połowie lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia. Metoda ta powinna prawie całkowicie wyprzeć inspekcję konwencjonalną, szczególnie w przypadku dużych aglomeracji miejskich. Szersze jej zastosowanie ograniczyło się jednak do kilku eksperymentalnych projektów, które zrealizowano między innymi w takich miastach, jak: Drezno, Braunschweig oraz Ingolstadt. Badania te zakończono po wykonaniu pierwszej fazy inspekcji, obejmującej około 20% wszystkich odcinków sieci. W literaturze fachowej nie ma żadnej wzmianki na temat pełnego zastosowania tego typu inspekcji, która polegałaby na selektywnym zbadaniu całej sieci w dłuższym przedziale czasowym. W tej sytuacji niemożliwe jest przeprowadzenie pełnej weryfikacji zrealizowanych do tej pory projektów.

Zastosowanie tej metody niesie ze sobą wiele niebezpieczeństw, które sprawiają, że duże miasta niemieckie, pomimo tego że nie zakończyły jeszcze pierwszej pełnozakresowej inspekcji, nie zdecydowały się na selektywną wersję badań telewizyjnych.

Aspekt ekonomiczny, który w przypadku dużych aglomeracji ma istotne znaczenie, nie jest oczywiście decydującym czynnikiem. Porównując koszty obu systemów badań telewizyjnych dla pewnej sieci o długości 50 km na przestrzeni około trzydziestu lat, można uzyskać oszczędności rzędu 250.000 Euro. Statystyczna prognoza stanu technicznego, oparta na wynikach niepełnozakresowej inspekcji umożliwia długofalową i racjonalną politykę inwestycyjną oraz kalkulację opłat, pokrywających koszty eksploatacji sieci. Zasadniczym czynnikiem powodującym, że eksploatatorzy głównie wielkomiejskich infrastruktur kanalizacyjnych, z dużym dystansem podchodzą do tej metody, jest niebezpieczeństwo popełnienia błędów w pierwszej fazie inspekcji obejmującej próbę losową. Wyniki tych wstępnych badań, zależne w dużej mierze od poziomu techniki, a częściowo od subiektywnej oceny operatora oraz metodyki ich klasyfikacji, będą miały decydujące znaczenie w przypadku rezultatów statystycznej prognozy stanu technicznego całej sieci, jak również dalszego przebiegu niepełnozakresowej inspekcji. Program *AQUA-WertMin*, który umożliwia przeprowadzenie prognozy stanu technicznego oraz niepełnozakresowej inspekcji sieci kanalizacyjnej, jest kosztowną inwestycją. Jego autorzy, oprócz ogólnych informacji zawartych w wielu publikacjach, nie prezentują żadnych szczegółów dotyczących przede wszystkim wiarygodności ekstrapolacji wyników dużej próby losowej na całą sieć, aplikacyjności metody oraz rzeczywiście udokumentowanych oszczędności. Powyższa sytuacja stała się przyczyną tego, że niemieckie Ministerstwo Kształcenia i Badań Naukowych pn. Bundesministerium für Bildung und Forschung (bmb + f) włączyło do swojego programu badań projekt obejmujący szczegółową analizę niepełnozakresowej inspekcji optycznej dla potrzeb statystycznego prognozowania stanu technicznego sieci kanalizacyjnych [17]. W ramach tego projektu, zrealizowanego przez Wyższą Szkołę Techniczną z Akwizgranu, objęto badaniami statystycznymi ponad 35.000 odcinków sieci kanalizacyjnych. Wyniki tych badań wdrożono w przypadku trzech, zdecydowanie różniących się od siebie struktur kanalizacyjnych. Realizacja tego projektu umożliwiła wyjaśnienie kilku kwestii dotyczących praktycznego zastosowania niepełnozakresowej inspekcji optycznej, które nie zostały rozwiązane w poprzednich opracowaniach. Chodziło głównie o zdefiniowanie kryteriów warunkujących ekonomiczne zastosowanie tej strategii i wykazanie jej wiarygodności oraz aplikacyjności [18]. Program badań statystycznych objął swoim zakresem typowe dla tego typu inspekcji etapy:

- ustalenie wielkości generalnej próby losowej,
- wyodrębnienie z całej sieci kilku warstw w zależności od warunków limitujących jej stan techniczny oraz utworzenie prób losowych reprezentujących poszczególne warstwy,

- inspekcja optyczna i klasyfikacja stanu generalnej próby losowej,
- ekstrapolacja wyników klasyfikacji stanu na całą sieć,
- ustalenie lokalizacji i zakresu odnowy oraz następnej inspekcji optycznej.

2.2.1 Ustalenie wielkości prób losowych

Zasadniczym celem inspekcji niepełnozakresowej jest ekstrapolacja chwilowego rozkładu klas stanu technicznego pewnej próby losowej na całą sieć kanalizacyjną. Obliczenia tego typu są związane z ryzykiem, które przy zapewnionej losowości próby może być poddane kwantyfikacji. W związku z tym, ryzyko zmniejsza się wraz z wielkością próby losowej, jednak wielkość próby losowej jest tak samo ważna, jak wielkość tolerowanego ryzyka. W celu kwantyfikacji ryzyka należy wyznaczyć przedział ufności, w przypadku którego procentowy udział p (populacja) pewnej klasy stanu technicznego w stosunku do całej sieci jest nieznaną wartością, przy zadanej pewności wynoszącej $(1 - \alpha)$. Dla potrzeb obliczeń niepełnozakresowej inspekcji optycznej można przyjąć, że typowa wartość prawdopodobieństwa błędu $\alpha = 0,05$ (5%), co jest równoznaczne z pewnością wynoszącą $(1 - \alpha) = 0,95$ (95%). Oznacza to, że prognozowane wartości w 95% nie wykraczają poza przedział ufności. Przedział ufności według *Bortz'a* [19] wyznacza się z zależności:

$$\Delta K_i = \pi_o - \pi_u = \frac{n}{n + z^2} \left[p + \frac{z^2}{2n} + z \sqrt{\left(\frac{p - p}{n} + \frac{z^2}{4n^2} \right)} \right] - \frac{n}{n + z^2} \left[p + \frac{z^2}{2n} - z \sqrt{\left(\frac{p - p}{n} + \frac{z^2}{4n^2} \right)} \right] \quad (2)$$

gdzie: ΔK_i - przedział ufności przyjętego prawdopodobieństwa błędu,
 π_o, π_u - górna oraz dolna granica przedziału ufności,
 n - liczba odcinków próby losowej,
 z - wartość rozkładu normalnego,
 p - populacja danej klasy stanu technicznego.

Przeprowadzone dla powyżej zdefiniowanych warunków badania statystyczne wykazały, że w celu uzyskania wysokiej jakości prognozy rozkładu klas stanu technicznego konieczne jest, aby generalna próba losowa składała się przynajmniej z 500 odcinków. Natomiast próba losowa reprezentująca każdą warstwę powinna liczyć nie mniej niż 100 odcinków. Wymagana liczebność prób losowych jest pięciokrotnie większa od założeń, które poczyniono we wcześniejszych opracowaniach.

2.2.2 Kreowanie warstw w ramach badanej sieci

Infrastruktury kanalizacyjne są obiektami, które powstawały na

przestrzeni wielu dziesiątek, a nawet setek lat. W tak długich przedziałach czasu zmieniała się technika budowy kanałów, materiał roboczy przewodów, elementy uszczelniające oraz ogólny poziom techniki. Dlatego sieci kanalizacyjne są konglomeratami składającymi się z dużej liczby odcinków o zróżnicowanych charakterystykach i wieku, które w ciągły sposób poddawane są wymuszeniom zewnętrznym i wewnętrznym. W tej sytuacji wyodrębnienie z badanej sieci homogenicznych warstw odcinków ma dla prognozy stanu sieci decydujące znaczenie. Przeprowadzone badania w oparciu o statystyczne testy, takie jak: *U-Test* według *Wilcoxon'a*, *Mann'a*, *Withney'a* oraz *H-Test* według *Kruskal'a* i *Wallis'a* [20] wykazały, że największy wpływ na klasę stanu technicznego każdego odcinka sieci mają kolejno następujące cechy:

- wiek i cecha ta ma bezsprzecznie największy wpływ na stan techniczny odcinka,
- średnica przewodu,
- rodzaj kanalizacji,
- głębokość posadowienia,
- warunki gruntowo-wodne,
- materiał roboczy przewodu.

Operując powyższymi cechami należy wyodrębnić z całej badanej sieci tylko najważniejsze warstwy, ponieważ ich liczba implikuje wielkość generalnej próby losowej.

2.2.3 Inspekcja i klasyfikacja stanu technicznego odcinków generalnej próby losowej

Po przeprowadzeniu analizy cech badanej sieci i wyodrębnieniu warstw następuje ustalanie wielkości prób losowych reprezentujących każdą warstwę. Przy tej okazji należy brać pod uwagę takie aspekty, jak to, że:

- ustalanie prób losowych musi spełniać kryterium przypadkowości, aby zagwarantować stosowalność metod statystycznych,
- uwarunkowania logistyczne oraz ekonomiczne powinny determinować planowanie inspekcji optycznej.

Upřednio przeprowadzone inspekcje optyczne nie mogą mieć wpływu na ustalanie prób losowych, ponieważ nie będą one reprezentatywne, co z kolei negatywnie wpłynie na jakość prognozy.

2.2.4 Ekstrapolacja rozkładu klas stanu technicznego na całą badaną sieć

Rozkład klas stanu technicznego pewnej warstwy odpowiada rozkładowi klas próby losowej. Granice przedziału ufności oblicza się dla każdej populacji zgodnie z równaniem (3). Prognozę udziału poszczególnych populacji w ramach całej sieci, składającej się z wielu populacji, na przykład takich jak: pojedyncze grupy wiekowe, pojedyncze fragmenty aglomeracji miejskiej, itp., można obliczyć według wzoru

$$p = \sum_{j=1}^k g_j \cdot p_j \quad (3)$$

gdzie: $g_j = N_j/N$,
 p – udział populacji w całej sieci,
 p_j – udział populacji w warstwie j ,
 g_j – udział warstwy w całej sieci,
 N_j – liczba odcinków należących do warstwy j ,
 N – liczba odcinków całej sieci.

Rzeczywisty stan techniczny pewnego odcinka może być stwierdzony tylko na podstawie kontroli w formie inspekcji optycznej. Wyniki prognozy podają dla pojedynczych warstw wielkość populacji poszczególnych klas stanu technicznego. Im większa jest populacja odcinków prezentujących krytyczny stan w pewnej warstwie, wymagający natychmiastowej lub krótkoterminowej odnowy, tym większa jest konieczność oraz pilność ustalenia ich stanu technicznego.

Przedstawione powyżej wyniki badań niepełnozakresowej inspekcji optycznej są oparte na bardzo dużej próbie, która objęła swoim zakresem aż 35.000 odcinków sieci kanalizacyjnej i dlatego mogą być one uznane za wiarygodne. Podjęta próba nadania tej metodzie pewnego nowego wymiaru poprzez opracowanie uwarunkowań jej praktycznego zastosowania stanowi duże osiągnięcie naukowo-techniczne. Ustalenie wielkości generalnej próby losowej wykazuje jednoznacznie, że zastosowanie tej metody jest uzasadnione w przypadku sieci o długości przekraczającej 100 km. Niepełnozakresowa inspekcja optyczna stanowi nadal interesującą alternatywę badań telewizyjnych, szczególnie w przypadku dużych obiektów, o długościach większych od 500 km. Pomimo tego, że od opublikowania tych badań minęło już kilka lat, to zarządzający sieciami dużych miast niemieckich nadal sceptycznie podchodzą do tej metody i kontynuują wcześniej rozpoczętą inspekcję pełnozakresową.

3. Podsumowanie

W artykule zaprezentowano przykład prognozy stanu technicznego sieci kanalizacyjnej, opartej na matematycznym modelu statystyczno-stochastycznym, a reprezentowanym przez model *Survival-Cohort-Method*. W tym modelu bazę stanowią wyniki pełnozakresowej lub niepełnozakresowej inspekcji optycznej.

Badania statystyczne wyników inspekcji optycznej prowadzą do wyznaczenia teoretycznych funkcji niezawodności (przeżycia) dla poszczególnych klas stanu technicznego. Ważną czynnością poprzedzającą badania jest klasyfikacja wyników badań telewizyjnych, która prowadzi do ustalenia kilku stanów techniczno-eksploatacyjnych sieci, od stanu najlepszego do stanu najgorszego.

Szczegóły techniczne dotyczące stosowanych w praktyce klasyfikacji wyników badań telewizyjnych sieci kanalizacyjnych zostaną, z uwagi na kompleksowość tego zagadnienia, przedstawione w jednej z kolejnych publikacji.

Literatura

- [1] Whelpton P. K.: Cohort Analysis of Fertility, American Sociological Review 1949, Band 14.
- [2] Statistisches Bundesamt, Wirtschaft und Statistik, 4/1986.
- [3] Goldsmith R., A.: Perpetual Inventory of National Wealth, The Review of Income and Wealth, Vol. 14, New York 1952.
- [4] Kaiser W.: Die Bestandskontenreihe im System der Volkswirtschaftlichen Gesamtrechnung, Band 64, Duncker & Humboldt, Berlin 1972.
- [5] Baum L. E., Petrie T.: Statistical inference for probabilistic functions of finite state Markov chains, Statistic, Vol. 37, No. 6 (1966), 1554–1563.
- [6] Merkblatt ATV-M 149, Zustandserfassung, -klassifizierung und -bewertung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden, April 1999.
- [7] Hochstrate K.: Zustandsbewertung nach Sanierungspriorität, Substanzwert und Funktionsgerechtigkeit als Grundlage einer prognosegestützten Inspektion und einer vorausschauenden Sanierungsplanung. In Tagungsband des 6. Internationalen Kongress Leitungsbau, 538-547, Hamburg 2000: CCH.
- [8] Hochstrate K.: Zustandsorientierte Zustandsklassifizierung von Kanälen – Das Bietigheimer Modell, Korrespondenz Abwasser 1999 (46) Nr 2, 213-217.
- [9] Müller-Winterstein R., Hotz R.: Was sollen, was können Modelle zur Zustandserfassung und -bewertung von Kanalnetzen leisten? Eine Alternative: Das „Pforzheimer Modell“, Korrespondenz Abwasser 1996 (43) Nr 1, 24-40.
- [10] Herz R.: Alterung und Erneuerung von Infrastrukturbeständen – Kohortenüberlebensmodell, Jahrbuch für Regionalwissenschaft 14/15, 1995, 5-29.
- [11] Herz R., Hochstrate K.: Erneuerungsstrategien für städtische Infrastrukturnetze, Jahrbuch für Regionalwissenschaft 8, 1987, 67-105.
- [12] AQUA-WertMin Software: www.aqua-ingenieure.de.
- [13] KANEW Software: www.tu-dresden.de/biwiss/stadtbau/KANEW.html.
- [14] Bauer R., Hörold S.: Verbesserte Inspektionsplanung durch Alterungsprognose von Abwasserkanaltypen, Korrespondenz Abwasser 2001 (48) Nr 1, 24-40.
- [15] DIN EN 752-5, Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden, Teil 5: Sanierung, 1997.
- [16] Hertwig E., Krug R.: Selektive Inspektionsstrategie und statistisch/prognostische Sanierungsmodelle, Korrespondenz Abwasser 1999 (46) Nr 11.
- [17] Müller K., Dohmann M.: Entwicklung eines allgemein anwendbaren Verfahrens zur selektiven Erstinspektion von Kanalisationen und Anschlussleitungen, Abschlussbericht Teil C: Handlungsanleitung, Institut für Siedlungs wasserwirtschaft der RWTH Aachen (ISA), 2002.
- [18] Müller K.: Strategien zur Zustandserfassung von Kanalisationen, Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, 2005.

- [19] Bortz J.: Lehrbuch der empirischen Forschung für Sozialwissenschaftler, Springer Verlag, Berlin – Heidelberg - New York, 1984.
- [20] Sachs L.: Angewandte Statistik, Anwendung statistischer Methoden, 7. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1992.

STATISTICAL-STOCHASTIC MODEL OF SEWAGE NET TECHNICAL CODITION PROGNOSIS

S u m m a r y

The article deals with methods of statistical and stochastic forecasting of sewage networks technical condition. Presented prognosis was prepared on basis of statistical model *Cohort-Survival-Method*. Results of optical inspection were used as data base for this prognosis.

Andrzej RAGANOWICZ
Zweckverband zur Abwasserbeseitigung im Hachinger Tal

Józef DZIOPAK
Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju
Politechnika Rzeszowska

SYSTEM KLASYFIKACJI STANU TECHNICZNEGO SIECI KANALIZACYJNEJ NA PODSTAWIE *PFORZHEIMER MODELL*

W artykule poddano analizie najbardziej popularny w Niemczech system klasyfikacji stanu technicznego sieci kanalizacyjnych, który dobrze opisuje stan techniczny przewodów na bazie wyników inspekcji optycznej dla potrzeb jej odnowy w różnych warunkach funkcjonowania sieci kanalizacyjnej. W oparciu o opracowaną metodykę i podaną strukturę modelu, sporządza się dokumentację stanu technicznego sieci, która służy do jej oceny w oparciu o odpowiednio sformułowane notacje uszkodzeń pojedynczych, punktowych, równoległych i na długości odcinka sieci. *Pforzheimer Modell* uwzględnia wszystkie ważne warunki brzegowe, które mają w perspektywie wpływ na kryteria dyspozycyjności sieci w odniesieniu do warunków technicznych o znaczeniu peryferyjnym i warunki krytyczne. Zastosowane klasyfikacje tworzą odrębną grupę modeli, które na podstawie wyników inspekcji optycznej pozwalają ustalić priorytety odnowy i czas jej wykonania. Ponieważ model ten uwzględnia wszystkie aspekty stanu budowlano-eksploatacyjnego badanej sieci oraz uwarunkowania peryferyjne, to w szczególności sposób są respektowane ważne aspekty ochrony środowiska naturalnego.

1. Wprowadzenie

Okazuje się, że na tle popularnych europejskich klasyfikacji stanu technicznego sieci *Pforzheimer Modell* wyróżnia się wyjątkową kompleksowością oraz precyzyjnością notacji. Model ten został opracowany w połowie lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia przez instytucję zarządzającą siecią publiczną miasta Pforzheim w Niemczech. Jego podstawowym celem jest opis stanu techniczno-eksploatacyjnego dla potrzeb ustalenia priorytetów odnowy sieci kanalizacyjnej. Natomiast ramowym założeniem tego modelu jest uzyskanie pełnej dyspozycyjności sieci kanalizacyjnej. Przy ustalaniu dyspozycyjności przyjęto kryteria, które odnoszą się do: (1) szczelności przewodów chroniącej podłoże gruntowe i wody podziemne przed skażeniem, (2) funkcjonalności będącej potencjałem transportowym redukującym do minimum niebezpieczeń-

stwo groźnego podpiętrzenia kanału i zalania pewnego obszaru oraz (3) nośności, która gwarantuje bezpieczne przenoszenie przez konstrukcję kanału wszystkich obciążeń i zapewnia jego niezawodną eksploatację.

Zapewnienie stanu pełnej dyspozycyjności sieci wymaga od jej eksploatorów realizacji określonego programu konsekwentnych przedsięwzięć, które głównie obejmują swoim zakresem: inspekcję optyczną, ustalenie priorytetów renowacyjnych i kwalifikowane plany odnowy. Przy definiowaniu priorytetów renowacyjnych należy brać pod uwagę zasadnicze kwestie stanowiące określone maksymy, i tak:

- odnowa, która musi być zrealizowana ma pierwszeństwo przed odnową, która powinna być zrealizowana, natomiast wszystkie regulacje prawne dotyczące odnowy mają wyższy priorytet;
- odnowa przewodów kanalizacyjnych, które są zlokalizowane w strefach ochrony wód podziemnych ma absolutne pierwszeństwo;
- ochrona wód gruntowych ma wyższy status od ochrony wód powierzchniowych;
- ochrona wód gruntowych ma wyższy priorytet niż niezawodna eksploatacja sieci, co oznacza, że nieszczelne przewody kanalizacyjne są potencjalnie większym zagrożeniem dla środowiska naturalnego niż ich hydrauliczne przeciążenie.

Zasadniczym punktem wyjścia dla wszystkich działań związanych z odnową jest przeprowadzenie pełnozakresowej inspekcji optycznej oraz klasyfikacji stanu techniczno-eksploatacyjnego badanej sieci. Zatem jedynie na podstawie pełnej wiedzy dotyczącej stanu budowlanego i warunków hydraulicznych sieci można racjonalnie planować i realizować jej odnowę.

W połowie lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia opracowano system klasyfikacji stanu technicznego sieci kanalizacyjnych w kontekście odnowy, znany w literaturze fachowej pod nazwą *Pforzheimer Modell* [1]. Model ten powstał z zamiarem stworzenia krytycznej alternatywy w stosunku do ówczesnie opublikowanego projektu niemieckiej wytycznej ATV-M 149 [2].

2. Podstawy i metodyka modelu

Niemieccy specjaliści bardzo krytycznie ustosunkowali się do projektu wspomnianej wytycznej ATV, co znalazło odpowiednie odzwierciedlenie w modelu stanu technicznego sieci kanalizacyjnej miasta Pforzheim. Zasadniczym celem stawianym przed tym modelem, który odróżniał go od projektu wytycznej ATV-M 149 [2], była wyłącznie elektroniczna obróbka danych, począwszy od fazy dokumentacji inspekcji optycznej, aż do momentu ustalenia stanu technicznego sieci wraz z możliwością opracowania strategii średnio i długoterminowej jej odnowy. Aby realizacja podanego celu była możliwa, spełnić należy szereg istotnych warunków, w tym:

- system musi umożliwiać wprowadzenie wszystkich danych pochodzących z pełnozakresowej inspekcji optycznej sieci oraz ich klasyfikację;

- bloki obliczeniowe wyników inspekcji optycznej i klasyfikacji stanu technicznego sieci muszą niezależnie realizować swoje zadanie;
- struktura modelu powinna zapewniać integrację wszystkich ważnych aspektów klasyfikacji, a system musi być elastyczny i otwarty na wprowadzenie dodatkowych warunków klasyfikacji;
- struktura modelu musi być dynamiczna, co oznacza, że parametry mogą być poddane skalowaniu i wszystkie działania matematyczne dadzą się dowolnie obrabiać;
- wszystkie działania matematyczne muszą posiadać racjonalne uzasadnienie, a ich wyniki powinny mieć potwierdzenie empiryczne;
- klasyfikacja stanu technicznego sieci jest prowadzona w kontekście trzech kryteriów, tj. szczelności, funkcjonalności i nośności w związku z tym, że celem generalnym modelu jest osiągnięcie pełnej dyspozycyjności sieci;
- w fazie ustalania priorytetów renowacyjnych należy uwzględnić inne warunki, i tak:
 - system kanalizacji, funkcję kanału i jego charakterystykę konstrukcyjną,
 - uwarunkowania zewnętrzne i warunki gruntowo-wodne oraz sytuację panującą na powierzchni terenu,
 - szczególne uwarunkowania związane z ochroną wód podziemnych, hydrauliką, nośnością oraz eksploatacją przewodów.

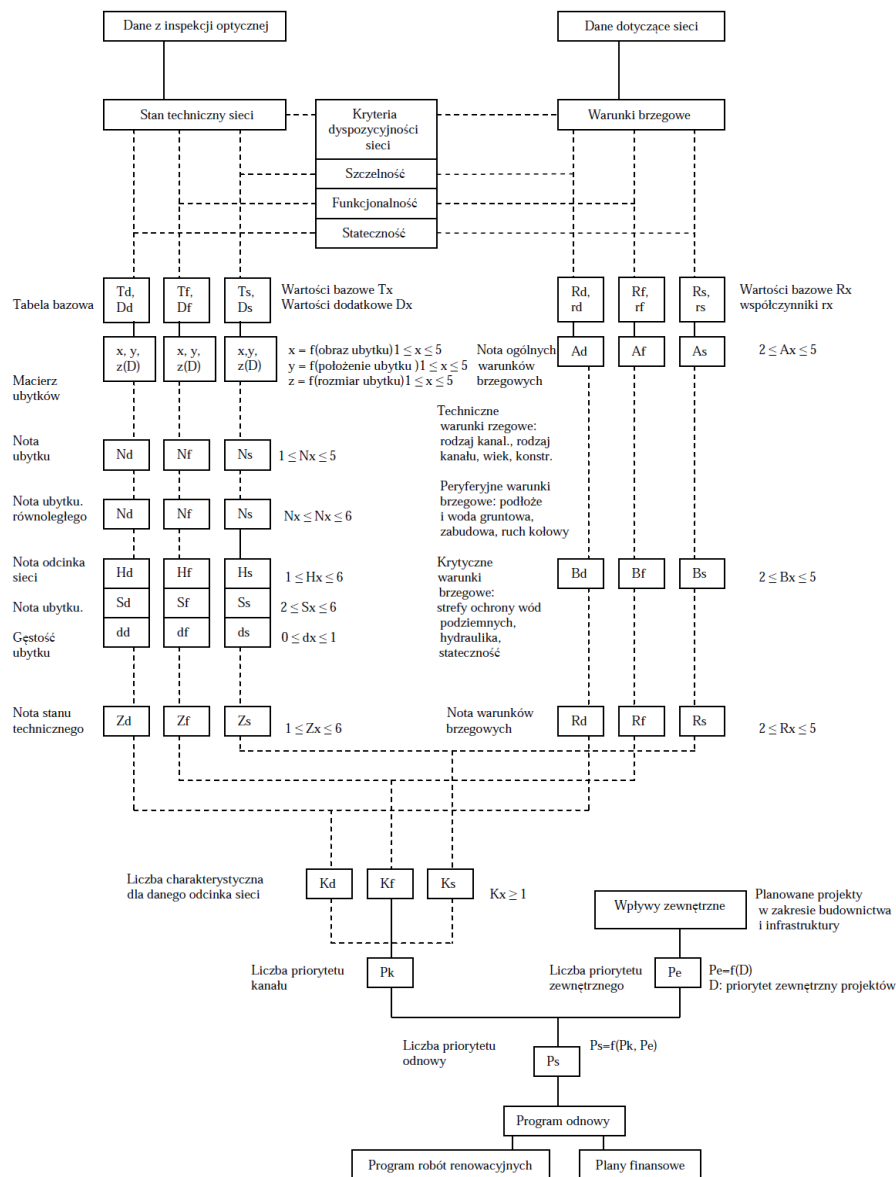
3. Struktura modelu

W strukturze *Pforzheimer Modell* wyróżnia się dwie zasadnicze fazy obejmujące: (1) inspekcję optyczną z badaniami telewizyjnymi, dokumentacją wyników inspekcji i przygotowaniem danych do notacji uszkodzeń oraz (2) notację uszkodzeń obejmującą notację pojedynczych uszkodzeń, odcinków uszkodzeń, odcinków sieci i notację obiektów sieci.

Schematyczną strukturę modelu przedstawiono na rysunku 1 [3], na którym można wyróżnić odmienne fazy, w tym: inspekcję optyczną, badania telewizyjne, dokumentację wyników inspekcji oraz przygotowanie danych do notacji uszkodzeń.

Biorąc pod uwagę trzy kryteria - szczelność, funkcjonalność i nośność, które są celami odnowy, zostaje ustalona reprezentatywna ocena (nota) stanu technicznego sieci.

Analogicznie do uszkodzeń, w kontekście trzech kryteriów dyspozycyjności sieci, analizowane są warunki brzegowe. Każdy z nich uzyskuje reprezentacyjną notę. Do warunków brzegowych zalicza się między innymi: system kanalizacji, stosunki gruntowo-wodne oraz sytuację jaka występuje na powierzchni terenu w obrębie trasy kanału. Poprzez pewną zależność matematyczno-logiczną wiążącą notę stanu technicznego z notą warunków brzegowych, ustala się ważoną wartość tak zwanego wskaźnika kanału.



Rys. 1. Schemat systemu *Pforzheimer Modell* klasyfikującego wyniki pełnozakresowej inspekcji optycznej [3]

Ogólną koncepcję *Pforzheimer Modell* oraz wszystkie detale matematyczno-logiczne wyjaśniono na podstawie konkretnego przykładu, który pochodzi z eksploatacji sieci kanalizacyjnej miasta Pforzheim, a którego fragment jest przedstawiony w tabeli 1.

Tabela 1. Protokół inspekcji optycznej przykładowego odcinka sieci

Ulica:	ZERRENNERSTRASSE					
Odcinek sieci:	M	77170357	77170354	2443	2026	
Przekrój:	DN	550	550			
Materiał:	kamionka					
Długość odcinka:	29,80 m					
Rok powstania:	1906					
Data inspekcji:	17.02.1995					
Data notacji stanu technicznego:	04.08.1995					
Nota:	5,54					
Wartości maksymalne:	N_X	(5,00	3,21	5,00)		
Liczba uszkodzeń:	12					
$\frac{K}{L_S} = \frac{12}{7}$	Z_X (max.) = 4,16	L_S (max.) = 28,70 m	L_S (max.) = 0,98			
Stacja	Długość uszkodzenia	Początek/Koniec	Kod uszkodzenia	N_D	N_F	N_S
0,00			PO	0,00	0,00	0,00
0,80			PP	0,00	0,00	0,00
0,80	2,80	P	RS - -	5,00	2,37	5,00
2,80		K	RS - -	5,00	2,37	5,00
2,80	5,40	P	RL - R 01	3,58	1,00	4,07
4,30			A - - R	0,00	0,00	0,00
4,30			ZHA	0,00	0,00	0,00
5,40		K	RL - R 01	3,58	1,00	4,07
5,40	16,40	P	LB - U 04	3,07	3,00	3,72
7,50	9,20	P	RS - O	4,67	2,25	4,81
9,20		K	RS - O	4,67	2,25	4,81
9,20	16,40	P	RS	5,00	2,37	5,00
9,60			AU - L	0,00	0,00	0,00
11,20			AU - R	0,00	0,00	0,00
12,00			SN - R	4,19	2,26	3,45
12,00			ZHA	0,00	0,00	0,00
13,60			SN - L	4,19	2,26	3,45
13,60			ZSA	0,00	0,00	0,00
16,20			A - - L	0,00	0,00	0,00
16,20			ZHA	0,00	0,00	0,00
16,40		K	LB - U 04	3,07	3,00	3,72
16,40	29,50	P	LB - U 08	3,28	3,21	4,07
16,40		K	RS - -	5,00	2,37	5,00
17,30			LV - O 02	3,47	2,91	2,17
19,30		P	RL - O 02	3,47	1,00	3,98
21,30		K	RL - O 02	3,47	1,00	3,98
24,30			LH - R 01	3,16	2,65	2,09
27,40			LH - R 02	3,58	2,91	2,21
29,50		K	LB - U 08	3,28	3,21	4,07
29,80			KP	0,00	0,00	0,00
29,80			KO	0,00	0,00	0,00

4. Dokumentacja stanu technicznego sieci

Podstawowym zadaniem prowadzenia inspekcji optycznej przewodów jest opisanie zarejestrowanych uszkodzeń z uwagi na ich rodzaj i zasięg w sposób jak najbardziej obiektywny i jednoznaczny. Spełnienie tych dwóch warunków umożliwi przeprowadzenie niezawodnej obróbki elektronicznej bazy danych. W momencie, kiedy powstała koncepcja powyższego modelu, a więc w połowie lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia, nie istniały jeszcze techniczne przesłanki obiektywnego filmowania przewodów kanalizacyjnych.

W każdym przypadku, kiedy operator jest bezpośrednio odpowiedzialny za rejestrację stanu technicznego kanału, to niezależnie od wyposażenia technicznego kamery, zawsze będzie to dokumentacja o charakterze subiektywnym. To właśnie operator decyduje o prędkości, z jaką będzie się poruszała kamera i o sposobie, w jaki zostaną sfilmowane poszczególne uszkodzenia. Predyspozycje psychiczno-fizyczne, wiedza fachowe w zakresie budowy i funkcjonowania przewodów kanalizacyjnych oraz doświadczenie operatora mają decydujący wpływ na to, czy przeprowadzona inspekcja sieci będzie mogła być potraktowana jako obiektywna.

W latach 2002/2003 pojawiła się na rynku kamera telewizyjna o nazwie „Panoramo” niemieckiej firmy IBAK, wykorzystująca technikę błyskową do filmowania przewodów kanalizacyjnych. Kamera ta składa się w rzeczywistości z dwóch kamer z przedniej i tylnej, wykonujących jednocześnie zgodnie z zadaną częstotliwością zdjęcia sferyczne wnętrza kanału, które są następnie elektronicznie spajane do jednego obrazu. Porusza się ona w kanale w sposób automatyczny, z prędkością 3-krotnie wyższą niż kamera konwencjonalna i obiektywnie rejestruje stan budowlany wnętrza przewodu kanalizacyjnego. Kamera ta jest wyposażona w bardzo dobre oprogramowanie, umożliwiające przedstawienie wnętrza kanału w formie płaskiego obrazu i analizę geometrii uszkodzeń z dokładnością do 0,1 mm.

Innym ważnym problemem badań telewizyjnych jest jednoznaczna dokumentacja danych. Protokół inspekcji optycznej pewnego odcinka sieci musi zawierać teksty oraz notacje uszkodzeń, które będą czytelne w zapisie elektronicznym. Notacja uszkodzeń sieci bazuje na pewnym katalogu, który jest wynikiem ich jednoznacznej charakterystyki. Każdy pojedynczy kod powyższego modelu składa się z 6-ciu następujących elementów:

- pierwsza pozycja kodu oznacza rodzaj uszkodzenia w sensie ogólnym i przykładowo może to być - rysa,
- druga pozycja kodu ujmuje rodzaj uszkodzenia w ujęciu bardziej szczegółowym, na przykład będzie to - rysa radialna,
- trzecia pozycja kodu dotyczy informacji o rodzaju uszkodzenia w kontekście szczelności, jak na przykład - widoczne podłoże gruntowe,
- czwarta pozycja kodu odnosi się do lokalizacji uszkodzenia oraz jego przedmiotu, przykładowo będzie to na dnie przewodu - uszkodzenie przyłącza;
- piąta i szósta pozycja kodu obejmuje numeryczną informację lub ustalenie dotyczące geometrii uszkodzenia.

5. Ocena stanu technicznego sieci

Uszkodzenia przewodów kanalizacyjnych mogą występować z uwagi na ich rodzaj, długość, liczbę oraz równoległy przebieg we wszystkich możliwych kombinacjach. Ocena stanu technicznego sieci musi uwzględniać to szerokie spektrum kombinacji w taki sposób, aby z jednej strony - zostały wzięte pod

uwagę jej wszystkie aspekty, a z drugiej strony, ażeby wszystkie zależności i operacje matematyczno-logiczne mające wpływ na jej wynik, były bez wyjątków przejrzyste i odpowiadały realnym uwarunkowaniom eksploatacyjnym.

W systemie oceny stanu technicznego sieci wyniki inspekcji optycznej odgrywają decydującą rolę. Ocena stanu sieci bazuje we wstępnej fazie na oddzielnych analizach w kontekście szczelności, funkcjonalności oraz nośności, a następnie przechodzi stopniowo do jakościowego ujęcia szeregu elementów, w tym zwłaszcza:

- charakterystyki uszkodzeń,
- pojedynczych uszkodzeń,
- uszkodzeń występujących równolegle,
- uszkodzeń o charakterze liniowym,
- odcinków, względnie obiektów sieci kanalizacyjnej.

Przeprowadzenie kompleksowej oceny stanu technicznego określonej infrastruktury kanalizacyjnej bazuje na dwóch tabelach wartości podstawowych oraz prostych formułach matematycznych. Wynik tej oceny jest reprezentatywny, ponieważ odpowiada on realiom eksploatacyjnym i jest łatwy do skontrolowania. Każde pojedyncze uszkodzenie może być opisane na podstawie trzech charakterystycznych cech i jest poddawane ocenie ilościowej:

- obraz uszkodzenia: pierwsza, druga i trzecia pozycja kodu - wartość x ;
- lokalizacja względnie przedmiot uszkodzenia jako czwarta pozycja kodu - wartość y ;
- numeryczna informacja dotycząca rozmiaru uszkodzenia: piąta i szósta pozycja kodu - wartość z .

W rezultacie takiego sformułowania problemu zostaje utworzona macierz uszkodzenia (tabela 2), która w przejrzysty sposób umożliwi przeprowadzenie notacji każdego uszkodzenia w zakresie trzech wspomnianych już kryteriów dyspozycyjności sieci, jakimi są: szczelność, funkcjonalność oraz nośność przewodu.

Nota stanu N jest funkcją parametrów x opisujących każde kryterium dyspozycyjności sieci w następujący sposób:

- nota szczelności: $N_D = f(X_D, Y_D, Z_D)$;
- nota funkcjonalności: $N_F = f(X_F, Y_F, Z_F)$;
- nota nośności: $N_S = f(X_S, Y_S, Z_S)$.

Wszystkie elementy macierzy uszkodzenia mogą być odczytane z tabeli wartości bazowych, które są przyporządkowane kodom zajmującym pierwszą i drugą pozycję i wyczerpują wszystkie możliwe kombinacje rodzajów uszkodzeń. Wartości X_X są wynikiem zsumowania dwóch czynników:

$$X_X = T_X + D_X \quad (1)$$

gdzie:

T_X - wartość odczytana z tabeli wartości bazowych, która opisuje

rodzaj uszkodzenia (pierwsza i druga pozycja kodu),

D_x - wartość uzupełniająca, która opisuje trzecią pozycję kodu i jej wpływ na szczelność przewodu w punkcie wystąpienia uszkodzenia.

Tabela 2. Macierz uszkodzenia

		Kryterium notacji			Cecha charakterystyczna uszkodzenia
		Szczelność	Funkcjonalność	Nośność	
Wartości bazowe	X	X_d	X_f	X_s	obraz uszkodzenia
	Y	Y_d	Y_f	Y_s	lokalizacja uszkodzenia
	Z	Z_d	Z_f	Z_s	rozmiar uszkodzenia
		N_d	N_f	N_s	
		Wektor kolumny Nota uszkodzenia			

Wartość Y_x opisuje wpływ lokalizacji lub przedmiotu uszkodzenia (czwartej pozycji kodu) na szczelność, funkcjonalność oraz nośność przewodu kanalizacyjnego.

Z kolei wartości Z_x stanowią informację o rozmiarach uszkodzenia i odnoszą się do piątej i szóstej pozycji kodu i nie mają żadnego wpływu na kryteria dyspozycyjności sieci. Poniżej zaprezentowano macierz uszkodzenia nr 1 zarejestrowanego pomiędzy stacją 0,80 i 5,40 m, które zostało udokumentowane w protokole inspekcji optycznej odcinka sieci miasta Pforzheim.

Uszkodzenie nr 1: Spękania i rysy na całym obwodzie wewnętrznym przewodu

Kod uszkodzenia: R S - - - -

Macierz uszkodzenia: 5 2 5
5 4 5
5 5 5

Uszkodzenie nr 2: Rysa podłużna o rozwarości 1 mm z prawej strony przewodu

Kod uszkodzenia: R L - R O 1

Macierz uszkodzenia: 4 1 4
3 2 4
3 3 3

5.1 Notacja pojedynczych uszkodzeń

Nota uszkodzenia $N_x = f(X_x, Y_x, Z_x)$; zostaje wyznaczona jako wartość średnia geometryczna ważona, zgodnie z formułą (2):

$$N_X = \alpha + \beta + \gamma \sqrt{X_x^\alpha + Y_x^\beta + Z_x^\gamma} \quad (2)$$

Na podstawie analiz oraz obliczeń porównawczych ustalono następujące wartości eksponentów: $\alpha = 6$, $\beta = (X_X - 1)/X_X$ i $\gamma = X_X - 1$.

Autorzy modelu uzasadnili przyjęcie powyższych parametrów w następujący sposób:

- wartość X_X jest głównym i najbardziej reprezentatywnym parametrem opisującym obraz uszkodzenia (pozycje kodu: 1, 2 i 3),
- $X_X = 1$, kiedy pewien rodzaj uszkodzenia nie ma żadnego wpływu na jedno z kryteriów dyspozycyjności i wtedy nota uszkodzenia $N_X = 1$, co wynika ze wzoru $\beta, \gamma = f(X_X - 1)$,
- gdy $X_X = Y_X = Z_X$, to także $N_X = X_X = Y_X = Z_X$.

Stosując powyższe formuły ustalono dla uszkodzenia nr 1 wartości jego noty. Uszkodzenie nr 1 (spekania na całym obwodzie przewodu):

- $N_D = 5,00$ - ocena zła,
- $N_F = 2,37$ - ocena dobra do zadowolającej,
- $N_S = 5,00$ - ocena zła.

Uszkodzenie nr 2 (rysa podłużna):

- $N_D = 3,58$ - ocena zadowolająca do krytycznej;
- $N_F = 1,00$ - ocena bez znaczenia dla stanu sieci;
- $N_S = 4,07$ - ocena krytyczna.

Analogicznie można dokonać analizy pozostałych uszkodzeń z przykładowego protokołu inspekcji optycznej przeprowadzonej w mieście Pforzheim.

5.2 Notacja uszkodzeń punktowych, równoległych i na długości

Przeprowadzenie klasyfikacji uszkodzeń li tylko na podstawie oceny punktowej nie jest wystarczającym warunkiem podjęcia trudnej decyzji, czy dany odcinek sieci zostanie poddany konserwacji, czy też odnowie. W modelu tym jest to rozwiązane w ten sposób, że w celu ustalenia gęstości uszkodzeń noty pojedynczych uszkodzeń N_X są przedstawiane w postaci określonego diagramu schodkowego. Natomiast, aby prawidłowo skonstruować taki diagram uszkodzeń należy uwzględnić następujące warunki:

- wartości rzędnych są notami uszkodzeń,
- fragmenty odcinka sieci bez uszkodzeń przyjmują wartość $N_X = 1$,
- noty pojedynczych uszkodzeń $N_E = N_X$,
- noty równoległych uszkodzeń są obliczane ze wzoru (3):

$$N_P = N_O + \sum_{k=1}^{k=n} \frac{1}{k!} \cdot \left(\frac{N_K - 1}{N_O} \right)^k \quad (3)$$

gdzie:

- N_E - nota pojedynczego uszkodzenia,
- N_P - nota uszkodzeń równoległych i z reguły $N_P < N_0 + 1$,
- N_0 - najwyższa nota pojedyncza,
- N_K - pojedyncza nota uszkodzenia równoległego i $N_{K-1} \geq N_K \geq N_{K+1}$.

5.3 Notacja stanu odcinka sieci

Nota dla uszkodzeń występujących na długości odcinka kanału jest ustalana zgodnie z ogólną formułą zapisaną jako:

$$N_L = \frac{\int N^2 \cdot dL}{\int N \cdot dL} \quad (4)$$

co oznacza stosunek *momentu krzywej 2-go stopnia do momentu krzywej 1-go stopnia* i jest równy *momentowi oporu*.

W przypadku każdego odcinka sieci ustala się we wstępnej fazie dwie wartości ze wzorów (5) i (6). Nota odcinka:

$$H_x = \frac{\sum N_x^2 \cdot \Delta L}{\sum N_x \cdot \Delta L} = \frac{L - \sum \Delta L_s + \sum N_{sx}^2 \cdot \Delta L_s}{L - \sum \Delta L_s + \sum N_{sx} \cdot \Delta L_s} \quad (5)$$

gdzie:

- długość danego odcinka sieci $L = \sum \Delta L$,
- uszkodzone fragmenty odcinka sieci ΔL_s ,
- nota uszkodzenia N_{sx} ($N_x > 1$) obejmuje cały odcinek sieci, to znaczy fragmenty bez uszkodzeń ($N_x = 1$) oraz uszkodzone.

Nota uszkodzenia:

$$S_x = \frac{\sum N_{sx}^2 \cdot \Delta L_s}{\sum N_{sx} \cdot \Delta L_s} \quad (6)$$

odnosi się tylko do uszkodzonych fragmentów odcinka. Poprzez porównanie wielkości H_x i S_x uzyskuje się pewną charakterystyczną wartość rozkładu gęstości uszkodzenia d_x . Wartości tego rozkładu oblicza się na podstawie wzoru (7) i oznacza stosunek promienia noty odcinka do promienia noty uszkodzenia, i tak:

$$d_x = \sqrt{\frac{\sum N_x^2}{\sum \Delta L} \cdot \frac{\sum \Delta L}{\sum N_{sx}^2 \cdot \Delta L_s}} \approx \quad (7)$$

Promień we wzorze (7) jest rozumiany jako odległość środka ciężkości obciążenia, którym jest schodkowy diagram notacji pojedynczych uszkodzeń. Po przekształceniu wzoru (7) uzyskuje się jego zmodyfikowaną postać:

$$d_x = \sqrt{\alpha \left(1 + \frac{1-\alpha}{\sum N_{sx}^2 \cdot \Delta L_s} \right)} = \sqrt{\frac{H_x}{S_x} \cdot \left(\alpha + \frac{1-\alpha}{N_s} \right)} \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{\sum \Delta L_s}{L} = \quad (9)$$

$$N_s = \frac{\sum N_s \cdot \Delta L_s}{\sum \Delta L_s} = \quad (10)$$

gdzie:

- α - uszkodzona długość odcinka sieci,
- N_s - średnia wartość noty uszkodzenia.

Gęstość uszkodzenia d_x przyjmuje wartości w przedziale od 0 do 1 i sygnalizuje konieczny zakres zabiegów renowacyjnych. Gdy d_x przyjmuje wartość większą od 0,5, to niezbędne jest przeprowadzenie odnowy na całej długości odcinka. Zastosowanie powyższego systemu klasyfikacji stanu technicznego sieci kanalizacyjnej miasta Pforzheim potwierdziło tezę, że parametr gęstości uszkodzenia d_x jest niezawodnym kryterium oraz instrumentem planowania jej średnio i długoterminowej odnowy.

Na podstawie wartości parametrów H_x , S_x oraz d_x można ustalić tak zwaną notę stanu Z_x , która jest reprezentatywnym parametrem stanu techniczno-eksploatacyjnego danego odcinka w kontekście jego dyspozycyjności. Notę stanu Z_x można wyznaczyć na podstawie wzoru (11):

$$Z_x = H_x + d_x \cdot (S_x - H_x) \quad (11)$$

dla którego muszą być spełnione poniższe warunki:

- $H_s \leq Z_x \leq S_x$,
- dla $H_x = S_x \rightarrow d_x = 1$ oraz $Z_x = H_x = S_x$,
- dla $d_x \approx 0 \rightarrow Z_x \approx H_x$,
- dla $d_x \approx 1 \rightarrow Z_x \approx S_x$.

Stosując powyżej zdefiniowane formuły ustalono dla konkretnego przykładu wartość ogólnej notacji odcinka, notacji uszkodzenia i gęstości uszkodzenia, a wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Notacja stanu przykładowego odcinka sieci kanalizacyjnej

	Cele dyspozycyjności sieci		
	Szczelność	Funkcjonalność	Nośność
Nota odcinka			
Nota uszkodzenia	$H_D = 4,40$	$H_F = 3,22$	$H_S = 4,71$
Gęstość uszkodzenia	$S_D = 4,43$ $d_D = 0,98$	$S_F = 3,32$ $d_F = 0,94$	$S_S = 4,74$ $d_S = 0,98$
Nota stanu technicznego	$Z_D = 4,43$	$Z_F = 3,31$	$Z_S = 4,74$
Ocena stanu	krytyczny	zadowalający	krytyczny

Parametr d_x przyjmuje wartości w przedziale od 0,94 do 0,98, to znaczy, że $d_x > 0,50$ i dlatego analizowany odcinek musi być poddany odnowie. Dla wykazania efektywności tego modelu przeanalizowano ponownie przykładowy odcinek sieci, z tą różnicą, że wzięto pod uwagę tylko uszkodzenia zlokalizowane pomiędzy stacją 0,80 i 5,40 m (uszkodzenia nr 1 i 2). Wyniki powyższej analizy zestawiono w tabeli 4.

Dla każdego kryterium dyspozycyjności sieci wartości parametru d_x są mniejsze od 0,50, co świadczy o tym, że sama konserwacja tego odcinka jest wystarczającym zabiegiem renowacyjnym.

6. Warunki brzegowe

Konkretne uwarunkowania eksploatacyjne mogą, a niejednokrotnie mają istotny wpływ na ustalenia priorytetów zabiegów renowacyjnych oraz kolejności ich wykonania. *Pforzheimer Modell* uwzględnia wszystkie ważne warunki brzegowe, które w perspektywie mają istotny wpływ na kryteria dyspozycyjności sieci.

Warunki techniczne: rodzaj kanalizacji, stopień zanieczyszczenia ścieków, znaczenie kanału (główny, zbiorczy, lokalny, przyłącze), wiek kanału i jego konstrukcja (materiał, rodzaj połączeń i typ posadowienia).

Warunki o znaczeniu peryferyjnym: rodzaj podłoża gruntowego, szczególnie w aspekcie jego wodoprzepuszczalności, poziomu zwierciadła wody gruntowej w stosunku do posadowienia kanału, rodzaj zabudowy na powierzchni terenu (zabudowa przemysłowa, mieszkalna i mieszana), obciążenie kanału z tytułu ruchu drogowego (kategoria drogi).

Warunki krytyczne: tereny ochrony wód podziemnych wymagające szczelnych przewodów kanalizacyjnych, rezerwy hydrauliczne sieci w aspekcie jej funkcjonalności, nośności oraz bezawaryjna eksploatacja kanalizacji i innych obiektów podziemnych.

Tabela 4. Notacja stanu przykładowego odcinka z uwzględnieniem uszkodzenia nr 1 i 2

	Cele dyspozycyjności sieci		
	Szczelność	Funkcjonalność	Nośność
Nota odcinka			
Nota uszkodzenia	$H_D = 2,44$	$H_F = 1,20$	$H_S = 2,56$
Gęstość uszkodzenia	$S_D = 4,32$	$S_F = 2,37$	$S_S = 4,52$
	$d_D = 0,45$	$d_F = 0,48$	$d_S = 0,44$
Nota stanu technicznego	$Z_D = 3,29$	$Z_F = 1,76$	$Z_S = 3,43$
Ocena stanu	zadowalający	dobry	zadowalający

Analogicznie, jak w przypadku oceny pojedynczych uszkodzeń, wartości powyżej zdefiniowanych warunków peryferyjnych mogą być odczytane z tabeli tak zwanych wartości bazowych. Zawiera ona informacje dotyczące ważności warunków brzegowych w odniesieniu do poszczególnych kryteriów dyspozycyjności sieci. W celu ustalenia reprezentatywnej noty odnośnie pewnego kryterium dyspozycyjności sieci, brane są pod uwagę dwie noty częściowe oznaczone jako nota ogólna A_X i nota krytyczna B_X . Nota ogólna A_X jest odpowiedzialna za brzegowe warunki techniczne. Matematycznie jest ona wyrażona przy pomocy formuły średniej wartości arytmetycznej ważonej z zależności (12):

$$A_X = \frac{\sum_{i=1}^n R_{xi} \cdot r_{xi}}{\sum_{i=1}^n r_{xi}} \quad (12)$$

gdzie:

- R_{xi} - wartość brzegowa odczytana z odpowiedniej tabeli,
- r_{xi} - ważność wartości brzegowej.

Drugim elementem składowym noty ogólnej jest wartość krytyczna warunków brzegowych, która w zależności od kryterium dyspozycyjności sieci przyjmuje określone wartości.

Kryterium szczelności jest funkcją zależną od strefy ochrony wód podziemnych, przyjmując określone wartości, i tak:

- $B_D = 2$, gdy brak strefy ochronnej;
- $B_D = 3$, gdy jest strefa ochronna IIIb;
- $B_D = 4$, gdy jest strefa ochronna IIIa;
- $B_D = 5$, gdy jest strefa ochronna IIb.

Kryterium funkcjonalności związane jest z hydrauliką kanału, którą określa się ze wzoru (13):

$$B_F = 2 + 3 \cdot \frac{\Delta h}{h_u - h_s} \quad (13)$$

gdzie:

$$2 \leq B_F \leq 5,$$

Δh - wysokość ciśnienia w stosunku do najwyższego punktu przekroju przewodu kanalizacyjnego, m;

h_u - odległość najwyższego punktu przekroju poprzecznego przewodu kanalizacyjnego do poziomu powierzchni terenu, m;

h_s - odległość bezpieczna, m.

Kryterium nośności przewodu wyznacza się w oparciu o zależność (14):

$$B_S = 2 + \frac{1 + \sqrt{d}}{h_u} \quad (14)$$

gdzie:

$$2 \leq B_S \leq 5,$$

d - średnica wewnętrzna przewodu, m;

h_u - odległość najwyższego punktu przekroju poprzecznego przewodu kanalizacyjnego do poziomu powierzchni terenu, m.

Reprezentatywną notę warunków brzegowych uzyskuje się w zależności od noty ogólnej i krytycznej, korzystając z formuły (15):

$$R_X = \frac{1}{3} \left[\left(1 + \frac{A_X}{2} \right) \cdot \left(B_X - 2 \right) + 5 \cdot \left(B_X - 2 \right) \right] \quad (15)$$

gdzie:

$$2 \leq R_X \leq 5,$$

przy $A_X = 2$ (wartość neutralna) $R_X = B_X$,

$$\text{przy } B_X = 2 \text{ (wartość neutralna) } R_X = \frac{1}{2} \left(A_X + B_X \right) + 1 + \frac{A_X}{2} \leq 3,50,$$

przy $B_X = 5$ (wartość bardzo problematyczna) $R_X = 5$.

Dla konkretnego przykładu nota ogólna, krytyczna oraz reprezentacyjna przyjmują określone wartości, i tak:

- $A_D = 3,25$, $A_F = 3,83$, $A_S = 3,92$;
- $B_D = 2$ (kanał nie jest przeciążony hydraulicznie, gdyż $\Delta h = 0,33$, a $h_u = 3,34$ m), $B_S = 2,52$, $R_D = 2,63$, $R_F = 3,16$, $R_S = 3,31$.

Z analizy wartości reprezentatywnej noty warunków brzegowych wynika, że dany przewód kanalizacyjny nie przebiega przez strefę ochrony wód podziemnych. Jeżeli jednak badany przewód przebiegałby przez obszar strefy ochronnej IIIa, to parametr R_D przyjąłby wartość równą 4,21. Z kolei wartości pozostałych not reprezentatywnych świadczą o lokalizacji kanału w bardzo

zurbanizowanym centrum miasta, o dużym natężeniu ruchu kołowego. Gdyby dany obiekt był posadowiony na głębokości 1,0 m, to R_F przyjąłby wartość równą 4,19, a R_S wartość równą 4,16.

7. Wartość charakterystyczna i priorytetowa

Poprzez powiązanie noty stanu technicznego Z_X z notą warunków brzegowych R_X ustala się tak zwaną wartość charakterystyczną K_X , którą wyznacza się ze wzoru (16):

$$K_X = Z_X + \frac{1}{6} (R_X - 1) (R_X - 2) \quad (16)$$

gdzie:

$1 \leq K_X \leq 6$, $Z_X \leq K_X \leq 1,5Z_X$, gdy $Z_X = 1$, to $K_X = 1$; gdy $R_X = 2$, to $K_X = Z_X$.

Dla analizowanego przykładu parametr ten przyjmuje następujące wartości:

$K_D = 4,79$ - wartość prawie krytyczna,

$K_F = 3,76$ - wartość jeszcze akceptowalna,

$K_S = 5,56$ - wartość bardzo krytyczna.

W oparciu o wartość charakterystyczną K_X można ustalić priorytet wykonania zabiegów renowacyjnych P_X z zależności (17).

$$P_K = K_1 + \frac{K_1 \cdot K_3 - 1}{K_1^2} \quad (17)$$

gdzie:

$K_1 \geq K_2 \geq K_3$; gdy $K_2 = K_3 = 1$, to $P_K = K_1$ i $K_1 \leq P_K \leq K_1 + 1$.

Dla wybranego przykładu wartość P_K wynosi 6,11. Natomiast przy uwzględnieniu warunków niekorzystnych, a więc krytycznych warunków brzegowych wartość P_K wynosi 6,68. Harmonogram realizacji planowanych zabiegów renowacyjnych przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Harmonogram realizacji planowanych zabiegów renowacyjnych

Odnowa natychmiastowa		Odnowa krótkoterminowa		Odnowa średnioterminowa	
Konserwacja	Odnowa całego odcinka	Konserwacja	Odnowa całego odcinka	Konserwacja	Odnowa całego odcinka
Kryteria: wartości graniczne określonych parametrów albo not, ale także określone kody uszkodzeń					

Przy ustalaniu ostatecznej kolejności realizacji odnowy należy brać pod uwagę także czynniki, które nie zależą od stanu techniczno-budowlanego sieci, a wynikają z konieczności skorelowania odnowy sieci z renowacją innych elementów infrastruktury technicznej. Wpływ zespołu czynników zewnętrznych na wartość liczby priorytetowej odnowy sieci został uwzględniony poprzez tak zwaną liczbę priorytetową zewnętrzną, zgodnie z zależnością (18):

$$P_S = P_K \pm P_E \quad (18)$$

gdzie:

- P_S - liczba priorytetowa odnowy,
- P_K - liczba priorytetowa kanału,
- P_E - liczba priorytetowa zewnętrzna.

Parametr P_E może przyjąć zarówno wartości pozytywne jak i negatywne, w zależności od tego, czy będzie on proces realizacji odnowy sieci spowalniał, czy przyspieszał.

8. Podsumowanie

Przedstawiony w pracy model klasyfikowania stanu techniczno-eksploatacyjnego sieci kanalizacyjnej stanowi przykład matematyczno-logicznej analizy wyników inspekcji optycznej w celu ustalenia priorytetów i czasu realizacji zabiegów renowacyjnych. Ideą przewodnią systemu *Pforzheimer Modell* jest powiązanie notacji stanu technicznego badanego odcinka sieci z notacją tak zwanych warunków brzegowych jego funkcjonowania. Pewna matematyczna zależność tych dwóch parametrów pozwala ustalić wartość charakterystycznego wskaźnika każdego odcinka sieci, który definiuje priorytety odnowy. W wyniku przeprowadzonej odnowy powinno się osiągnąć pełną dyspozycyjność eksploatowanej sieci w aspekcie jej funkcjonalności, szczelności oraz nośności.

Model ten, w przypadku miasta Pforzheimer jest algorytmem całkowicie zintegrowanym z bankiem danych sieci kanalizacyjnej. Na szczególną uwagę zasługuje fakt, że jest on od momentu wdrożenia w połowie lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia do praktyki eksploatacyjnej aż do chwili obecnej podstawowym instrumentem planowania zabiegów renowacyjnych. Piętnastoletni okres stosowania *Pforzheimer Modell* jest wystarczająco długim przedziałem czasu, który w jednoznaczny sposób potwierdza jego aplikacyjność i przydatność do bieżącego planowania inwestycji w zakresie odnowy sieci kanalizacyjnej.

Literatura

- [1] Müller-Winterstein R., Hotz R.: Was sollen, was können Modelle zur Zustandserfassung und -bewertung von Kanalnetzen leisten? Eine Alternative: Das „Pforzheimer Modell“, Korrespondenz Abwasser 1996 (43) Nr 1, 24-40.

- [2] Merkblatt ATV-M 149, Zustandserfassung, -klassifizierung und –bewertung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden, April 1999.
- [3] Raganowicz A., Dziopak J.: Analiza stosowanych klasyfikacji stanu technicznego sieci kanalizacyjnej. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2012.

**PFORZHEIMER MODELL AS A SYSTEM OF SEWAGE NET
TECHNICAL CONDITION CLASSIFICATION FOR THE PURPOSES
OF ITS MODERNIZATION**

S u m m a r y

The article deals with the most popular German system of sewage net technical condition classification, which in appropriate way describes the technical state of pipes on the base of optical inspection results for the purposes of modernization in different condition of sewage system functioning. *Pforzheimer Modell* is a logic-mathematical system, which differentiates the sewage system technical and exploitation state on the base of the damages analysis in the context of boundary functional conditions. The aim of modernization based on this model is to obtain full functionality of inspected system. This functionality is defined by the following three criteria: hydraulic capacity, tightness and carrying capacity.

Stanisław J. RYSZ
Podkarpacki Urząd Wojewódzki w Rzeszowie
Wydział Bezpieczeństwa i Zarządzania Kryzysowego

THE POTENTIAL OF LOCAL INITIATIVES ON EXAMPLE OF FLOOD WARNING SYSTEM IN SOUTH-EAST POLAND

Next to traditional range of infrastructure protecting against flooding: embankments, polders and reservoirs, there are some specific activities aimed at obtaining peculiar effects, which enable residents of areas being at risk of flooding, to avoid casualties and losses – they are called local systems of warning against flood (LSWAF).

1. Introduction

Due to the terrain, its geological structure, characteristics of vegetation and the specificities of the implemented infrastructure, certain areas are particularly susceptible to the occurrence of specific events. Podkarpackie voivodeship is exposed to floods and their associated landslides. This paper was formed as a result of observations made by the author at the occasions of the last few floods which damaged areas of Podkarpacie. The consequences for environment depending on actions taken by the authorities were also taken into consideration.

Areas of the South-East Poland which were selected to the introspection usually differ from each other in terms of topography, geological structure and resources.

The local authorities have also different opinions on actions that should be taken in area of crisis management.

For simplification the author decided to use administrative division of voivodeship and assigned the concerned areas to counties and municipalities.

The analysis of the official reports and news from the period of flooding in 2010 shows that in subject of flood security most of information was focused on embankments. Officials and journalists were focusing mostly on status of flood banks and levels of water.

Author attempted to present an interesting trend, which can be noted among certain counties of the Podkarpackie voivodeship – organizing local

systems of warning against flood (LSWAF) based on data available after flooding in 2010.

Embankments are important elements of infrastructure of flood passive security. Parallel to passive protection there are some active forms of anti-flood protection. Observations of floods during last 10 years in South-Eastern Poland showed that a lot of support for the inhabitants living on flood-prone areas were provided by local systems of warning against flood.

The idea of such system was first suggested in year 2001 in Tarnów-county, Małopolskie voivodeship. The list of expectations which computer system should meet and its basic functions were prepared in the first place after a series of meetings and discussions with representatives of departments of crisis management and members of authorities. In 2002 Tarnów-county authority had opened an invitation to tender such systems, which was won by RWD company Prospect Sp. z o.o. In summer 2002 system was installed in Tarnów on Biała river, and it has been operating till today.

Experts maintain, that getting the information about water coming half an hour before flooding enables to save human life and the same information 2 hours before enables to salvage some of the most value subjects. This shows, especially in mountains and near to them, where rate of events change in the initial stage of floods is particularly quick, and how important is the time of warning. It was appreciated for residents of Jasło-county, Ropczyce-Sędziszów-county, Dębica-county, and Mielec-county during disaster in 2010 in Podkarpackie voivodeship. The systems of warning against flood were installed on the bridges over most important rivers stations in the given regions.

The benefits of such systems have quickly been recognised also by other local authorities in the region. Subsequently, similar initiatives were taken by Przeworsk-county, Brzozów-county, Sanok-county and the city of Rzeszów.

An essential component of such system is component responsible for notifying stakeholders of impending threat. In described system it is done in several ways. On one hand, it is realized by sending SMS-messages about threat. They are sent to people whose mobile numbers were signed up to the database organized for such occasions by the crisis management appropriate for the given area. Additionally, everyone can find information about the situation on the website where current movements of floods are being shown.

2. What is easy and what is difficult in LSWAF building?

Table. 1 The SWOT analysis of flood monitoring

<p>I. Strengths</p> <p>1) The construction of the LSWAF perfectly meets the Action 4.2 infrastructure of the flood and the rational management of water resources in Axis 4: PROTECTION OF ENVIRONMENTAL LEGISLATION and the PREVENTION of Regional Operational Programme for Podkarpackie voivodeships for the years 2007-2013.</p> <p>2) Design perfectly fits into the statutory programs of WFOŚiGW (Provincial Fund for</p>

Environmental Protection and Water Management in Warsaw).

- 3) Simple and understandable idea of the project.
- 4) The architecture of the system allows to customize it to needs and upgrade, if changes occur.
- 5) Price depend on the scope of the project.
- 6) Structure of costs easy to understand.
- 7) Potentially short time system construction.
- 8) Monitoring system for the slowly flowing rivers for mounting measuring elements uses structures of existing bridges, which significantly reduces their cost.
- 9) Possibility of rapid substitution of damaged probes on others.
- 10) The control panel of system placed in a base station in Emergency Management Centre of county.
- 11) Usage SMS's enables quick data transmission to base station and next, at the same time, to persons and institutions placed in database which are responsible for functioning crisis management appropriate to the area.
- 12) The CCM of voivodeship has fully and current access to the data contained in the database administration system (the application allows to preview the current levels of present, past and future projections for the designated).
- 13) The use of the Internet infrastructure – current access for interested inhabitants to information on the systems website.
- 14) Short time of information flow between the participants in the process of crisis management at various levels administrations in Podkarpackie voivodeship.
- 15) Ability to prepare system to current emergency activities and direct management of security, based on data available in systems next to the area of crisis.
- 16) Possibility advance warning of threat to residents and companies on endangered areas.
- 17) System lets better organize activities of warning and protection against flooding in areas, where flooding is result of dynamic changes of streams, which every day do not present threat.
- 18) System enables current estimation of changes caused by rainfall in area of local watercourses and streams.
- 19) Ability to simulate the evolution of situation based on digital maps of GIS (Geographic Information System), historical information's about flooding and maps of flood plains areas.
- 20) In long time, LSWAF allows to develop areas of potential flooding associated with each of rivers on protected area.

II. Weaknesses

- 1) Necessity of installing sensors over monitored rivers directly before the expected threat.
- 2) Need for current oversight for IT and measuring infrastructure.
- 3) Difference of status of objects for mounting individual stations monitoring - possible some costs associated with the improvement of some objects.
- 4) Ability to reduce network bandwidth of mobile telephony in periods of holidays and a failure as a result of increased number of connections and as an effect of destroying by people and atmospheric conditions (thunderbolts).
- 5) Need to increase density of network of monitoring stations for improving efficiency of LSWAF.
- 6) Risk associated with the availability of the Internet: infrastructure failures, attacks by hackers, errors of services, etc.
- 7) Preparation and training of employees to work with system in municipalities and counties.
- 8) Risk of inappropriate choice place for mounting infrastructure of monitoring.
- 9) Sensitivity to destroying by people.
- 10) The largest field of project and major of costs would be paid by local authorities with comparatively small incomes (for example area Bieszczady and other submountain areas)

11) Necessity to build, from beginning, systems for monitoring streams and rivers in areas of mountains.
III. Opportunities <ol style="list-style-type: none"> 1) Several alternative ways of financing. 2) Activation most interested residents and local entities to preventive action. 3) Reduction of risks for public infrastructure. 4) Modernization of equipment cooperating with the system. 5) Streamlining the procedures of response and cooperation on crisis management. 6) Management on basis of accurate and actual data. 7) Increasing activity of inhabitants of protected areas to protect themselves. 8) Better conditions of insurance policy.
IV. Threats <ol style="list-style-type: none"> 1) Need to focus around project other authorities – opportunity for conflicts of interests. 2) Complex system of financing and changes of ownership of material elements of the project. 3) Potential problems with making decision by individual councils of municipalities and counties. 4) Possible conflicts between partners in area of incurred costs and acquired tangible components of a project. 5) Possibility of not meeting expectations of inhabitants of areas monitored. 6) Need for continuing care about design elements after it starts . 7) unknown costs of current maintenance for elements not subject to warranty. 8) Possibility of withdrawal of some partners of project during preparation.

Some of the issues that have been assigned to the block THREATS are also repeated within the block of WEAKNESSES. Easiness of understanding depends on the properties of the environment in which the LSWAF are installed, and the issues will change with the changes of the environment.

3. Model of the local system warning against flooding

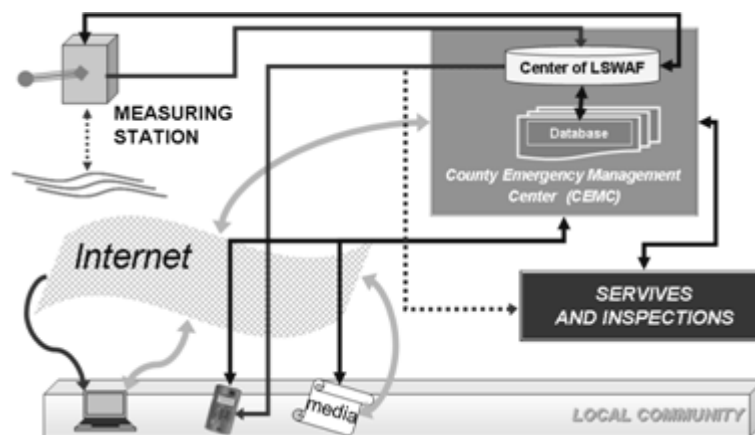


Figure 1. Idea of local system warning against flood (LSWAF)

Idea of local system warning against flooding for the first time was successfully implemented in Podkarpackie voivodeship in 2007 in Jasło-county, Dębica-county, Ropczyce-Sędziszów-county and Mielec-county.

Authorities signed a relevant agreement and the basin of Wisłoka river began to be monitored; in face of impending collapse of weather on previously prepared positions on bridges over the Wisłoka river and its tributaries, mounted ultrasonic probes to measure distance between probe and mirror of water under the bridge.

LSWAF action is intended to alert as soon as possible about the threat and to provide data for the institutions responsible for the rescue operation. System sends alerts to control panel and to operator of crisis management and then to all concerned. Database of people and institutions, which should be warned about threat as first, was prepared by CCMC.

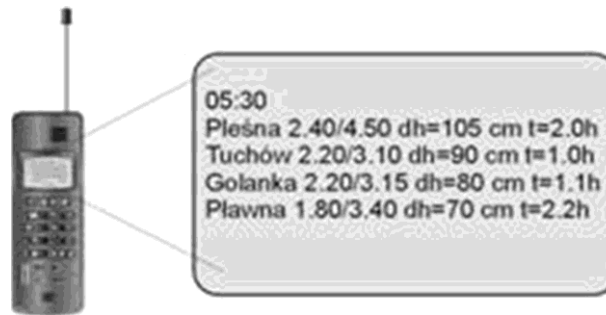


Figure 2. The example of SMS message

Due to the fact that such system provides services to many local authorities, primarily of municipals and counties, the most reasonable way for taking such initiatives are agreements between local authorities. This is evident in initiatives of Podkarpackie voivodeship.

4. Balance expectations and effects

Estimated costs of LSWAF depend on number of measurement stations, range of functionality of a system and complexity of its structure. Among systems installed in Podkarpackie voivodeship the largest market share of the products has a RWD Prospect Sp. z o.o.

In year 2011 sample costs construction LSWAF were as follows:

- PLN 310 000 in the county of Przeworsk - included Grant Regional Fund for Environmental Protection (WFOŚiGW) amounting to PLN 186 000 accounted for 60% of total cost of task. Remaining 40% covered the county and the municipalities participating in the project,

- PLN 166 000 in the county of Brzozów – co-financed in parts by: WFOŚiGW – PLN 91 000, county – PLN 21 000 the rest gave six municipalities participating in project,
- PLN 164 000 in Rzeszów – city gave 30% of costs, and the rest financed WFOŚiGW.

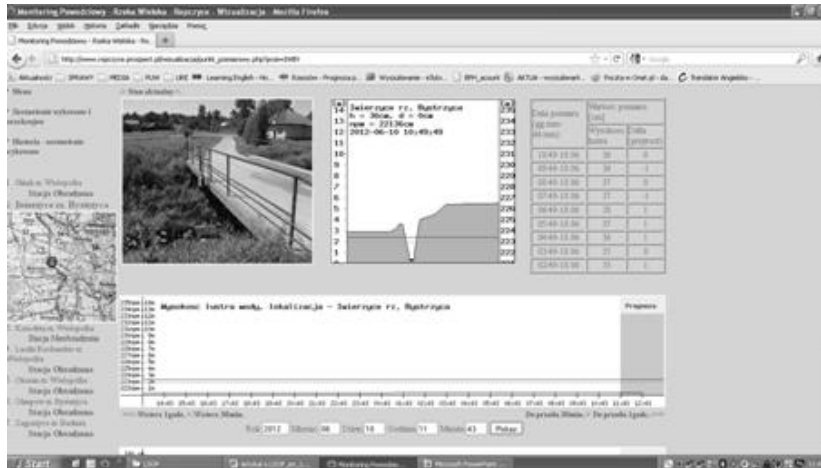


Figure 3. The website of one of LSWAF measuring stations in Ropczyce-Sędziszów-county

Annual sample costs of maintenance of the system (as example the LSWAF of district of Mielec) is about PLN 12 000 per year. For comparison, estimated losses in Podkarpackie region caused by the flood in 2010 were accounted for PLN 1,3 billion.

In addition to the financial dimension, the fact of activation of communities on areas monitored by the LSWAF is also crucial. It is extremely important that inhabitants of the threatened areas participate actively in receiving the information about threats on the basis of which they could take the proper actions. Then, people living in areas at risk of flooding warned by the system are preparing their families, houses, mobility, food, money and documents, in order to protect themselves from water. Very important at those moments is also neighbourly help. Safety and efficiency of all activities before, during and after flooding depend on accumulated knowledge and experience. To use the information which generates LSWAF properly the residents of threatened areas should be educated to be able to take right actions. A good example of this type of operation is a small instruction in case of the event of floods, which was developed and delivered by Emergency Management Centre of district of Mielec.

5. What is to be done?

Next step should be a creation of a new generation of devices reacting on volume and dynamics of precipitation. This functionality would give people inhabiting area near the mountain brooks and streams an additional time to take preventive actions. It is extremely important since their houses are located in places where the flooding begins its destruction, e.g. in valleys of mountains. Often it is not possible to use existing facilities, because they simply do not have a place where they can be installed.

Since in Poland a lot of houses are being built on flood plains flood warning systems become a necessity. Taking into consideration specific topography of these areas their anti-flood protection is difficult and expensive.

Excellent examples of this are residential areas of Wrocław Kozanów, or closer to, residential areas 'Gądky' in Jasło or areas near to Strug river in the vicinity of Rzeszów.

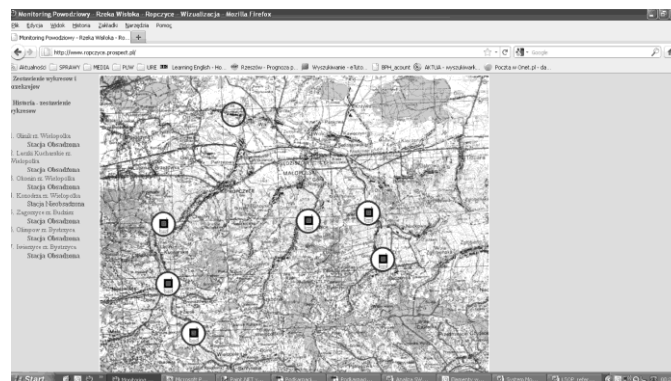


Figure 4. The website with view of map of the area monitored by LSWAF of Ropczyce-Sędziszów-county

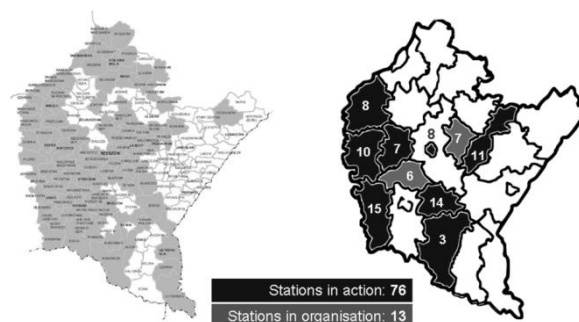


Figure 5. Correlation of counties flooded in the disaster of 2010 year with the areas monitored of the SFWS in Podkarpackie voivodeship

References

- [1] Sieć hydrograficzna województwa podkarpackiego [in:] Powódź 2010 – przyczyny i skutki, collective work (Ed.) J. Lipińska, Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie, Rzeszów 2011.
- [2] Rysz S., Powódź w maju i czerwcu 2010 roku – pięć wymiarów żywiołu na Podkarpaciu, [in:] Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej: Ekonomia i Nauki Humanistyczne, Z. 18.
- [3] Siudak M., Konieczny R., Jak sobie poradzić z powodzią. Poradnik dla animatora edukacji Powodziowe, KZGW Kraków 2010.
- [4] Instrukcja na wypadek powodzi dla mieszkańców Powiatu Mieleckiego, collective work (Ed.) Kamiński Z., Mielec 2010.
- [5] Rysz S., Lokalne systemy ostrzegania powodziowego na Podkarpaciu, [in:] INFRAEKO 2012, Rzeszów-Kraków 2012.
- [6] <http://www.gazetaprawna.pl/tagi/powodz-2010> (11.03.2012 r.)
- [7] <http://www.bip.wfosigw.rzeszow.pl/pliki/lpp-2012-opis.pdf> , str. 2, pkt. 7.1 (17.05.2012)
- [8] <http://www.bip.wfosigw.rzeszow.pl/pliki/lpp-2012-opis.pdf> , str. 2, pkt. 7.1 (17.05.2012)
- [9] <http://www.ropczyce.prospect.pl> (28.05.2012).
- [10] http://www.jawornikpolski.itl.pl/czytaj,Powiatowy_system_monitoringu_i_ostrzegania_powodziowego_na_terenie_powiatu_przeworskiego_,199, (26.03.2012 r.)
- [11] http://www.powiatbrzozow.pl/index.php?option=com_content&view=article&id=480:rzeki-powiatu-brzozowskiego-pod-kontrol&catid=35:news-glowna, (26.03.2012 r.)
- [12] <http://www.nowiny24.pl/apps/pbcs.dll/article?AID=/20120116/RZESZOW/751324871>, (26.03.2012 r)
- [13] www.monitoringrzek.pl/rzeszow, (26.03.2012 r.)
- [14] http://wiadomosci.gazeta.pl/wiadomosci/1,114873,7920012,Wroclaw__Sleza_przerwala_wal_na_Kozanowie__Sytuacja.html (28.03.2012)
- [15] http://www.se.pl/wydarzenia/kraj/jaslo-podkarpackie-ropa-przerwala-waly-ewakuacja-4_141604.html (28.03.2012)
- [16] <http://www.nowiny24.pl/apps/pbcs.dll/article?AID=/20090623/REGION00/552003794> (28.03.2012)
- [17] Regionalny Program Operacyjny Województwa Podkarpackiego (RPO WP) na lata 2007-2013, on website: http://www.rpo.podkarpackie.pl/pliki/file/Dokumenty%20Programowe/RPO/zakual_rpo_wp_12_2011.pdf (12.03.2012)
- [18] Szczegółowy opis priorytetów Regionalnego Programu Operacyjnego Województwa Podkarpackiego na lata 2007-2013, on website: http://www.rpo.podkarpackie.pl/pliki/file/Dokumenty%20Programowe/szczegolowe_opisy_umieszczane_od_sierpnia_2011/120601_urpo_wp29052012.pdf, (03.06.2012)
- [19] Zdążyć przed powodzią. Przewodnik metodyczny na temat lokalnych systemów monitoringu i ostrzeżeń powodziowych, Instytut ds. współpracy z samorządami IMGW, on website: http://www.powiatzary.pl/d_pczk/zdazyc.pdf

THE POTENTIAL OF LOCAL INITIATIVES ON EXAMPLE OF FLOOD WARNING SYSTEM IN SOUTH-EAST POLAND

S u m m a r y

Next to the traditional anti-flood protection infrastructure like embankments, polders and storage reservoirs there are some innovative procedures and systems – like warning against flooding system in South-Eastern Poland (LSOP). Thanks to them local communities living in the areas threatened by flooding can avoid losses.

Marcin SKOTNICKI
Marek SOWIŃSKI
Instytut Inżynierii Środowiska
Politechnika Poznańska

WYKORZYSTANIE OPADÓW SYNTETYCZNYCH W MODELOWANIU ODPLYWU ZE ZLEWNI MIEJSKICH

W publikacji przedstawiono wyniki analizy relacji między parametrami syntetycznych opadów a odpływem ze zlewni. Rozpatrywano wpływ lokalizacji maksimum intensywności deszczu w hietogramie, czasu trwania opadu oraz prawdopodobieństwa przewyższenia na przepływ szczytowy i objętość odpływu. Do transformacji opadu w odpływ z przykładowej zlewni miejskiej wykorzystano model komputerowy SWMM5. Wyniki symulacji w warunkach przepływu becznieniowego nie potwierdzają podstawowego założenia metody granicznych natężeń, zgodnie z którym maksymalny przepływ w kanale zapewnia deszcz o miarodajnym czasie trwania równym czasowi przepływu z najdalszego punktu zlewni do rozpatrywanego przekroju kanału powiększonym o czasy retencji terenowej i kanałowej. Stwierdzono, że w przekrojach kontrolnych o czasach miarodajnych do 30 min największy odpływ wywołują opady o czasie trwania 15 min. Obliczenia w warunkach przeciążenia kolektorów wykazały, że największa objętość wypływu ścieków na powierzchnię terenu jest generowana przez deszcze z maksimum intensywności na początku opadu.

1. Wprowadzenie

Jednym z podstawowych zastosowań symulacji działania systemów kanalizacji deszczowej jest wspomaganie projektowania, zarówno na etapie wymiarowania przekrojów kanałów jak i podczas oceny stopnia zabezpieczenia terenu przed wylaniem ścieków z przeciążonych kanałów [4]. Modelowanie nieustalonych przepływów wód opadowych w sieci kanałów zalecane jest przede wszystkim dla dużych systemów o powierzchni ponad 200 ha [10], a może być stosowane również dla mniejszych zlewni [6]. Wykorzystanie modeli symulacyjnych wymaga dysponowania odpowiednimi danymi opadowymi. Mogą to być hietogramy wzorcowe opadu syntetycznego, serie zarejestrowanych opadów rzeczywistych czy też serie opadów syntetycznych [4, 7, 8]. Dla celów projektowania systemów kanalizacyjnych szczególnie przydatne są hietogramy wzorcowe, z uwagi na prosty sposób opracowania i ograniczoną, zwłaszcza

w warunkach krajowych, dostępność historycznych danych opadowych. W publikacji podjęto temat wyboru rodzaju hietogramu opadu syntetycznego na potrzeby obliczeń symulacyjnych w warunkach przepływu ze swobodnym zwierciadłem oraz przeciążenia kanałów i przepływu ciśnieniowego.

2. Analizowana zlewnia i jej model

Symulacje odpływu prowadzono z użyciem modelu komputerowego zlewni, wykonanego w programie SWMM5, umożliwiającego obliczenia spływu powierzchniowego oraz przepływu w kanałach w warunkach nieustalonych [9]. W modelu uwzględniono łącznie 82 odcinki kanałów oraz 55 zlewni cząstkowych. Powierzchnie zlewni cząstkowych oraz parametry modelu spływu powierzchniowego adoptowano z modelu zlewni kolektora „Piaśnicy”, znajdującej się w Poznaniu i obejmującej tereny zabudowy osiedlowej o wielkości 6,7 km². Obszar ten jest objęty monitoringiem opadów i odpływu [12] i stanowi obiekt analiz wykonywanych przez zespół autorów, co zwiększa wiarygodność wyników symulacji w stosunku do uzyskiwanych dla zlewni syntetycznych. Wartości parametrów modelu zlewni zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wartości parametrów modelu analizowanej zlewni

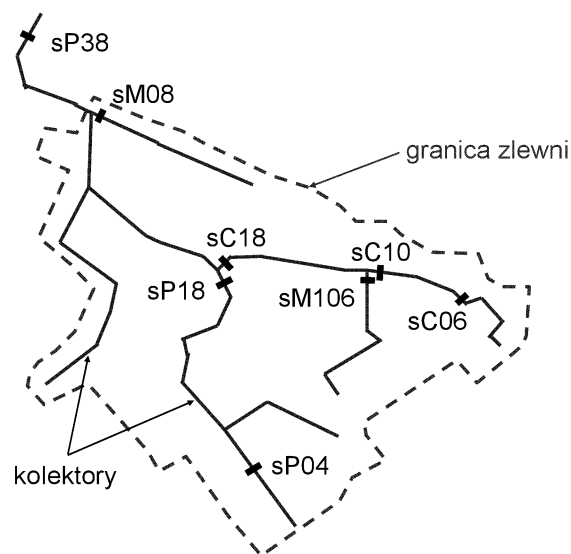
parametr	rodzaj powierzchni	
	uszczelniona	przepuszczalna
nachylenie zlewni [-]	0,005	
współczynnik szorstkości powierzchni zlewni wg Manninga [s/m ^{1/3}]	0,015	0,100
retencja powierzchniowa [mm]	1,5	5,0
infiltracja maksymalna [mm/h]	-	75,0
infiltracja minimalna [mm/h]	-	12,5
stała infiltracji [h ⁻¹]	-	4
współczynnik szorstkości kanałów wg Manninga [s/m ^{1/3}]	0,018	

Stopień uszczelnienia ustalono indywidualnie dla każdej zlewni cząstkowej, biorąc pod uwagę powierzchnię dachów i ulic. Długość drogi spływu (L) ze zlewni cząstkowych przyjęto jednakową dla wszystkich zlewni, równą 75 m [13]. Parametry infiltracji ustalono na podstawie porównania wyników symulacji i pomiarów dla największego deszczu zarejestrowanego w czasie realizowanych pomiarów [14]. Na drodze symulacji ustalono, że dla tych wartości nie następuje spływ z powierzchni przepuszczalnych dla opadu o prawdopodobieństwie przewyższenia $p \leq 0,5$.

W modelu sieci kanalizacyjnej wykorzystywanym w publikacji zachowano istniejącą strukturę sieci, obejmującą podział na odcinki obliczeniowe i spadki dna. Średnice istniejących kanałów skorygowano, aby zapewnić warunki przepływu bezciśnieniowego dla deszczu o prawdopodobieństwie 0,5. System był

bowiem wymiarowany na podstawie innych formuł opadowych i wykorzystanie w omawianej analizie wzoru IMGW, zapewniającego większe wartości opadów dla danej częstości niż np. wzór Błaszczyka spowoduje wystąpienie przeciążeń kanałów. Będący ich wynikiem przepływ ciśnieniowy prowadzi do deformacji kształtu hydrogramu odpływu (redukcja przepływu szczytowego), co zakłóca wyniki i utrudnia ich ocenę.

Na sieci kanałów wyznaczono 8 przekrojów kontrolnych, w których analizowano kształty hydrogramów odpływu (rys. 1).



Rys. 1. Lokalizacja wyznaczonych przekrojów kontrolnych na terenie zlewni

Jako podstawę wytypowania przekrojów przyjęto miarodajny czas dopływu, obliczany na bazie czasu przepływu przez kanały według zasad odpowiadających metodzie granicznych natężeń (MGN). Przy określaniu czasu miarodajnego dla przekroju kontrolnego założono, że czas przepływu jest wyznaczany dla przepływu bezciśnieniowego przy całkowitym napelnieniu kanału. Czas retencji kanałowej przyjęto równy 20% czasu przepływu a czas koncentracji terenowej ustalono na 10 min [1]. Wydzielono następujące kategorie przekrojów kontrolnych (tab. 2):

- kategoria 1 – przekroje charakteryzujące się czasem miarodajnym t_M mniejszym lub równym 30 min (przyjęto tolerancję +5% wartości granicznej),
- kategoria 2 – przekroje o czasie miarodajnym w przedziale od 30 do 60 min,
- kategoria 3 – przekroje, dla których czas miarodajny jest większy od 60 min

Tabela 2. Charakterystyka wybranych przekrojów kontrolnych

nazwa przekroju kontrolnego (węzła sieci)	kategoria przekroju kontrolnego i graniczny czas miarodajny	miarodajny czas przepływu (wg MGN)	powierzchnia zlewni	stopień uszczelnienia zlewni
		t_M [min]	A [ha]	ψ [-]
sC06	1 ($t_M \leq 30$ min)	29,1	37,1	0,08
sM08		24,0	39,9	0,19
sM106		31,0	69,9	0,45
sP04		31,1	31,8	0,31
sC10	2 ($30 \text{ min} < t_M \leq 60 \text{ min}$)	41,3	62,7	0,12
sP18		52,0	231,1	0,33
sC18		53,9	261,9	0,29
sP38	3 ($t_M > 60$ min)	73,4	671,1	0,29

3. Syntetyczne opady obliczeniowe

W obliczeniach symulacyjnych wykorzystano trzy kształty hietogramów syntetycznych. Założono, że we wszystkich analizowanych hietogramach, dla danego czasu trwania, wysokość opadu jest taka sama. Do wyznaczenia tej wysokości wykorzystano zależność opracowaną przez IMGW [2]. Aby uniknąć zmian formuł w zależności od czasu trwania deszczu w rejonie północno-zachodnim, właściwym ze względu na rzeczywistą lokalizację zlewni, dla uproszczenia w obliczeniach przyjęto rejon centralny:

$$P_{\text{MAX}}(t, p) = 1,42 \cdot t^{0,33} + \left[1,693 \cdot \ln \left(\frac{t}{15} + 1 \right) - 1,249 \right] \cdot \left(\ln p \right)^{0,584} \text{ [mm]} \quad (1)$$

gdzie:

t - czas trwania deszczu [min]

p - prawdopodobieństwo przewyższenia opadu [-]

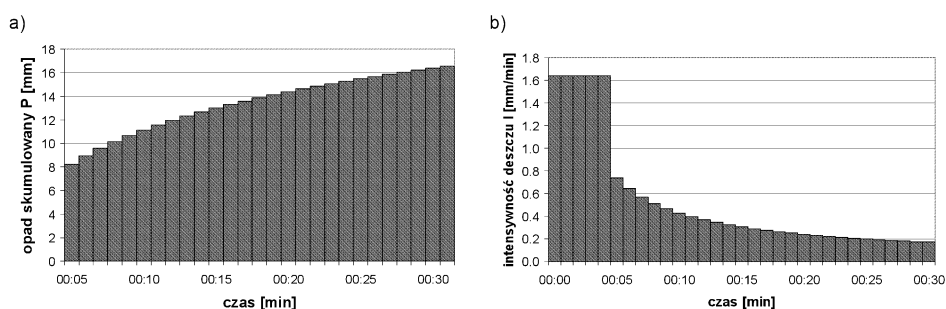
Prawdopodobieństwa przewyższenia uwzględniane w obliczeniach ustalono zgodnie z PN-EN.752:2008 równe 0,5 jako zalecane dla terenów mieszkaniowych do wymiarowania przekrojów kanałów i 0,05 dla kontroli zalewania terenu [4].

Czasy trwania opadów przyjmowano jako równe wielokrotności minimalnego czasu trwania deszczu, który założono równy 15 minut. W analizie wykorzystano deszcze o czasach trwania z zakresu od 15 do 90 minut.

Pierwszym rozpatrywanym hietogramem (hietogram typu A) jest opad o stałej w czasie intensywności (deszcz blokowy). Intensywność deszczu (I) jest obliczana jako iloraz skumulowanej wysokości opadu (P), wyznaczonej według

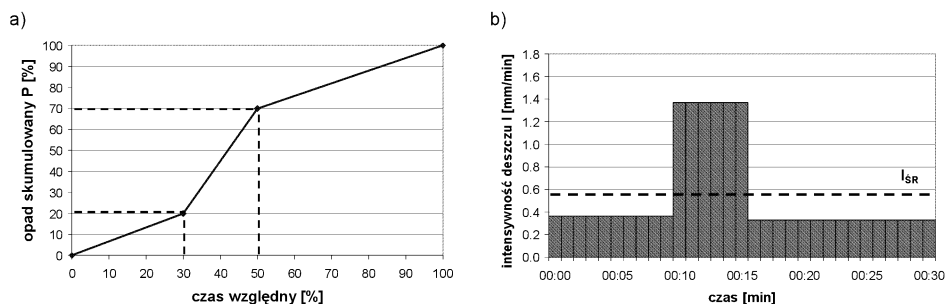
równania (1) oraz odpowiadającego jej czasu (t). Z uwagi na jednoznaczność konstrukcji hietogramu, nie został on pokazany na wykresie.

Drugi analizowany hietogram wyznacza krzywa opadu skumulowanego opisana przez zależność (1) (hietogram typu B). Zgodnie z zakresem obowiązywania formuły IMGW, przez pierwsze 5 minut przyjmowana jest stała wysokość opadu, następnie wysokość skumulowana obliczana jest z krokiem czasowym (Δt) wynoszącym 1 minutę (rys. 2a). Intensywność deszczu (I_i) w danym kroku czasowym jest obliczana jako iloraz przyrostu wysokości opadu (ΔP_i) i długości kroku czasowego (Δt_i) (rys. 2b).



Rys. 2. Przykładowy hietogram typu B ($p = 0,5$, $t = 30$ min): a) wysokość skumulowana, b) intensywność deszczu

Trzeci typ hietogramu (hietogram typu C) wyznaczono na podstawie zaleceń DVWK [3], według których przez pierwsze 30% czasu trwania pojawia się 20% całkowitej wysokości opadu a po połowie czasu trwania wysokość opadu wynosi 70% deszczu całkowitego (rys. 3a). W analizie przyjęto, że w każdej fazie deszczu intensywność jest stała (rys. 3b). Oznacza to, że w fazie I intensywność wynosi 0,67 intensywności średniej, obliczanej jak dla opadu blokowego (hietogram A). W fazie II intensywność wynosi 2,5 intensywności średniej a w fazie III 0,60 wartości średniej.



Rys. 3. Przykładowy hietogram typu C ($p = 0,5$, $t = 30$ min): a) konstrukcja hietogramu, b) intensywność deszczu

4. Analiza relacji między czasem trwania opadu a maksymalnymi wartościami odpływu

Dla wytypowanych przekrojów kontrolnych (rys. 1) wyznaczono wielkość przepływu obliczeniowego według metody natężeń granicznych, przyjmując prawdopodobieństwo przewyższenia deszczu równe 0,5. Wyniki porównano z maksymalnym strumieniem przepływu wyznaczonym przy wykorzystaniu modelu SWMM5 dla deszczu blokowych (hietogram typu A) o czasie trwania odpowiadającym czasowi miarodajnemu wyznaczonemu według MGN dla danego przekroju kontrolnego (tab. 3).

Tabela 3. Porównanie maksymalnych wartości przepływu obliczonych z wykorzystaniem symulacji dla hietogramu typu A i metody granicznych natężeń

Nazwa przekroju kontrolnego (węzła sieci)	Kategoria przekroju kontrolnego	Przepływ wód deszczowych Q [dm ³ /s]		Różnica względna [%]
		wg MGN	wg symulacji	
sC06	1	276	258	7.0
sM08		796	668	19.2
sM106		2820	2780	1.4
sP04		889	670	32.7
sC10	2	550	512	7.4
sP18		4670	4860	-3.9
sC18		4640	4200	10.5
sP38	3	9280	9270	0.1

Na podstawie porównania wyników obliczeń obiema metodami można stwierdzić, że uzyskane wartości przepływu są zbliżone. Dla większości przekrojów kontrolnych przepływy obliczone według MGN są większe od wartości wyznaczonych z użyciem modelu opad-odpływ. Może to świadczyć o obecności rezerwy przepustowości kanałów wymiarowanych na bazie metody natężeń granicznych.

Oceny wpływu czasu trwania deszczu syntetycznego na wartość maksymalnego odpływu wyznaczonego z wykorzystaniem modelu SWMM5 dokonano na podstawie zmienności maksymalnych wartości odpływu w poszczególnych przekrojach kontrolnych. Na potrzeby analizy wprowadzono względną zmianę (ΔQ) przepływów szczytowych interpretowanych jako największe wartości w określonym hydrogramie odpływu, obliczaną dla danej grupy hydrogramów (hydrogramy odpływu w określonym przekroju kontrolnym wywołane hietogramem danego typu o różnym czasie trwania i określonym prawdopodobieństwie przewyższenia) według zależności:

$$\Delta Q = \frac{Q_{\text{MAX}} - Q_s}{Q_{\text{MAX}}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (2)$$

gdzie:

Q_{MAX} - maksymalny odpływ szczytowy w analizowanej grupie hydrogramów [dm³/s]

Q_s - odpływ szczytowy dla danego czasu trwania deszczu w analizowanej grupie hydrogramów [dm³/s]

Wartość $\Delta Q = 0$ dla danego czasu trwania deszczu oznacza występowanie maksymalnego przepływu szczytowego. Zgodnie ze wzorem (2), względna zmiana przepływów szczytowych może przyjmować wartości nieujemne ($\Delta Q \geq 0$).

Obliczenia wykonano dla hietogramu typu A (deszcz blokowy) o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,5 i różnych czasów trwania deszczu syntetycznego. Odpływy wywołane opadem o stałej intensywności są w znacznym stopniu zależne od czasu trwania deszczu (rys. 4a).

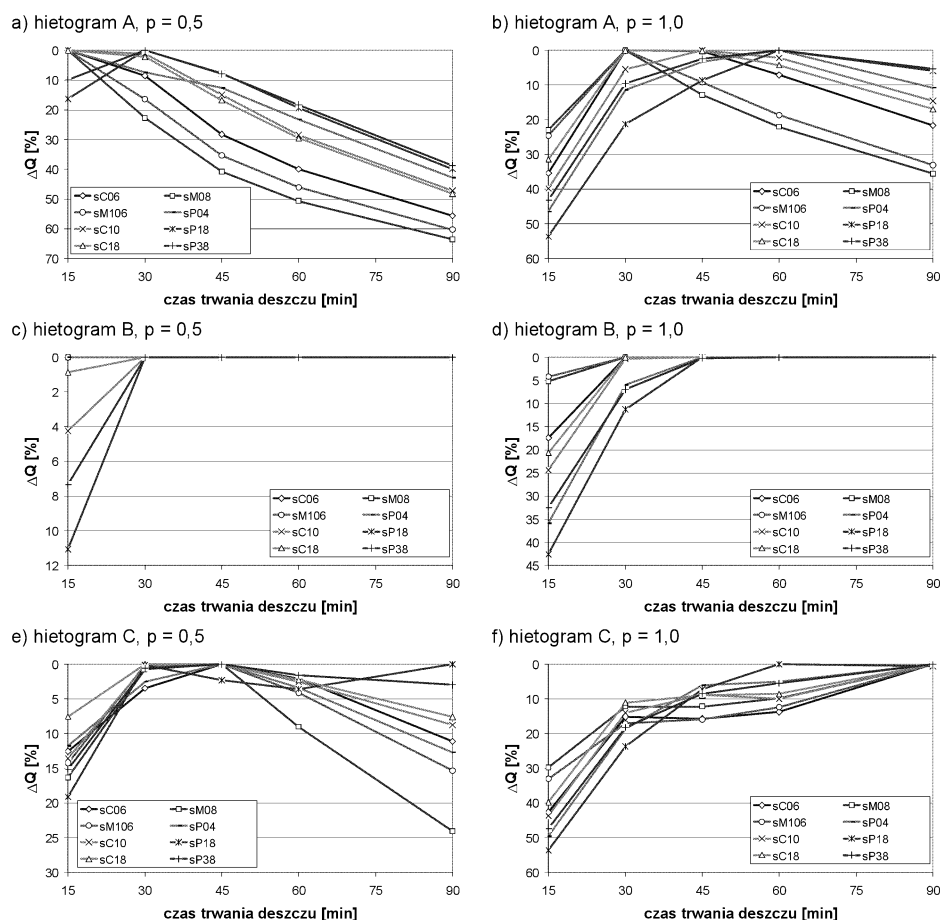
Dla przekrojów kontrolnych kategorii 1 (czas miarodajny do 30 minut), największe odpływy wywołują opady o czasie trwania 15 minut (rys. 5a). Zgodnie z metodą granicznych natężeń odpływ maksymalny powinien wystąpić dla deszczu o $T = 30$ min. Dla przekroju kategorii 3 (rys. 4a i 5b) maksymalny odpływ pojawia się dla opadu o czasie trwania 30 minut, mimo że czas miarodajny dla tego przekroju wynosi 75 min (tab. 3).

Obliczone hydrogramy odpływu (rys. 5) nie potwierdzają zatem występowania największego odpływu dla opadu o czasie trwania równym czasowi miarodajnemu (według MGN), bazującemu na czasie przepływu przez kanały, retencji i koncentracji. Relacja ta stanowi podstawę metody granicznych natężeń [1].

Aby określić czynniki mające wpływ na wielkość rozbieżności wykonano dodatkowe obliczenia symulacyjne dla opadów blokowych (hietogram typu A) o prawdopodobieństwie przewyższenia 1,0 (rys. 4b). Dla części przekrojów kontrolnych największy odpływ wywołany jest deszczem o czasie trwania odpowiadającym czasowi miarodajnemu (rys. 6). Dla przekrojów sP04 (kategoria 1) oraz sP18 (kategoria 2) relacja taka nie jest spełniona, a największy odpływ ma miejsce w przypadku deszczu o czasie trwania dłuższym od miarodajnego.

Porównanie wyników symulacji dla deszczu o prawdopodobieństwach 0,5 i 1,0 daje podstawę do stwierdzenia, że wraz ze wzrostem wielkości odpływu (dla danego przekroju kontrolnego) maleje czas dopływu do przekroju. Dla deszczu o prawdopodobieństwie 1,0 czas ten jest zbliżony do wartości wyznaczonej według metody natężeń granicznych i stąd zgodność relacji między czasem trwania deszczu a maksymalną wartością odpływu. Dla deszczu o mniejszym prawdopodobieństwie ($p = 0,5$) czas dopływu do przekroju maleje i największe odpływy pojawiają się dla opadów o krótszych czasach trwania. Jeszcze większego skrócenia czasu dopływu do przekroju kontrolnego należy ocze-

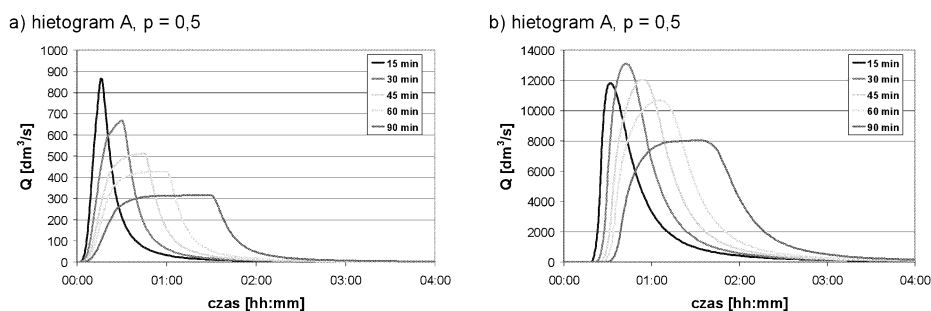
kiwać wraz z dalszym zmniejszaniem prawdopodobieństwa przewyższenia, a zatem dla obliczeń związanych z nadpiętrzeniem i zalewaniem terenu. Z powodu deformacji kształtu hydrogramu w warunkach przepływu ciśnieniowego precyzyjna ocena takiej zależności jest jednak utrudniona.



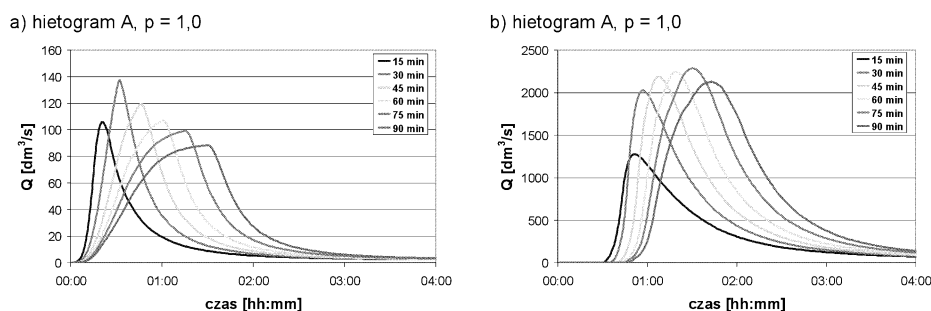
Rys. 4. Względna zmienność maksymalnej wartości odpływu dla analizowanych kształtów hydrogramów, czasów trwania deszczu i prawdopodobieństw przewyższenia

Biorąc powyższe od uwagę, przy wymiarowaniu przewodów według MGN, szczególnie dla prawdopodobieństw mniejszych niż 0,5 należy rozważyć skrócenie czasu miarodajnego. Jednym z rozwiązań może być zastąpienie czasu miarodajnego wyłącznie czasem przepływu w kanałach, z pominięciem czasu koncentracji terenowej i czasu retencji kanałowej. Rozwiązanie takie jest szczególnie uzasadnione w przypadku przekrojów kontrolnych kategorii 1, o czasie miarodajnym według MGN wynoszącym 30 min. Po pominięciu czasu koncentracji terenowej (na potrzeby analizy przyjęto wartość 10 min) i czasu retencji

kanałowej (20% czasu przepływu przez kanały) otrzymuje się czas przepływu równy 16,7 min. Jest to wartość bardzo zbliżona do 15 min, czyli czasu trwania deszczu, który wywołuje największe przepływy w przekrojach kategorii 1. Spełniona jest zatem relacja między czasem trwania opadu a maksymalnym przepływem, zgodna z MGN.



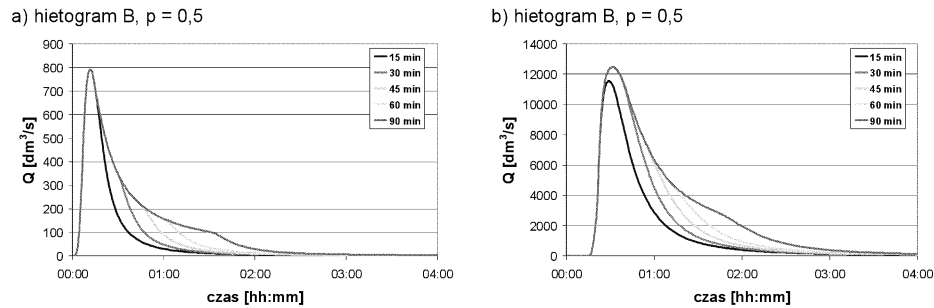
Rys. 5. Przykładowe hydrogramy odpływu dla opadu blokowego (hietogram typu A) o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,5: a) przekrój kontrolny kategorii 1 (sM08); b) przekrój kontrolny kategorii 3 (sP38)



Rys. 6. Przykładowe hydrogramy odpływu dla opadu blokowego (hietogram typu A) o prawdopodobieństwie przewyższenia 1,0: a) przekrój kontrolny kategorii 1 (sM08); b) przekrój kontrolny kategorii 3 (sP38)

5. Porównanie hydrogramów odpływu generowanych przez opady o różnych typach hietogramów

Obliczenia wykonano dla hietogramów typu B (krzywa opadu skumulowanego) oraz typu C (według zaleceń DVWK [3]). Zależność między czasem trwania deszczu a maksymalną wartością odpływu dla poszczególnych przekrojów kontrolnych przedstawiono na rysunku 4c-f. Hietogram typu B dla prawdopodobieństwa 0,5 wywołuje największe odpływy dla czasu trwania 15 minut w przekrojach kategorii 1 (rys. 7a) lub 30 minut dla pozostałych kategorii przekrojów (rys. 7b). Dla prawdopodobieństwa 1,0 czas opadu wywołującego największy odpływ w danym przekroju kontrolnym wzrasta o 15 min (rys. 4d).



Rys. 7. Przykładowe hydrogramy odpływu dla hietogramu typu B o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,5: a) przekrój kontrolny kategorii 1 (sM08); b) przekrój kontrolny kategorii 3 (sP38)

We wszystkich przekrojach kontrolnych, maksymalny odpływ w następnym deszczu blokowego (hietogram typu A) o czasie trwania 15 min i prawdopodobieństwa 0,5 jest większy niż odpływy dla tego samego czasu i hietogramów typu B oraz C. Tendencję tę obrazuje wykres na rysunku 9, gdzie przedstawiono w funkcji czasu trwania deszczu różnicę przepływów szczytowych obliczoną według zależności:

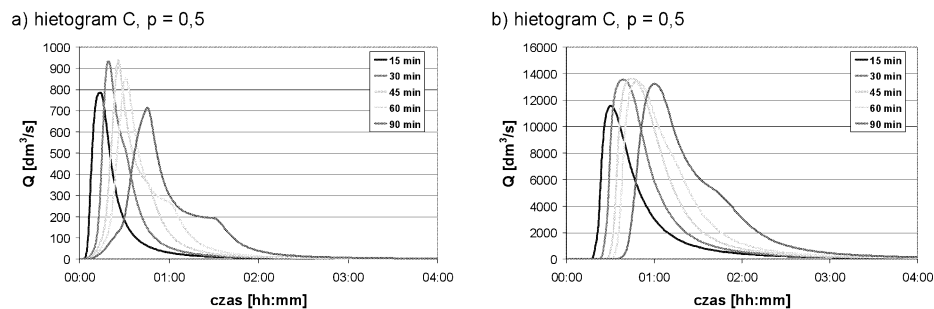
$$\delta Q = \frac{Q_{\text{MAX}} - Q_{\text{MAX}}(\text{typ A})}{Q_{\text{MAX}}(\text{typ A})} \cdot 100 [\%] \quad (3)$$

gdzie:

$Q_{\text{MAX}}(\text{typ A})$ - odpływ szczytowy dla hietogramu typu A [dm^3/s]

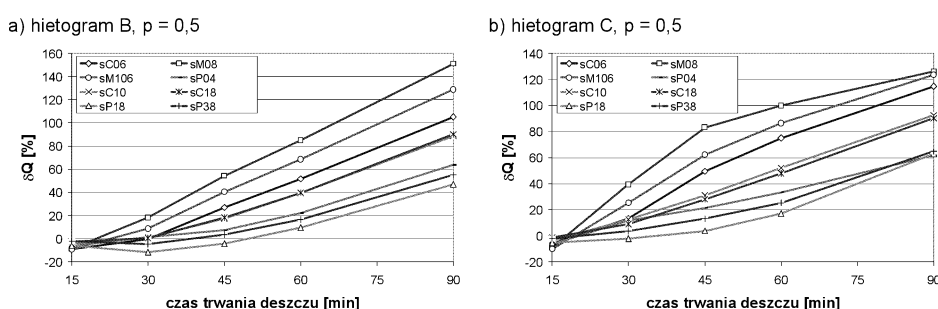
Q_{MAX} - odpływ szczytowy dla hietogramu typu B lub C [dm^3/s]

Ujemne wartości δQ oznaczają, że przepływ szczytowy dla hietogramu typu B lub C jest mniejszy niż odpływ wywołany opadem blokowym.



Rys. 8. Przykładowe hydrogramy odpływu dla hietogramu typu C o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,5: a) przekrój kontrolny kategorii 1 (sM08); b) przekrój kontrolny kategorii 3 (sP38)

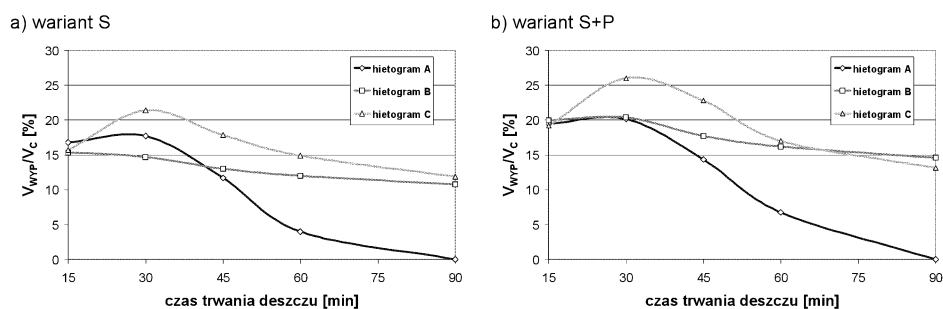
Stwierdzona dla opadów o krótkich czasach trwania (15 min) zależność wskazuje wyraźnie na znaczne zdolności sieci kanalizacyjnej do transformacji kształtu hydrogramu. Mimo znacznych różnic kształtu hietogramów poszczególnych typów, zwłaszcza w zakresie maksymalnych strumieni, szczytowe odpływy w kanale są porównywalne (rys. 9). Podobna relacja występuje w wynikach obliczeń dla hietogramu typu C i prawdopodobieństwa 0,5, szczególnie dla przekroju kategorii 3 o najdłuższym czasie miarodajnym (rys. 8b). Wiąże się to ze znacznym a nawet dominującym udziałem fazy przepływu w kanałach w procesie przekształcania opadu w odpływ.



Rys. 9. Względna (odniesiona do hietogramu typu A) zmienność maksymalnych wartości odpływu dla pozostałych kształtów hietogramów: a) hietogram typu B, b) hietogram typu C

6. Przepływ ciśnieniowy i wpływ ścieków na powierzchnię terenu

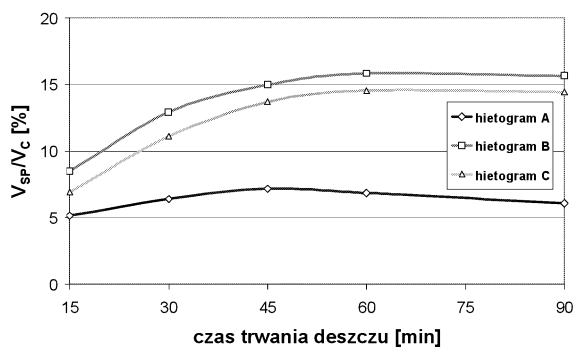
W efekcie przepływu ciśnieniowego i wypływu ścieków na powierzchnię terenu dochodzi do deformacji kształtu hydrogramu odpływu. Następuje redukcja przepływu szczytowego do wielkości odpowiadającej wartości przepływu odbywającego się dla spiętrzenia odpowiadającego poziomowi terenu. Z uwagi na opisane zakłócenie kształty hydrogramu odpływu, dla opadów o prawdopodobieństwie przewyższania 0,05 zrezygnowano z oceny zmian kształtu hydrogramu w zależności od własności opadu. Wpływ deszczy syntetycznych oceniano na podstawie objętości odpływu i wypływu na powierzchnię terenu. Aby uniknąć wpływu spiętrzenia ponad poziom terenu na warunki przepływu w kanałach, wybrano wariant modelowania bez gromadzenia wypływających na powierzchnię terenu ścieków deszczowych. Analizowano dwa warianty obliczeniowe – ze spływem wyłącznie z powierzchni szczelnych (wariant S) oraz z uwzględnieniem spływu z powierzchni szczelnych i przepuszczalnych (wariant S+P). Ocenę wpływu kształtu hietogramu opadu na odpływ wykonano pod kątem największej objętości wypływu (V_{WYP}) oraz w wariantcie S+P dodatkowo objętości spływu z powierzchni przepuszczalnych (V_{SP}).



Rys. 10. Względne objętości wypływu ścieków na powierzchni: a) dla spływu tylko z powierzchni szczelnych (wariant S); b) dla spływu z powierzchni szczelnych i przepuszczalnych (wariant S+P)

Stwierdzono, że objętość wypływu na powierzchnię terenu jest zależna zarówno od czasu trwania opadu jak i od kształtu hietogramu (rys. 10). Na wykresach przedstawiono zależność względnej wielkości wypływu (odniesionej do całkowitego odpływu ze zlewni V_c) od czasu trwania deszczu dla różnych typów hietogramu. Dla hietogramów typu A oraz C wypływ o największej objętości na miejsce dla czasów trwania do 15 do 30 min. W przypadku hietogramu typu B stwierdzono najmniejszą zmienność objętości wypływu. Największa bezwzględna wielkość wypływu dla opadów typu B jest osiągana przy czasie trwania deszczu 30 min i pozostaje niezmienna dla dłuższych czasów trwania (wariant S oraz S+P). Zwiększa się całkowita objętość odpływu (V_c), stąd względna objętość wypływu maleje (rys. 10).

Dla deszczu o czasie trwania 15 min największa objętość wypływu występuje w przypadku hietogramów typu A (wariant S) i hietogramów typu B (wariant S+P). Opady o hietogramie typu B generują też największą objętość spływu z powierzchni przepuszczalnych V_{sp} (rys. 11), choć różnice między poszczególnymi typami opadów są nieznaczne.



Rys. 11. Względne objętości spływu z powierzchni przepuszczalnych w zależności od czasu trwania opadu i kształtu hietogramu

7. Analiza kształtu hietogramu na potrzeby obliczeń symulacyjnych

Podstawowym kryterium jakie powinien spełniać deszcz obliczeniowy wykorzystywany w symulacji, niezależnie od prawdopodobieństwa przewyższenia, jest generowanie największych wartości odpływu we wszystkich przekrojach kontrolnych sieci, przez analogie do metody granicznych natężeń. Symulacja nie pozwala na odtworzenie warunków obciążenia zlewni opadem zakładanym w MGN, stąd wskazane jest aby wartości przepływu w poszczególnych przekrojach kontrolnych generowane przez deszcz obliczeniowy były w niewielkim stopniu zależne od czasu trwania opadu. Jeśli założenie to nie jest spełnione, to obliczanie całej sieci na opady o długich czasach miarodajnych prowadzi do niedoszacowania przepływów na początkowych odcinkach sieci. Wykorzystanie z kolei opadów krótkotrwałych może skutkować przewymiarowaniem przekrojów oddalonych od początku sieci.

Odpływy maksymalne (Q_{MAX}) wywołane opadami blokowymi (hietogram typu A) o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,5 dla przekrojów kontrolnych kategorii 1 wykazują tendencję malejącą wraz ze wzrostem czasu trwania deszczu (rys. 4a). Dla przekrojów kategorii 2 i 3 maksymalny odpływ ma miejsce dla deszczu trwającego 30 min. Dla prawdopodobieństwa 1,0 relacja między czasem trwania opadu a wielkością Q_{MAX} dla hietogramów typu A jest zbliżona do zależności według metody granicznych natężeń (rys. 4b). Odpływ o największej wartości ma miejsce dla deszczu syntetycznego o czasie trwania odpowiadającym czasowi miarodajnemu.

Opady o hietogramie typu B i prawdopodobieństwie 0,5 wywołują w przekrojach kontrolnych kategorii 1 odpływ maksymalny niezależny od czasu trwania opadu. Dla przekrojów kontrolnych kategorii 2 i 3 odpływ maksymalny nie zmienia swej wartości dla opadów o czasach trwania równych i większych od 30 min (rys. 4c-d). Dla prawdopodobieństwa przewyższenia 1,0 stała wartość odpływu szczytowego, niezależna od czasu trwania deszczu pojawia się dla opadów dłuższych od 15 min w porównaniu z prawdopodobieństwem 0,5.

Odpływy w następstwie deszczy o kształcie hietogramu typu C charakteryzują się brakiem wyraźnej relacji między wielkością Q_{MAX} a czasem trwania deszczu. W przypadku prawdopodobieństwa 0,5 odpływ zbliżony do maksymalnego ($\Delta Q \leq 5\%$) w danym przekroju pojawia się dla deszczu o czasie trwania z przedziału od 30 do 60 min dla wszystkich kategorii przekrojów kontrolnych. Dla prawdopodobieństwa 1,0 odpływ maksymalny rośnie wraz z czasem trwania deszczu (rys. 4e-f).

Można stwierdzić, że najbliższej spełnienia warunku o niezależności wartości Q_{MAX} od czasu trwania deszczu są opady o hietogramie typu B. Odpływy maksymalne dla przekrojów kontrolnych kategorii 1 są porównywalne z przepływami miarodajnymi wyznaczonymi według MGN. Za wyjątkiem przekroju sP04, różnica wartości Q_{MAX} obliczonych obiema metodami nie przekracza 10% (tab. 4). Wartość taka bywa zwykle przyjmowana jako akceptowalna dokład-

ność wyników symulacji [15], może też być użyta do porównywania między sobą wariantów obliczeń. Dla przekrojów kontrolnych zaliczonych do kategorii 1 obciążonych odpływem wywołanym deszczem o hietogramie typu B i prawdopodobieństwie 0,5 wartość Q_{MAX} nie zmienia się z czasem trwania deszczu. Można zatem rozważać wykonywanie obliczeń symulacyjnych z użyciem opadów najkrótszych, o czasie trwania 15 min.

Tabela 4. Porównanie wartości przepływów obliczonych według MGN i symulacji (opad o czasie trwania 15 min i prawdopodobieństwie przewyższenia 0,5)

Nazwa przekroju kontrolnego (węzła sieci)	Kategoria przekroju kontrolnego	Przepływ wód deszczowych Q [dm ³ /s]			Różnica względna [%]	
		wg MGN	wg symulacji		A	B
			hietogram A	hietogram B		
sC06	1	276	282	257	2.3	-6.9
sM08		796	865	790	8.7	-0.7
sM106		2820	3326	3020	17.9	7.1
sP04		889	732	685	-17.7	-22.9
sC10	2	550	602	575	9.4	4.5
sP18		4670	4412	4141	-5.5	-11.3
sC18		4640	6041	5893	30.2	27.0
sP38	3	9280	11814	11552	27.3	24.5

W przypadku przekrojów kontrolnych pozostałych kategorii, zwłaszcza dla najdłuższych czasów miarodajnych, przepływy wywołane opadem o czasie trwania 15 minut przekraczają wielkość przepływów miarodajnych według MGN o około 30% (tab. 4). Dla deszczy syntetycznych o czasie trwania 30 min (wywołujących w danym przekroju kontrolnym największy odpływ) różnica ta jest jeszcze większa. Stosując opady o hietogramie typu B i czasie trwania 15 min dla dużych zlewni należy liczyć się z przewymiarowaniem przekrojów kanałów oddalonych od początku sieci.

Opady o hietogramie typu B wywołują także największe objętości wypływu na powierzchnię i spływu z powierzchni przepuszczalnych przy prawdopodobieństwie przewyższenia 0,05. Największa objętość wypływu oznacza najbardziej niekorzystne warunki działania sieci kanalizacyjnej, co z kolei odpowiada sformułowanemu na początku rozdziału podstawowemu kryterium jakie powinien spełniać deszcz obliczeniowy. Obliczenia częstości nadpiętrzenia i zalewania terenu należy wykonywać przede wszystkim w celu lokalizacji punktów z wypływem ścieków na powierzchnię terenu. Ocena objętości wypływu przy stosowaniu opadów syntetycznych określanych na podstawie formuł empirycznych ma znaczenie drugorzędne. Na podstawie szczegółowych wyników symulacji stwierdzono, że punkty w których dochodzi do wypływu na powierzchnię są identyfikowane już dla najkrótszego z analizowanych opadów.

Wraz ze wzrostem czasu trwania zmienia się jedynie wielkość odpływu. Deszcze o hietogramie typu B i czasie trwania 15 min mogą znaleźć zastosowanie także do obliczeń systemów kanalizacyjnych w warunkach hydraulicznego przeciążenia kolektorów.

Wykorzystanie deszczy o hietogramie typu B jest szczególnie dogodne przy wyznaczaniu opadów syntetycznych według formuły IMGW (równ. 1). Dysponując wzorami umożliwiającymi określenie intensywności deszczu jak na przykład wzory dla Wrocławia [4, 5] w obliczeniach symulacyjnych można stosować opady blokowe (hietogram typu A). Hydrogramy odpływu w następstwie deszczy o wyraźnych maksimach intensywności (np. hietogramy typu B) są szczególnie wrażliwe na zmiany wartości parametrów modelu opad-odpływ [11]. Użycie w obliczeniach deszczy blokowych (hietogram typu A) zmniejsza tę wrażliwość i w mniejszym stopniu uzależnia wynik obliczeń symulacyjnych od wartości parametrów.

8. Podsumowanie

Na podstawie wykonanej analizy można zauważyć, że przy stosowaniu metody granicznych natężeń (MGN) do wymiarowania przekrojów kanałów, dla prawdopodobieństwa przewyższenia mniejszego od 0,5 należy liczyć się z możliwością zaniżenia przepływów obliczeniowych w wyniku przyjmowania zbyt długiego czasu miarodajnego. Stwierdzono, że czas dopływu do przekroju kontrolnego obliczony w wykorzystaniu modelu komputerowego zlewni wykonanego w programie SWMM5 jest krótszy niż czas miarodajny według MGN. Jego korekta może polegać na pominięciu czasów koncentracji terenowej i retencji kanałowej (co proponuje się w pracy [4]).

Dla potrzeb obliczeń symulacyjnych przy użyciu programu SWMM5 systemów odprowadzania wód deszczowych z relatywnie małych zlewni, ograniczonych przez przekroje kontrolne zaliczane do kategorii 1 (czas miarodajny według MGN do 30 min) należy rozważyć możliwość stosowania hietogramów opadu o czasie trwania 15 min i kształcie odpowiadającym krzywej opadu skumulowanego (typ B) lub o intensywności stałej w czasie (typ A). Opady takie zapewniają najmniej korzystne warunki funkcjonowania sieci, generując największe odpływy w poszczególnych przekrojach kontrolnych i wypływ ścieków opadowych na powierzchnię terenu o największej objętości.

W celu korekty średnic związanej z niedoszacowaniem przepływów obliczeniowych według MGN i zapewnienia wymogu przepływu bezciśnieniowego dla deszczy miarodajnych wykorzystać można symulację przy użyciu programu SWMM5.

Na obecnym etapie zaprezentowane wyniki nie powinny być utożsamiane z zaleceniami do praktycznego stosowania. Opisaną analizę należy traktować jako wskazówkę przy stosowaniu symulacji jako narzędzia do wspomaganie projektowania systemów kanalizacji deszczowej.

Literatura

- [1] Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H.: *Kanalizacja*. Tom 1, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1974
- [2] Bogdanowicz E., Stachy J.: *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*. Materiały badawcze, seria: Oceanologia i Hydrologia, IMGW, Warszawa 1998
- [3] Kaczor G., Wałęga A.: *Przebieg wybranych epizodów opadowych na obszarze aglomeracji krakowskiej w aspekcie modelowania sieci kanalizacji deszczowej*, *GWITS* 10/2011, s. 364-366
- [4] Kotowski A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2011
- [5] Licznar P., Łomotowski J., Rojek M.: *Pomiary i przetwarzanie danych opadowych dla potrzeb projektowania i eksploatacji systemów odwodnieniowych*, Wydawnictwo Futura (na zlecenie PZiTS), Poznań 2005
- [6] Licznar P.: *Obliczenia częstotliwości nadpiętrzenia sieci kanalizacji deszczowej*, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna* 7-8/2008, s. 16-21
- [7] Licznar P.: *Potrzeba wykorzystania syntetycznych danych opadowych dla modelowania sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej*, *GWITS* 6/2009, s. 19-24
- [8] Licznar P., Schmitt G. T.: *Weryfikacja możliwości generowania syntetycznych szeregów opadowych dla hydrodynamicznego modelowania sieci kanalizacyjnych na podstawie danych niemieckich*, *GWITS* 3/2010, s. 10-15
- [9] Rossman L. A.: *Storm Water Management Model User's Manual, version 5.0: US EPA, Cincinnati, OH 45268, 07.2010*, www.epa.gov/ednrmrml/models/swmm
- [10] Schmitt T. G.: *Komentarz do ATV-A 118. Hydrauliczne wymiarowanie systemów odwadniających*, DWA Hennef 2000, Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa, 2007
- [11] Skotnicki M.: *Modelowanie odpływu ze zlewni miejskich z uwzględnieniem czasowo-przestrzennej zmienności opadów*, rozprawa doktorska, Politechnika Poznańska, 2009
- [12] Skotnicki M., Sowiński M.: *Pomiary opadów i odpływu dla potrzeb modelowania zlewni miejskiej*, IV Seminarium „Pomiary hydrauliczne w inżynierii środowiska”, Politechnika Gdańska, Gdańsk, 27.04.2007, zeszyt monograficzny nr 4, s. 63-71
- [13] Skotnicki M., Sowiński M.: *Weryfikacja metody wyznaczania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych na przykładzie wybranej zlewni miejskiej*, Politechnika Warszawska. Prace Naukowe. Inżynieria Środowiska, zeszyt 57, Współczesne problemy inżynierii i ochrony środowiska. Modelowanie systemów kanalizacyjnych, Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa 2009, s. 27-44
- [14] Skotnicki M., Sowiński M.: *Wykorzystanie programu SWMM5 do symulacji odpływu wód deszczowych ze zlewni miejskich w warunkach przeciążenia kolektorów*, referat wygłoszony na II Konferencji Modelowanie Procesów Hydrologicznych, 19-20.10.2011, Wrocław
- [15] WaPUG: *Code of practice for the hydraulic modelling of sewer systems*, Wastewater Planning Users Group, 2002, www.wapug.org.uk

AN INFLUENCE ANALYSIS OF SYNTHETIC RAINFALL PARAMETERS ON PEAK FLOW IN STORM SEWERS

S u m m a r y

The presented paper contains an analysis of relation between parameters of synthetic rainfalls and free surface outflow in storm sewer. Three parameters of synthetic rainfalls have been considered: a location of maximum rainfall intensity in a hyetograph, a duration of rainfall and its probability. Their influence on peak flow in a storm sewer and volume of outflow has been investigated by applying simulation technique. For this purpose the computer model SWMM5 has been used for transformation of simulated rainfalls into outflows from tested catchment. Results of simulations do not confirm the basic assumption of rational method for peak flow according to which maximum outflow in a sewer is caused by the rainfall the time of which is equal to the time of concentration defined as the time of flow from the most distant point of a catchment to the considered cross-section of a storm sewer. It has been found that in control cross-sections with the concentration time below 30 min the largest flow is caused by rainfalls duration time of which is equal to 15 min. Computer simulations taking into account surcharging of sewer network have shown that the biggest volume of outflow onto the surface is generated by rainfalls of the highest intensity in the first phase of their duration.

Agnieszka STEC
Józef DZIOPAK
Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju
Politechnika Rzeszowska

MODEL HYDRAULICZNY ZBIORNIKA RUROWEGO CZ. I. FAZY NAPEŁNIANIA

W pracy przedstawiono zagadnienia dotyczące regulowania splywu ścieków deszczowych i ogólnospławnych z wykorzystaniem rurowych zbiorników retencyjnych, odciążających hydraulicznie systemy kanalizacyjne. Omówiono zasadę działania innowacyjnego zbiornika rurowego, który jest przedmiotem zgłoszenia patentowego. Sformułowano jego model hydrauliczny oraz określono warunki brzegowe jego funkcjonowania w charakterystycznych fazach napelniania poszczególnych sekcji zbiornika.

1. Wprowadzenie

Regulowanie splywu wód deszczowych w kanalizacji jest kwestią, która w decydujący sposób wpływa na wymiarowanie i racjonalne wykorzystanie obiektów i urządzeń zlokalizowanych na sieciach. Jest to problem ważny i ciągle aktualny, gdyż postępująca intensyfikacja zabudowy wielu miast wpływa na wzrost strumienia objętości ścieków deszczowych transportowanych systemami kanalizacyjnymi. W przypadku niewystarczającej przepustowości kanałów nadmiar ścieków może powodować ciśnieniowe działanie sieci, podtopienia budynków i ulic oraz utrudnienia w komunikacji miejskiej. Negatywne skutki tego zjawiska obserwowane są również w odbiornikach ścieków, którymi są najczęściej wody powierzchniowe.

Jednym z najbardziej efektywnych sposobów regulacji strumienia objętości przepływu ścieków jest budowa zbiorników retencyjnych, które pozwalają w okresach szczytowych przepływów na przechwycenie i czasowe przetrzymanie nadmiaru ścieków deszczowych oraz stopniowe ich odprowadzanie do sieci położonej poniżej zbiornika. Są to głównie zbiorniki o układach grawitacyjnych i grawitacyjno-pompowych, które szeroko zostały omówione m.in. w publikacjach [1, 2].

Stosowanie zbiorników na granicy zlewni umożliwia przyłączenie nowych sieci kanalizacyjnych do systemów już istniejących, bez konieczności ich rozbudowy nie powodując ich hydraulicznego przeciążenia. Zastosowanie zbiorników przy budowie nowych sieci pozwala także na osiągnięcie istotnych efek-

tów ekonomicznych, zwłaszcza w sytuacji, gdy znaczne objętości ścieków deszczowych są transportowane na duże odległości.

Zbiorniki retencyjne oprócz hydraulicznego odciążania sieci i jej elementów, mogą również pełnić funkcję obiektów służących do uśredniania dopływu ścieków do oczyszczalni oraz podczyszczających ścieki w procesach mechanicznych. Dzięki takim możliwościom odgrywają one istotną rolę w zakresie ochrony odbiorników zarówno, gdy współdziałają z oczyszczalnią ścieków, jak i wtedy, gdy odpływ z nich kierowany jest bezpośrednio do odbiornika.

2. Retencjonowanie ścieków w zbiornikach rurowych

Tradycyjne konstrukcje zbiorników retencyjnych mają zazwyczaj formę żelbetowych komór prostopadłościennych. Bez względu na układ hydrauliczny tych komór, wymagana powierzchnia pod budowę zbiornika sięga nawet kilku tysięcy metrów kwadratowych. W związku z tym lokalizacja tego typu obiektów, zwłaszcza na terenach miejskich, może napotykać na trudności wynikające z gęstej struktury istniejących sieci podziemnych, braku wystarczającej powierzchni pod budowę zbiornika oraz z niekorzystnych warunków topograficznych. Korzystnym rozwiązaniem tego problemu może być nowe podejście do możliwości retencjonowania ścieków w zbiornikach rurowych, w których komory akumulacyjne stanowią odcinki istniejących przewodów kanalizacyjnych o określonych średnicach i długościach.

Działanie typowego zbiornika rurowego oparte jest na modelu klasycznego grawitacyjnego zbiornika kanalizacyjnego typu *SIMPLEX*. Jest to jednokomorowy zbiornik, w którym komora akumulacyjna usytuowana jest na znacznie niższym poziomie względem kanału doprowadzającego ścieki. Ścieki przepływają przez całą długość przewodu w kierunku otworu spustowego, zamontowanego przy dnie na przeciwległym końcu zbiornika. Otwór ten umożliwia regulację strumienia objętości przepływu, którego wartość wynika ze znanej zdolności przepustowej kanału położonego za zbiornikiem.

Istnieje wiele modyfikacji takich zbiorników, których konstrukcja oparta jest na budowie zbiornika wielokomorowego [1, 3, 4]. W rozwiązaniach tych układ wielokomorowy uzyskano w wyniku wydzielenia z objętości zbiornika jednokomorowego dodatkowych komór, które regulują proces akumulacji ścieków, takich jak komora wlotowa czy wylotowa. Jest to rozwiązanie bardziej efektywne, gdyż pozwala na pełne wykorzystanie przestrzeni akumulacyjnej zbiornika i zdolności przepustowej kanału odprowadzającego ścieki.

Koncepcja budowy zbiorników kanalizacyjnych jako odcinków kanałów o znacznych średnicach pojawiła się w Niemczech już w latach 30. XX wieku. Początkowo były to konstrukcje murowane, które z czasem zastąpiono prefabrykowanymi odcinkami rur, wykonanymi z betonu lub tworzywa sztucznego.

W zależności od dostępności powierzchni przeznaczonych pod budowę, zbiorniki rurowe mogą funkcjonować w systemach kanalizacyjnych w układach równoległych lub szeregowych. Na rysunku 1 przedstawiono przykład zreali-

zowanej inwestycji, w której zbiornik wykonano jako zespół rur połączonych równolegle [5]. Jeżeli lokalizacja zbiornika uwarunkowana jest ograniczeniami wynikającymi głównie z wysokościowego usytuowania sieci kanalizacyjnej lub istniejącej infrastruktury podziemnej, to zbiorniki rurowe projektowane są w układzie szeregowym, i taki ich układ przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 1. Zbiorniki rurowe w układzie równoległym [5]

Zbiorniki retencyjne wykonane w postaci odcinków rur mają szereg zalet, z których do najważniejszych należy zaliczyć:

- łatwość transportu i montażu jednorodnej konstrukcji, która wynika z modułowego charakteru zbiornika,
- ograniczenie złożonych obliczeń wytrzymałościowych, które wymagane są przy podziemnych konstrukcjach żelbetowych, jakimi są prostopadłościennymi zbiorniki,
- korzystne parametry materiałów stosowanych do budowy rur, a mianowicie: duża odporność na ścieranie i procesy korozyjne, gładkość wewnętrznych ścian wpływająca na ograniczenie zarastania i zamulania kanału,
- duże możliwości przy projektowaniu kształtu i objętości zbiornika, wynikające z dostępności rur w szerokim zakresie średnic,
- możliwość lokalizacji zbiornika w różnych wariantach inwestycyjnych względem sieci.



Rys. 2. Zbiorniki rurowe w układzie liniowym [5]

Ścieki mogą być również retencjonowane w specjalnie przeznaczonych do tego celu kanałach, które charakteryzują się znacznymi średnicami. Rozwiązanie takie zostało przedstawione w publikacji [6].

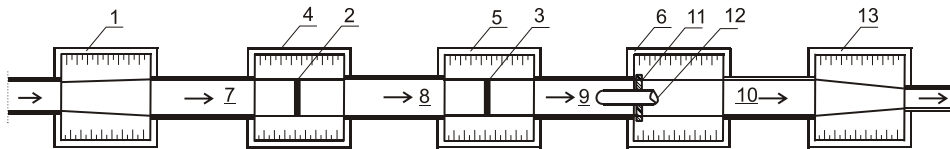
3. Koncepcja rurowego zbiornika retencjonującego ścieki deszczowe

Przykładem konstrukcji rurowego zbiornika retencyjnego może być rozwiązanie, które jest przedmiotem zgłoszenia patentowego nr P 391574 [7]. Zbiornik ten charakteryzuje się tym, że jego przestrzeń wewnętrzną podzieloną jest na sekcje nieruchomymi przegrodami, umieszczonymi w studzienkach lub komorach kanalizacyjnych. Przegrody te zamontowane są prostopadle do kierunku przepływu ścieków z zachowaniem pewnej odległości od dna kanału tak, aby tworzyły otwory przepływowe między kolejnymi sekcjami. W zależności od wymaganej obliczeniowej pojemności zbiornika, posiada on odpowiednią liczbę sekcji o określonej średnicy i długości.

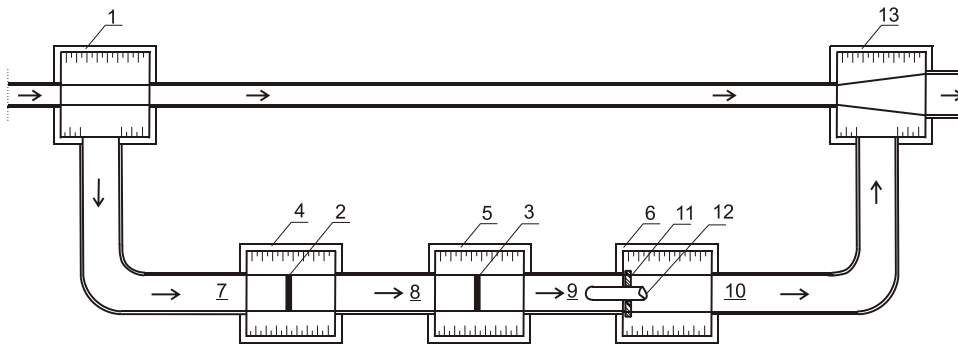
Odływ ze zbiornika determinowany jest regulatorem przepływu, który zainstalowany jest na wyjściu z ostatniej sekcji zbiornika. Regulator zapewnia odpływ na stałym poziomie, niezależnie od poziomów spiętrzenia ścieków w sekcjach zbiornika, co korzystnie wpływa na funkcjonowanie systemu kanalizacyjnego położonego poniżej zbiornika. Kompleksowe badania regulatorów

przepływu ścieków w systemach kanalizacyjnych przeprowadzili między innymi Kotowski i Wójtowicz [8, 9].

Rurowy zbiornik połączony jest z systemem kanalizacyjnym poprzez komory wlotową i wylotową, w których następuje zmiana geometrii kanału do wymiarów wynikających z wymaganej objętości zbiornika. Zbiornik ten może być zlokalizowany on-line lub na by-passie. Na rysunku 3 przedstawiono rurowy zbiornik zabudowany w ciągu kanału systemu kanalizacyjnego, natomiast na rysunku 4 zbiornik usytuowany poza siecią.



Rys. 3. Usytuowanie zbiornika w linii kanału ściekowego (1 – komora wlotowa; 2, 3 – przegrody; 4, 5, 6 – komory; 7, 8, 9 – sekcje; 10 – kanał odpływowy; 11 – regulator odpływu; 12 – przewód awaryjny; 13 – komora wylotowa)



Rys. 4. Lokalizacja zbiornika rurowego w formie by-passa (oznaczenia jak na rys. 3)

W przypadku lokalizacji zbiornika w formie by-passa, w komorze wlotowej następuje rozdział przepływających ścieków. Objętość ścieków wynikająca z przepustowości hydraulicznej kanału odpływowego położonego poniżej komory wlotowej transportowana jest nim w kierunku komory wylotowej, zaś nadmiar ścieków jest kierowany do rurowego zbiornika, w którym następuje okresowe magazynowanie ścieków.

4. Model kanalizacyjnego zbiornika rurowego

Przepływy ścieków systemem kanalizacyjnym opisał de Saint Venant w 1871 roku układem równań quasi-liniowych typu hiperbolicznego. Równania te pozwalają na szczegółową analizę zmienności strumienia objętości ścieków i położenia ich zwierciadła (głębokości h) w czasie (t) i na długości kanału (x) oraz opisują możliwości wystąpienia spiętrzeń i przepływów wstecznych w kanałach. Dzięki

temu uzyskuje się pełen opis zjawisk, jakie pojawiają się w trakcie przepływu fali ścieków deszczowych siecią kanalizacyjną. Przedstawione poniżej równania de Saint Venanta wynikają z zasady zachowania masy i pędu:

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + v \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{q}{B} \\ \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + S_f - I - \frac{q}{gA} (v_q - v) = 0 \end{cases} \quad (1)$$

gdzie: h – głębokość, m;

v – prędkość przepływu, m/s;

A – powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia cieczy, m²;

B – szerokość zwierciadła, m;

q – równomierny dopływ boczny, m³/s

g – przyspieszenie ziemskie, m/s²;

I – nachylenie dna koryta,

S_f – spadek hydrauliczny wywołany tarciem,

v_q – składowa prędkości dopływu bocznego w dół kanału, m/s.

Ponieważ w równaniach tych występują parametry nieliniowe, przez to układ nie posiada rozwiązania analitycznego. Możliwe jest to przy zastosowaniu metod numerycznych.

Poniżej przedstawiono model działania rurowego zbiornika retencyjnego w sieci kanalizacyjnej, który ujmuje szereg charakterystycznych i występujących po sobie kolejnych faz napełniania. Fazy te zostały wyróżnione opisem warunków brzegowych w odniesieniu do napełnień i strumieni objętości ścieków. Na bazie tak sformułowanego modelu hydraulicznego opracowano odpowiadający mu model matematyczny bilansu ścieków w sekcjach zbiornika.

W oparciu o sporządzone schematy działania zbiornika na różnych etapach akumulacji ścieków (rysunki 5 do 8) złożonego z trzech sekcji, przepływ ścieków przez poszczególne sekcje opisano układami równań (2), (3) i (4). Założono też, że dopływ boczny do zbiornika nie występuje. Uwzględniając zmienne zależne Q i A układ równań (1) przekształcono do trzech postaci, tj. oddzielnie dla każdej sekcji zbiornika.

- Sekcja 7

$$\begin{cases} \frac{\partial A_1}{\partial t} + \frac{\partial Q_{dop}}{\partial x_1} = 0 \\ \frac{1}{g} \frac{\partial Q_{dop}}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x_1} \frac{Q_{dop}^2}{A_1} + A_1 \frac{\partial h_1}{\partial x_1} = A_1 I - A_1 S_{f1} \end{cases} \quad (2)$$

- sekcja 8

$$\begin{cases} \frac{\partial A_2}{\partial t} + \frac{\partial Q_1}{\partial x_2} = 0 \\ \frac{1}{g} \frac{\partial Q_1}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x_2} \frac{Q_1^2}{A_2} + A_2 \frac{\partial h_2}{\partial x_2} = A_2 I - A_2 S_{f2} \end{cases} \quad (3)$$

- sekcja 9

$$\begin{cases} \frac{\partial A_3}{\partial t} + \frac{\partial Q_2}{\partial x_3} = 0 \\ \frac{1}{g} \frac{\partial Q_2}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x_3} \frac{Q_2^2}{A_3} + A_3 \frac{\partial h_3}{\partial x_3} = A_3 I - A_3 S_{f3} \end{cases} \quad (4)$$

gdzie: Q_{dop} – zmienny w czasie dopływ ścieków do zbiornika, m³/s;

Q_1 – strumień objętości ścieków przepływających przez otwór przepływowy H_1 , m³/s;

Q_2 – strumień objętości ścieków przepływających przez otwór przepływowy H_2 , m³/s;

I – spadek dna zbiornika;

h_1, h_2, h_3 – napełnienie ściekami odpowiednio w sekcji 7, 8 i 9, m;

v_1, v_2, v_3 – prędkość przepływu ścieków odpowiednio w sekcji 7, 8 i 9, m/s;

A_1, A_2, A_3 – powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia ścieków odpowiednio w sekcji 7, 8 i 9, m²;

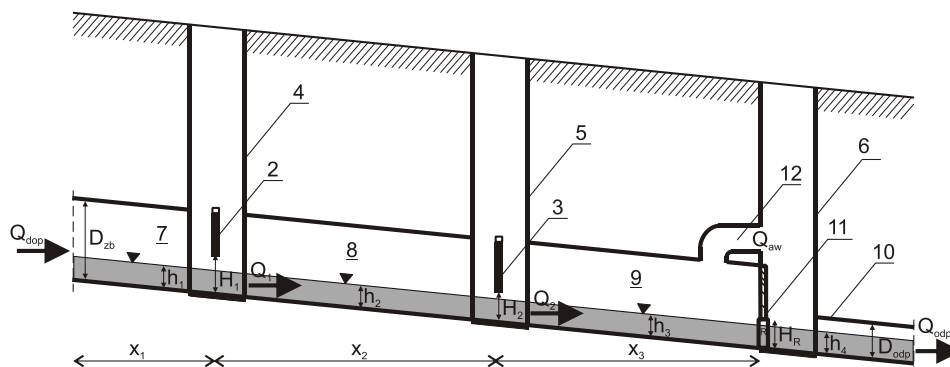
x_1, x_2, x_3 – długość sekcji 7, 8 i 9, m;

S_{f1}, S_{f2}, S_{f3} – spadek hydrauliczny wywołany tarciem odpowiednio w sekcji 7, 8 i 9.

W zależności od fazy działania zbiornika, przepływ przez poszczególne otwory w przegrodach może być traktowany jako wypływ niezatopiony lub zatopiony. Oznaczono je odpowiednio jako Q_n i Q_z . Wypływ niezatopiony Q_n występuje wówczas, gdy zwierciadło ścieków przed i za przegrodą znajduje się poniżej górnej krawędzi otworu przepływowego a ścieki przepływają przez ten otwór swobodnie. Natomiast w przypadku, gdy poziomy ścieków po obu stronach przegrody ukształtowane są powyżej górnej krawędzi otworu przepływowego, to wypływ z niego jest zatopiony. Ten typ wypływu występuje w fazach działania zbiornika rurowego, w których ścieki ulegają piętrzeniu.

4.1 Faza przepływowa

Przepływ ścieków pomiędzy sekcjami zbiornika odbywa się przez otwory przepływowe zlokalizowane przy dnie kanału, których wielkość zależy od stopnia redukcji strumienia objętości ścieków i reguluje się to wysokością zawieszania przegród w komorach. Powierzchnia otworów powinna zapewniać przepuszczanie bez dławienia ścieków bytowych w okresie bezdeszczowym oraz podczas opadów o ustalonym natężeniu. W tej sytuacji cała objętość ścieków przepływa przez kolejne sekcje zbiornika bez piętrzenia, jak to zobrazowano na rysunku 5. W fazie przepływowej strumień objętości dopływu ścieków jest równy strumieniowi objętości odpływu na całej długości zbiornika, a ścieki przepływają grawitacyjnie przez wszystkie jego sekcje.



Rys. 5. Faza przepływowa w zbiorniku rurowym (D_{zb} – średnica zbiornika; D_{odp} – średnica kanału odpływowego; H_1, H_2 – wysokości otworów przepływowych; $h_1 = h_2 = h_3$ – wysokości napęlnienia ściekami w poszczególnych sekcjach zbiornika; h_4 – napęlnienie w kanale odpływowym, H_R – wysokość otworu przepływowego regulatora)

Działanie zbiornika rurowego w okresach pogody bezdeszczowej i przy występowaniu opadów o niskiej intensywności determinują określone warunki brzegowe, które są zależne od ustalonego funkcjonowania zbiornika w całym systemie kanalizacji grawitacyjnej. Przy wykorzystaniu schematu (rys. 5) ograniczenia te można zapisać w postaci:

- warunki brzegowe w zakresie napęlnień:

$$h_1 < H_1, h_2 < H_1, h_2 < H_2, h_3 < H_2, h_3 < H_R, H_1 > H_2 > H_R;$$

- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków:

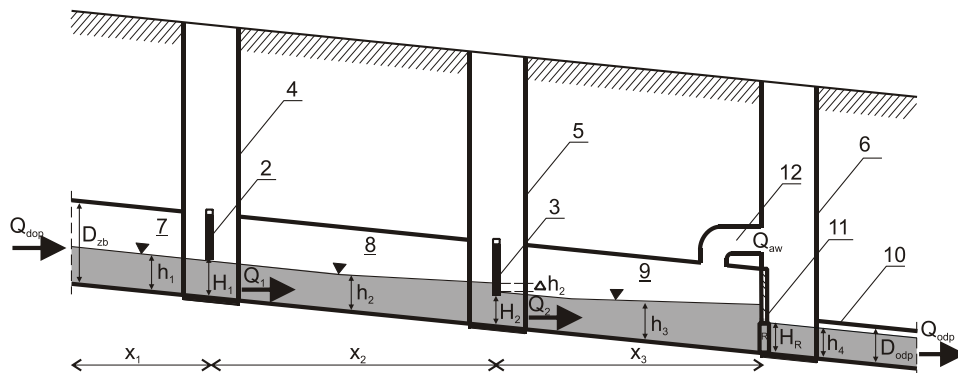
$$\begin{aligned} Q_{dop} &= Q_{odp}, Q_{aw} = 0; \\ \text{przy } h_1 < H_1 \text{ i } h_2 < H_1 &\rightarrow Q_1 = Q_{n1}; \\ \text{przy } h_2 < H_2 \text{ i } h_3 < H_2 &\rightarrow Q_2 = Q_{n2}. \end{aligned}$$

4.2 Fazy napełniania sekcji zbiornika rurowego

Podczas opadów wymagających retencjonowania ścieków, działanie zbiornika rurowego określają warunki brzegowe, które zmieniają się w zależności od faz jego napełniania i opróżniania. Analiza funkcjonowania tego typu zbiornika na kanalizacji ogólnospławnej pozwoliła na wyróżnienie szeregu charakterystycznych jego faz, oddzielnie podczas opisu procesu akumulacji ścieków i odmiennie przy opróżnianiu zbiornika.

Proces akumulacji ścieków w zbiorniku w kolejnych fazach jego napełniania przedstawiono na rysunkach 6 i 7. Usytuowanie przegród w komorach na odpowiednio dobranych wysokościach i współdziałanie z nimi regulatora powoduje retencjonowanie ścieków, poczynając od sekcji położonej najniżej. Otwór przepływowy na wyjściu z sekcji 7, położonej najwyżej w zbiorniku powinien posiadać największą powierzchnię. Natomiast otwory w kolejnych sekcjach położonych względem siebie niżej powinny być mniejsze. Powstałe straty ciśnienia w trakcie przepływu ścieków przez otwory przepływowe w przegrodach determinują położenie zwierciadła ścieków za przegrodą. Różnicę ukształtowania poziomów ścieków przed i za przegrodą oznaczono na rysunkach jako wysokości Δh . W związku z tym, warunki hydrauliczne jakie zostaną ustalone na przegrodach na długości zbiornika powinny zapewniać grawitacyjny przepływ ścieków oraz ich akumulację w sekcjach zbiornika, zgodnie z fazami napełniania opisanymi poniżej.

Zdławiony regulatorem odpływ powoduje stopniowe wypełnianie sekcji 9 i spiętrzenie w niej ścieków wraz z wytworzeniem zjawiska cofki z tej sekcji do sekcji 8, która jest zlokalizowana powyżej. W wyniku dalszego wzrostu natężenia dopływających ścieków odbywa się proces akumulacji ich nadmiaru, powodując ich piętrzenie i wypełnianie kolejnych sekcji.



Rys. 6. Faza chwilowego napełniania dolnej sekcji w rurowym zbiorniku retencyjnym

Stan chwilowego napełniania sekcji w zbiorniku rurowym został określony hydraulicznymi warunkami brzegowymi w zakresie odpowiadającym wystąpieniu granicznych napełnień i strumieni objętości ścieków. Fazę tą opisują:

- warunki brzegowe w zakresie nappełnień:

$$h_1 < H_1, h_2 < H_1, h_2 > H_2, h_3 > H_2, h_3 > H_R, h_4 = H_R, h_2 - h_3 = \Delta h_2;$$

- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków:

$$Q_{dop} > Q_{odp}, Q_{aw} = 0, Q_{dop} = Q_1, Q_1 > Q_2, Q_2 > Q_{odp};$$

$$\text{przy } h_1 < H_1 \text{ i } h_2 < H_1 \rightarrow Q_1 = Q_{n1};$$

$$\text{przy } h_2 > H_2 \text{ i } h_3 > H_2 \rightarrow Q_2 = Q_{z2}.$$

W kolejnej fazie w wyniku ciągłego dopływu nadmiaru ścieków następuje ich retencjonowanie w sekcjach zbiornika, jak to przedstawiono na rysunku 7.

Proces wypełniania kolejnych sekcji ściekami ogólnospławnymi określono w tej fazie działania zbiornika poprzez:

- warunki brzegowe w zakresie nappełnień:

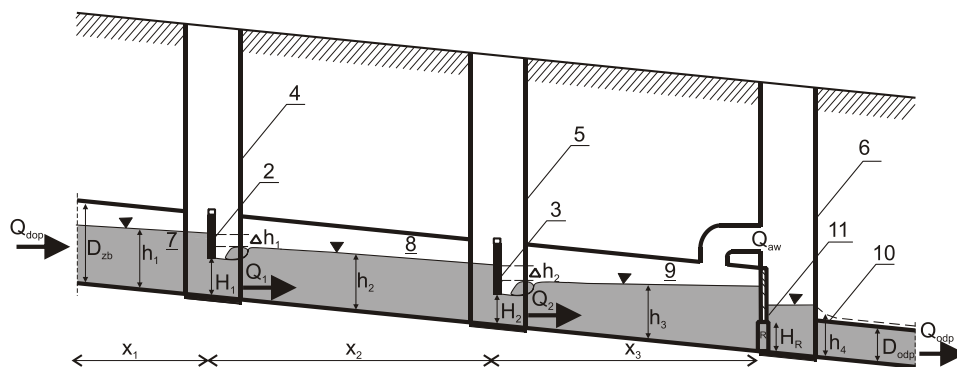
$$h_1 > H_1, h_2 > H_1, h_2 > H_2, h_3 > H_2, h_3 > H_R, h_2 - h_3 = \Delta h_2, h_1 - h_2 = \Delta h_1, \Delta h_2 > \Delta h_1;$$

- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków:

$$Q_{dop} > Q_{odp}, Q_{aw} = 0, Q_{dop} > Q_1, Q_1 > Q_2, Q_2 > Q_{odp};$$

$$\text{przy } h_1 > H_1 \text{ i } h_2 > H_1 \rightarrow Q_1 = Q_{z1};$$

$$\text{przy } h_2 > H_2 \text{ i } h_3 > H_2 \rightarrow Q_2 = Q_{z2}.$$

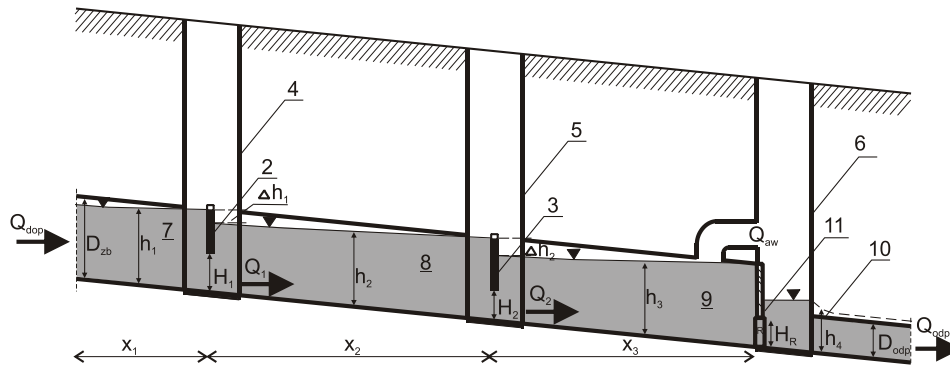


Rys. 7. Faza retencjonowanie ścieków w wyżej położonych sekcjach zbiornika rurowego

4.3 Faza pełnej akumulacji

Proces wypełniania ściekami jest powtarzany na kolejnych odcinkach kanału, aż do momentu pełnej akumulacji ścieków w zbiorniku. Jest to faza, w której w sekcji zbiornika zlokalizowanej najwyżej, osiągnięty zostanie mak-

symalny poziom napełnienia. Poziom ten powinien zapewniać grawitacyjne działanie zbiornika. W tym charakterystycznym etapie działania zbiornika uzyskuje on maksymalną objętość retencionowanych ścieków, co ilustruje rysunek 8.



Rys. 8. Ostatnia faza napełniania zbiornika odpowiadająca pełnej akumulacji ścieków we wszystkich sekcjach

Warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów w fazie pełnej akumulacji ścieków w zbiorniku przedstawiają się następująco:

- warunki brzegowe w zakresie napełnień:

$$h_1 > H_1, h_2 > H_1, h_2 > H_2, h_3 > H_2, h_3 > H_R, h_2 - h_3 = \Delta h_2, h_1 - h_2 = \Delta h_1, \Delta h_2 > \Delta h_1;$$

- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków:

$$Q_{dop} = Q_{odp}, Q_{aw} = 0; \\ \text{przy } h_1 > H_1 \text{ i } h_2 > H_1 \rightarrow Q_1 = Q_{z1}; \\ \text{przy } h_2 > H_2 \text{ i } h_3 > H_2 \rightarrow Q_2 = Q_{z2}.$$

5. Podsumowanie

Przekroje kanałów deszczowych i ogólnospławnych są w pełni wykorzystywane w niewielkim stopniu, często raz na kilka lat. W okresie znacznego nasilenia budownictwa i związanej z tym intensyfikacji istniejącej już zabudowy, szczególnego znaczenia nabierają wszystkie działania inżynierskie, które zmierzają do zwiększenia wskaźników wykorzystania przekrojów kanalizacyjnych. Nawet stosunkowo niewielkie ich zwiększenie, ale na znacznej liczbie kanałów może wpłynąć na podniesienie efektywności działania systemów odprowadzania ścieków. Wymownym przykładem tego jest rurowy zbiornik retencyjny, którego przestrzeń akumulacyjną uzyskuje się w wyniku zamontowa-

nia przegród w kanale. Zatem przy niskich nakładach finansowych można włączyć w objętość retencyjną całego systemu kanalizacyjnego niewykorzystaną dotychczas wolną przestrzeń istniejących już kanałów. Koncepcja ta może znacznie wpływać na obniżenie kosztów przeznaczanych na rozbudowę i modernizację systemów odprowadzających ścieki deszczowe i ogólnospławne.

Ustalone równania bilansu ścieków oraz graniczne warunki hydrauliczne działania zbiornika rurowego pozwalają na przeprowadzenie pełnej analizy przebiegu akumulacji ścieków w charakterystycznych fazach napełniania poszczególnych sekcji zbiornika rurowego.

Literatura

- [1] Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [2] Dziopak J., Słyś D.: Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.
- [3] Mrowiec M.: Określenie możliwości zmniejszania objętości retencyjnych zbiorników rurowych w kanalizacji deszczowej. Inżynieria i Ochrona Środowiska, nr 1/2004, tom 7, s. 107-119.
- [4] Kisiel A., Mrowiec M.: Rurowy zbiornik retencyjny jako proste, tanie i funkcjonalne rozwiązanie konstrukcyjne. Inżynieria Środowiska, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, z. 16/2003, tom II, s. 52-58.
- [5] www.amitech.pl
- [6] Słyś D., Dziopak J.: Retencyjny kanał ściekowy. Zgłoszenie patentowe nr P.391198, 2009.
- [7] Dziopak J., Stec A., Słyś D.: Rurowy zbiornik retencyjny. Zgłoszenie patentowe nr P.391574, 2009.
- [8] Kotowski A., Wójtowicz P.: Analysis of hydraulic parameters of cylindrical vortex regulators. Environment Protection Engineering, vol. 34, 2008.
- [9] Kotowski A., Wójtowicz P.: Analysis of hydraulic parameters of conical vortex regulators. Polish Journal of Environmental Studies, vol. 19, 2010.

HYDRAULIC MODEL OF TUBULAR SEWAGE RESERVOIR. PART I. FILLING PHASES

Summary

The work presents the issue concerning the regulation of rainwater and combined wastewater flow with the help of tubular storage reservoirs which relief hydraulically the sewage systems. Operating principle of innovational tubular reservoir, which is the subject of patent application, is discussed. The hydraulic model is presented and boundary conditions of its operating during characteristic phases of individual sections filling are specified.

Agnieszka STEC
Józef DZIOPAK
Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju
Politechnika Rzeszowska

MODEL HYDRAULICZNY ZBIORNIKA RUROWEGO CZ. II. FAZY OPRÓŻNIANIA

W pracy przedstawiono model hydrauliczny rurowego zbiornika retencyjnego akumulującego ścieki deszczowe i ogólnospławne w postaci opisu charakterystycznych faz jego opróżniania. Jest to zbiornik, którego zadaniem jest hydrauliczne odciążenie systemów kanalizacyjnych. Publikacja ta stanowi kontynuację tematu zamieszczonego w pracy [6].

1. Wprowadzenie

Gospodarowanie ściekami deszczowymi i ogólnospławnymi poprzez działania modernizacyjne i budowę obiektów odciążających oraz uśredniających ich przepływy zmierza w efekcie do zapewnienia stabilnego działania systemów kanalizacyjnych i właściwej ochrony wód odbiornika. W tym celu stosowane są między innymi zbiorniki retencyjne o działaniu grawitacyjnym, podciśnieniowym i grawitacyjno-pompowym, które są przedmiotem licznych zgłoszeń patentowych. Modele hydrauliczne i matematyczne tych zbiorników oraz wyniki badań symulacyjnych zostały przedstawione między innymi w publikacjach [1, 2, 3, 4].

Jednymi z rozwiązań grawitacyjnych zbiorników są zbiorniki rurowe wykonywane jako odcinki kanałów o dużych średnicach, które mogą być zlokalizowane na sieci on-line lub w formie by-passa. Ich zaletami są przede wszystkim łatwość montażu wynikająca z modularnego charakteru zbiornika oraz możliwość jego adaptacji do różnych wariantów inwestycyjnych.

Przykładem konstrukcji rurowego zbiornika retencyjnego jest rozwiązanie, będące przedmiotem zgłoszenia patentowego nr P. 391574 [5]. Ogólna koncepcja tego rozwiązania wraz z modelami hydraulicznymi jego działania w postaci opisu faz napełniania zbiornika rurowego została przedstawiona w pracy [6]. Zbiornik charakteryzuje się tym, że jego przestrzeń wewnętrzną podzieloną jest nieruchomymi przegrodami na sekcje. Przegrody te zawieszane są ponad dnem kanału prostopadle do kierunku przepływu ścieków w taki sposób, aby powstały otwory przepływowe pomiędzy kolejnymi sekcjami zbiornika. Na wyjściu

z sekcji położonej najniżej zainstalowany jest regulator przepływu, który zapewnia stały odpływ ze zbiornika, w czasie retencjonowania ścieków.

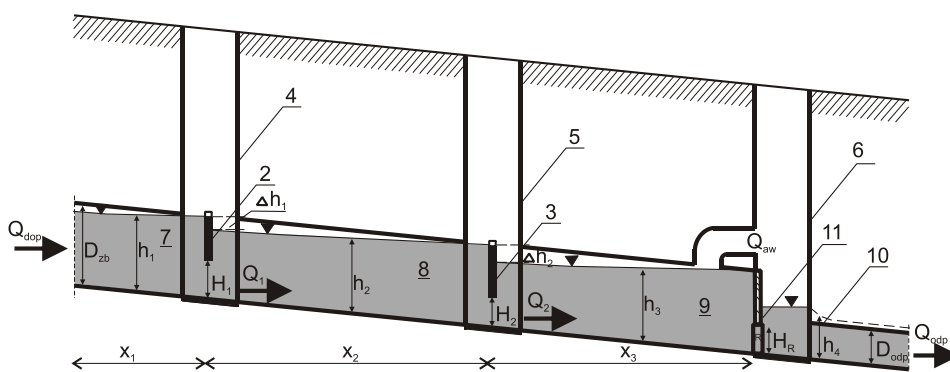
Wymaganą objętość zbiornika wyznacza się w wyniku podziału kanału na odpowiednią liczbę sekcji o określonej średnicy i długości.

2. Fazy opróżniania zbiornika rurowego

Sposób funkcjonowania rurowego zbiornika retencyjnego jest determinowany warunkami hydraulicznymi, jakie ustala się na odpływie ścieków ze zbiornika oraz na poszczególnych przegrodach zamontowanych na długości zbiornika.

W oparciu o przeprowadzoną analizę teoretyczną układu hydraulicznego zbiornika, sformułowano jego charakterystyczne fazy opróżniania sekcji w zbiorniku, które przedstawiono w postaci graficznej oraz ustalono dla nich warunki brzegowe.

Ostatnia faza napełniania zbiornika odpowiada pełnej akumulacji ścieków w poszczególnych jego sekcjach, jak to pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Faza pełnej akumulacji ścieków w sekcjach zbiornika (D_{zb} – średnica zbiornika; D_{odp} – średnica kanału odpływowego; H_1, H_2 – wysokości otworów przepływowych; h_1, h_2, h_3 – wysokości napełnienia ściekami w poszczególnych sekcjach zbiornika; h_4 – napełnienie w kanale odpływowym, H_R – wysokość otworu przepływowego regulatora)

W tym etapie działania zbiornika zwierciadła ścieków osiągnęły w sekcjach maksymalne położenie. Jest to faza, w której zbiornik uzyskuje maksymalną objętość akumulowanych ścieków.

Pełna akumulacja ścieków w zbiorniku rurowym odpowiada warunkom granicznym, które przedstawiono w postaci:

- warunki brzegowe w zakresie napełnień:

$$h_1 > H_1, h_2 > H_1, h_2 > H_2, h_3 > H_2, h_3 > H_R, h_4 = H_R, h_2 - h_3 = \Delta h_2, h_1 - h_2 = \Delta h_1, \Delta h_2 > \Delta h_1;$$

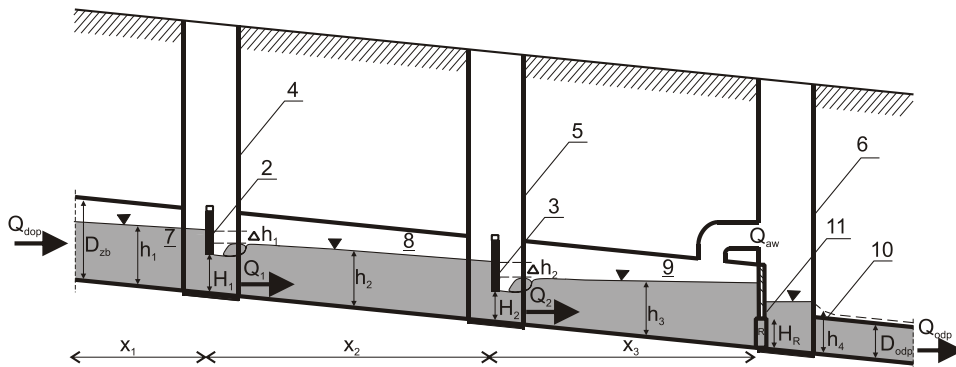
- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków;

$$Q_{dop} = Q_{odp}, Q_{aw} = 0;$$

$$\text{przy } h_1 > H_1 \text{ i } h_2 > H_1 \rightarrow Q_1 = Q_{z1};$$

$$\text{przy } h_2 > H_2 \text{ i } h_3 > H_2 \rightarrow Q_2 = Q_{z2}.$$

W wyniku zmniejszenia się lub ustania dopływu ścieków rozpoczyna się proces opróżniania zbiornika, zaczynając od sekcji 9 położonej najniżej (rys. 2). Ścieki z kolejnych sekcji przepływają przez otwory przepływowe w przegrodach w kierunku wylotu ze zbiornika. W początkowych fazach opróżniania zbiornika występuje jeszcze zdławiony przepływ przez regulator odpływu ścieków. Poniżej przedstawiono w postaci warunków brzegowych charakterystyczne fazy działania zbiornika w procesie jego opróżniania.



Rys. 2. Początkowa faza opróżniania sekcji zbiornika rurowego

Proces opróżniania przestrzeni akumulacyjnej zbiornika rozpoczyna się po osiągnięciu równowagi w bilansie ścieków, z chwilą gdy strumień objętości odpływu ścieków ze zbiornika Q_{odp} jest większy od strumienia objętości dopływających ścieków do zbiornika Q_{dop} . Temu procesowi towarzyszy ciągle obniżanie się zwierciadła ścieków w sekcjach rurowego zbiornika.

Początkowa faza opróżniania zbiornika odpowiada kształtowaniu się poziomów ścieków w poszczególnych sekcjach w sposób, jak to przedstawiono na rysunku 2, a te warunki brzegowe opisują zależności:

- warunki brzegowe w zakresie napełnień:

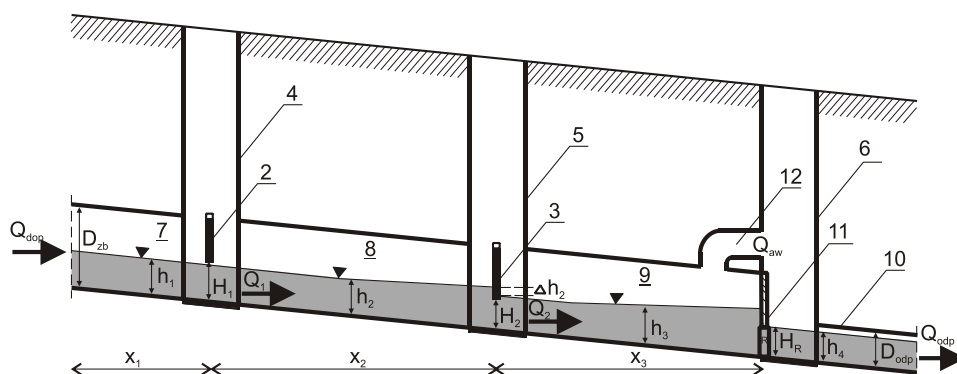
$$h_1 > H_1, h_2 > H_1, h_2 > H_2, h_3 > H_2, h_3 > H_R, h_4 = H_R, h_2 - h_3 = \Delta h_2, h_1 - h_2 = \Delta h_1;$$

- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków:

$$Q_{dop} < Q_{odp}, Q_{aw} = 0, Q_1 > Q_2, Q_2 > Q_{odp};$$

przy $h_1 > H_1$ i $h_2 > H_1 \rightarrow Q_1 = Q_{z1}$;
 przy $h_2 > H_2$ i $h_3 > H_2 \rightarrow Q_2 = Q_{z2}$.

W wyniku dalszego zmniejszania się strumienia objętości dopływających ścieków Q_{dop} w odniesieniu do zredukowanego odpływu Q_{odp} występuje kolejna charakterystyczna faza opróżniania zbiornika, którą zilustrowano na rysunku 3.



Rys. 3. Faza obrazująca kolejny etap opróżniania zbiornika rurowego

Etap ten trwa do czasu obniżenia się poziomów ścieków w poszczególnych sekcjach do wysokości zapewniającej swobodny przepływ ścieków przez otwory w przegrodach zbiornika. Warunki hydrauliczne w tej fazie działania zbiornika określone są takimi samymi zależnościami jak w fazie początkowej opróżniania zbiornika rurowego.

Końcowym etapem opróżniania poszczególnych sekcji jest powrót do sposobu funkcjonowania zbiornika rurowego, jak w okresach pogody bezdeszczowej. W etapie tym zbiornik pełni rolę kanału tranzytowego, w którym nie występuje piętrzenie przepływających ścieków. Układ hydrauliczny w sekcjach zbiornika został pokazany na rysunku 4 oraz w postaci poniżej opisanych zależności odpowiadających parametrom granicznym napelnień i przepływów:

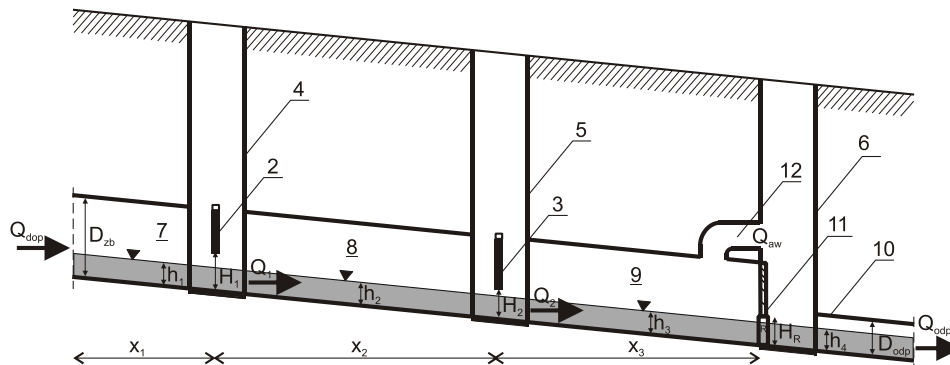
- warunki brzegowe w zakresie napelnień:

$$h_1 < H_1, h_2 < H_1, h_2 < H_2, h_3 < H_2, h_3 < H_R;$$

- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków:

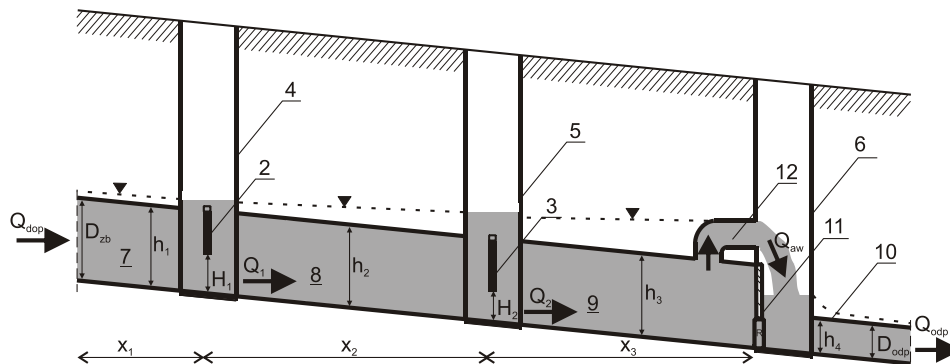
$$Q_{dop} \leq Q_1 \leq Q_2 < Q_{odp}, Q_{aw} = 0;$$

przy $h_1 < H_1$ i $h_2 < H_1 \rightarrow Q_1 = Q_{n1}$;
 przy $h_2 < H_2$ i $h_3 < H_2 \rightarrow Q_2 = Q_{n2}$.



Rys. 4. Faza opróżniania zbiornika odpowiadająca przepływowi ścieków w okresie bezdeszczowym

W przypadku wystąpienia opadów większych niż obliczeniowe, które przyjęto do wyznaczenia wymaganej pojemności zbiornika, wystąpi ciśnieniowe działanie zbiornika. Rozwiązanie tego problemu zapewnia przewód awaryjny 12 zlokalizowany w najniższej sekcji zbiornika, który pod wpływem wytworzonego ciśnienia umożliwi bezpośredni przerzut nadmiaru ścieków do komory wylotowej. Interpretację graficzną tego wariantu opróżniania zbiornika przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Faza awaryjnego opróżniania zbiornika rurowego

Napełnienie ścieków w zbiorniku osiąga maksymalny poziom odpowiadający jego średnicy D_{zb} i dalszy przyrost natężenia dopływu ścieków powoduje ciśnieniowe działanie kanału. W etapie tym charakterystyczne parametry hydrauliczne opisano poniższymi warunkami brzegowymi:

- warunki brzegowe w zakresie napełnień:

$$h_1 > H_1, h_2 > H_1, h_2 > H_2, h_3 > H_2, h_3 > H_R, h_1 = h_2 = h_3, h_4 = D_{odp};$$

- warunki brzegowe w zakresie strumieni objętości ścieków:

$$Q_{dop} > Q_{odp} \text{ i } Q_{aw} > 0.$$

3. Podsumowanie

Rurowy zbiornik retencyjny stanowi konkurencyjne rozwiązanie w odniesieniu do znanych modeli hydraulicznych zbiorników kanalizacyjnych. Decydują głównie o tym niskie nakłady finansowe wynikające z tego, że wykorzystać można znaczną pojemność już istniejących kanałów deszczowych i ogólnospławnych. Proponowane rozwiązanie może być tanio i szybko wdrożone jako efektywny element modernizowanych systemów kanalizacyjnych.

W pracy sformułowano charakterystyczne fazy opróżniania zbiornika, które opisano warunkami brzegowymi w zakresie zmiennych w czasie napełnień i strumieni przepływów. Prezentowane wyniki badań stanowią kontynuację publikacji [6], w której przedstawiono model hydrauliczny zbiornika rurowego w charakterystycznych fazach jego napełniania.

Literatura

- [1] Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji. Monografia habilitacyjna 125. Zakłady Graficzne Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992.
- [2] Kisiel A.: Hydrauliczna analiza działania grawitacyjno-podciśnieniowych zbiorników kanalizacyjnych. Monografia habilitacyjna 238. Zakłady Graficzne Politechniki Krakowskiej, Kraków 1998.
- [3] Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [4] Dziopak J., Słyś D.: Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.
- [5] Dziopak J., Stec A., Słyś D.: Rurowy zbiornik retencyjny. Zgłoszenie patentowe nr P.391574, 2009.
- [6] Stec A., Dziopak J.: Model kanalizacyjnego zbiornika rurowego. Cz. I. Fazy napełniania zbiornika. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59 (2/12/I), Rzeszów 2011.

HYDRAULIC MODEL OF TUBULAR SEWAGE RESERVOIR. PART II. EMPTYING PHASES

Summary

The work presents the hydraulic model of tubular storage reservoir accumulating the rainwater and combined wastewater as characteristic phases of its emptying. It is a reservoir which task is the hydraulic relief of sewage systems. This publication is the continuation of the issues presented in [6].

Marek ZAWILSKI
Instytut Inżynierii Środowiska
Politechnika Łódzka

ANALIZA OBCIĄŻENIA HYDRAULICZNEGO SYSTEMU KANALIZACYJNEGO W SKALI DUŻEJ ZLEWNI MIEJSKIEJ

W artykule przedstawiono analizę wyników modelowania ogólnospławnego systemu kanalizacji ogólnospławnej dla zlewni o dużej powierzchni. Zastosowano program SWMM v.5.0 zaadaptowany do wprowadzania opadu o intensywności przestrzennie zmiennej. Symulację funkcjonowania systemu kanalizacyjnego przeprowadzono dla rzeczywistych zlewni w Łodzi przy wykorzystaniu danych z monitoringu opadów na terenie miasta w roku 2010 i 2011. Na tej podstawie porównano wyniki obliczeń dla opadów przestrzennie zmiennych oraz punktowych zadanych dla całej zlewni. Ta ostatnia opcja prowadzić może do istotnego zawyżenia lub zaniżenia wyników obliczeń.

1. Wprowadzenie

Komputerowe modelowane miejskich systemów kanalizacyjnych jest wygodnym narzędziem do oceny ich funkcjonowania, zarówno na etapie projektowania, jak i eksploatacji. Jest to jednak możliwe pod warunkiem dysponowania modelami o dużym stopniu wiarygodności. Istotne jest w tym aspekcie osiągnięcie wiarygodności w zakresie dwu kategorii:

- modelu samego systemu kanalizacyjnego, co jest związane z poprawnym odwzorowaniem sieci przewodów i zlewni, w czym pomocna jest obecnie technologia GIS [1],
- danych wejściowych, a szczególności danych o opadach.

W opcji projektowej chodzi o wybranie tzw. miarodajnego opadu obliczeniowego, na podstawie którego można określić przekroje i spadki przewodów oraz parametry techniczne innych obiektów specjalnych – pompowni, zbiorników retencyjnych, przelewów itd.

W opcji eksploatacyjnej może być istotna ocena przeciążenia systemu (w tym ocena miejsc i częstości wylewów oraz działanie przelewów burzowych), a także wdrożenie sterowania w czasie rzeczywistym [2].

Jak wiadomo krajowe przepisy prawne i normy zalecają stosowanie zweryfikowanych modeli komputerowych do oceny funkcjonowania systemów kanalizacyjnych w przypadku, gdy brak jest danych z obserwacji ich

funkcjonowania w dłuższym okresie czasu. Do rozstrzygnięcia zatem pozostaje pytanie o jakość tych modeli, oraz, co wspomniano wyżej, o jakość danych wejściowych oraz o zasady prowadzenia obliczeń.

Miejskie systemy kanalizacyjne, służące do odprowadzania ścieków opadowych reagują na intensywność opadu, przesuwanego się nad obszarem zurbanizowanym. Celem niniejszej pracy jest analiza wpływu przestrzennego rozkładu intensywności opadu na charakterystykę przepływów w systemie kanalizacji ogólnospławnej.

2. Czasowo-przestrzenna charakterystyka opadów

O ile dość dokładnie można obecnie prognozować wielkość intensywności opadu o określonym czasie trwania, o tyle nadal słabo rozpoznany jest jego rozkład przestrzenny. Brak wiedzy w tym zakresie sprawia, że opad o prognozowanej intensywności jest przyjmowany na całym obszarze zlewni kanalizacyjnej jako równomierny, co w przypadku dużych zlewni może prowadzić do znacznych błędów w ocenie spływu powierzchniowego i przepływu w kanalizacji, jak też ciekach na zlewniach [3-9].

Z formalnego punktu widzenia można mówić o takiej charakterystyce opadu, w której jego intensywność zależy od czasu trwania i prawdopodobieństwa (lub równoważnej mu częstości) wystąpienia – IDF (intensity-duration-frequency). Jest to powszechna i najlepiej poznana zależność, sprowadzona do znanych formuł praktycznych, np. Reinholda, Błaszczyka, Lambora, Bogdanowicz-Stachy'ego, Licznara czy Kotowskiego [10, 11, 12].

Wiadomo jednak, iż w.w. formuły zostały określone na podstawie pomiarów opadów na jednym stanowisku (punktowych).

Ponieważ modelowanie systemu kanalizacyjnego odbywa się przy wykorzystaniu pomiarów opadów na wybranym stanowisku (lub opadu projektowego miarodajnego, również traktowanego jako rozłożony równomiernie), przeto nie jest wiadome, jaka charakterystyka opadu występuje na całym obszarze zlewni. Charakterystyka ta jest z reguły inna, np. intensywność opadu tzw. obszarowa bywa redukowana w uproszczeniu przez pomnożenie punktowej przez współczynnik <1 [13, 14]. Ogólnie charakterystyka opadu uwzględniająca efekty obszarowe jest oznaczana skrótem IDAF (intensity-duration-area-frequency) [7, 15]. Niestety, charakterystyki typu IDAF nie mogą być obecnie wystarczająco dokładnie podane, gdyż należałoby dysponować danymi przestrzennymi opadów z okresu wielolecia, o tym samym stopniu dokładności, co ciągi opadowe, brane do ustalania charakterystyk typu IDF. Dotychczasowe analizy przestrzennego rozkładu intensywności opadu wskazują na jego wysoce skomplikowaną strukturę i brak jest, jak dotąd, wiarygodnych jednoznacznych modeli tego zjawiska [9, 16, 17].

Oczywiste jest, że dla małych zlewni wpływ przestrzennej redukcji intensywności opadu jest znikomy i w praktyce można używać do obliczeń opadu punktowego. Graniczną wielkość zlewni dla takiej opcji obliczeniowej można oszacować na podstawie dotychczasowych analiz problemu. W końcu ub. wieku na podstawie analiz, jakie przeprowadził Instytut Ochrony Środowiska

w Warszawie dla zlewni „Orzycka” (dla zasięgu opadu na powierzchni 2500 ha oraz 5 stanowisk pluwiometrycznych) ustalono, że dla zlewni większych od 400 ha współczynnik redukcji obszarowej opadu należy uwzględnić, szczególnie dla opadów krótkich [18]. Z kolei zalecenia do tworzenia sieci pluwiometrycznych wskazują na rozstaw stanowisk pomiarowych, które powinny obejmować obszar rzędu 1 km² [19,20], przy czym liczba stanowisk powinna być optymalizowana pod względem minimalizacji błędu pomiaru oraz kosztów urządzania sieci pomiarowej [21].

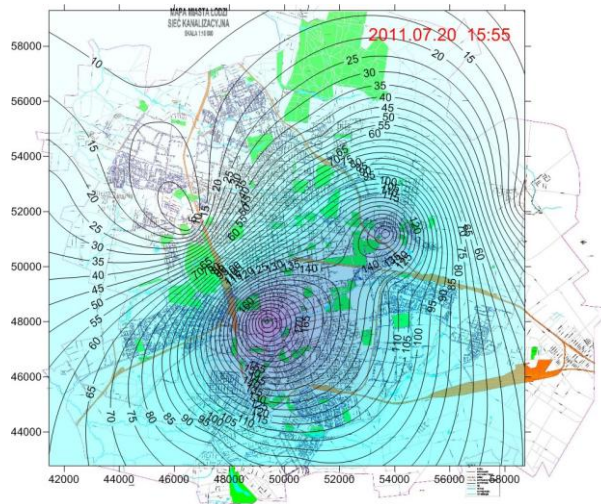
Przy zastosowaniu współczynnika przestrzennej redukcji opadu przebieg zmienności jego intensywności na obszarze zlewni nie ma znaczenia, gdyż wszystkie zlewnie cząstkowe są obciążane tym samym pluwiogramem zredukowanym w stosunku do opadu punktowego. Wynik obliczeń może być poprawny dla przekroju wylotowego, jednak nie musi być takim dla innych przekrojów sieci na obszarze zlewni, ponieważ ignorowane są lokalne wahania intensywności opadu, a także efekt jego wędrówki nad zlewnią. Dlatego też poprawa dokładności odwzorowania hydrauliki systemu może następować w przypadku uwzględnienia faktycznie pomierzonych wartości zmiennej intensywności opadu na obszarze zlewni [22, 23]. Ponadto analiza samego rozkładu intensywności opadu nad terenem zlewni bezpośrednio nie daje odpowiedzi na temat funkcjonowania systemu kanalizacyjnego. To jest uzależnione od geometrycznych właściwości tego systemu oraz obecności wspomnianych wcześniej obiektów specjalnych.

3. Baza danych opadowych

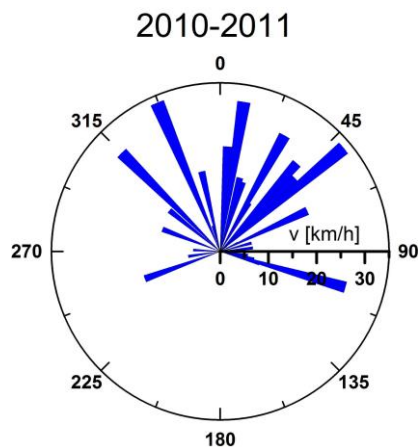
Do analiz funkcjonowania systemu kanalizacji ogólnospławnej wykorzystano wyniki monitoringu opadów na terenie Łodzi z lat 2010 i 2011. Wyniki te pochodzą z zapisu opadów na 21 stanowiskach pluwiometrycznych [24, 25]. Do obecnych analiz przyjęto dane pomiarowe dotyczące 17 wybranych opadów intensywnych w okresie wiosenno-letnim tych dwu lat.

Zapisy oryginalne z rozdzielczością czasową 5 minut dla wszystkich opadów w formacie MS Excel poddano następnie obróbce, która polegała na sporządzeniu dla każdego zjawiska map warstwowych (izolinii jednakowych wartości intensywności opadu) z krokiem 5 minut, nałożonych na mapę miasta (rys.1). Wykorzystano w tym celu program Golden Software SURFER v.10. Program ten dla sporządzenia obrazu warstwowego oblicza wpierw wartości rzędnych (tu: intensywność opadu) na zadanej siatce prostokątnej, tworząc plik „grid”. W danym przypadku przyjęto rozmiar pola analiz na mapie miasta 16 na

16 km (co wynika z rozmieszczenia posterunków pomiarowych) oraz jego podział na 200 interwałów w kierunku N-S i E-W. W związku z tym „oczko” siatki ma rozmiar 80 na 80 m. Wartości intensywności opadu w węzłach tej siatki są następnie zapamiętywane w pliku tekstowym.



Rys. 1. Przykład mapy warstwicy – rozkład intensywności opadu o godz. 15:55 w dniu 20 lipca 2011 r.



Rys. 2. Kierunki i prędkości wędrowki opadów intensywnych w Łodzi w latach 2010-2011

Specjalną uwagę poświęcono analizie algorytmu wyznaczania wartości intensywności opadu w węzłach siatki. Algorytm ten pozwala w programie SURFER jedynie na efektywną interpolację wartości między punktami pomiarowymi. Niemniej do dyspozycji użytkownika jest kilka algorytmów, z których ostatecznie wybrano najczęściej stosowaną metodę krigingu

liniowego. Metoda ta okazała się najbardziej poprawna w testach, polegających na odtworzeniu brakujących danych.

W celu zorientowania się w charakterze opadów intensywnych sporządzono również bazę danych na temat kierunków i prędkości przemieszczania się stref opadu (rys.2). Jako prędkość wynikową przyjęto uśrednioną prędkość przemieszczania się środka ciężkości strefy opadu. Jak wynika z tych obliczeń, strefy opadów intensywnych mogą się przemieszczać w dowolnych kierunkach (poza kierunkiem z północy na południe) z prędkościami od kilku do około 30 km/h.

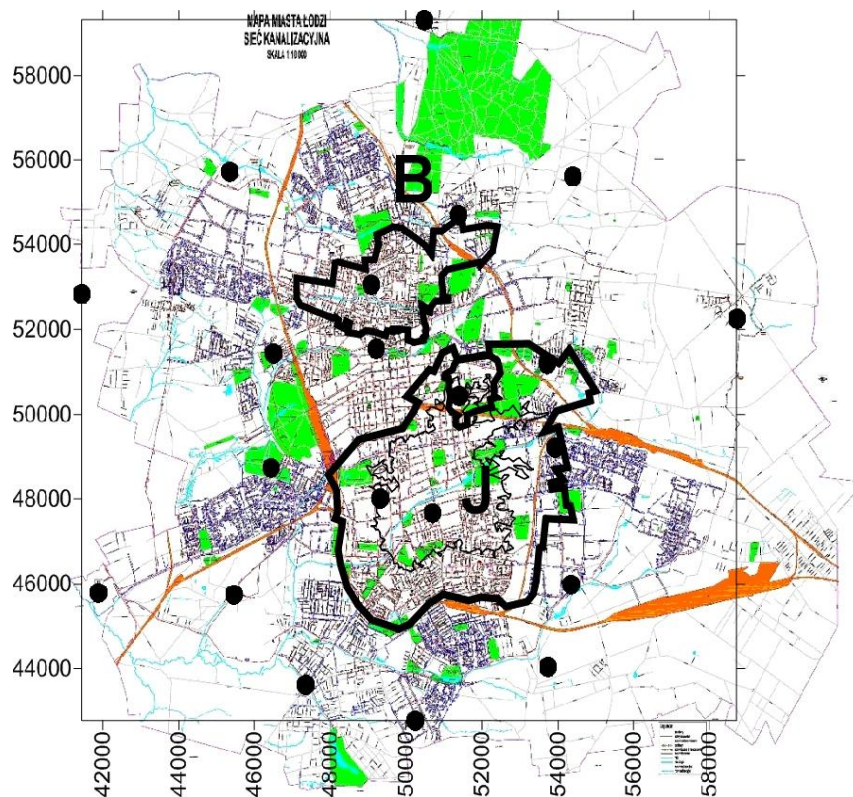
4. Model cyfrowy

Do analiz funkcjonowania systemu kanalizacji ogólnospławnej wykorzystano program SWMM 5.0.022, w którym przygotowano dwie zlewnie miejskie w Łodzi: zlewnie rzeki Jasień, obejmującą południową część miasta oraz zlewnię rzeki Bałutki, położoną w jego części północnej (rys.3, tab.1). W obu przypadkach możliwe było skorzystanie z monitoringu strumienia przepływu w sieci kanalizacyjnej: na zlewni rzeki Jasień dostępne są dane o przepływach w sieci kanalizacyjnej dla komór 5 przelewów burzowych, zaś dla zlewni Bałutki dla 1 burzowca. Informacje te zostały zebrane dla analizowanych zjawisk opadowych dzięki pomocy Zakładu Wodociągów i Kanalizacji w Łodzi.

Model cyfrowy w programie SWMM obejmuje kolektory kanalizacyjne i przypisane do nich powierzchnie cząstkowe zgodnie z cyfrowymi mapami miasta i systemu kanalizacji ogólnospławnej. Uwzględnienie faktycznie zarejestrowanych opadów z uwzględnieniem ich zmienności przestrzennej okazało się zadaniem złożonych z uwagi na brak takiej opcji obliczeniowej w programie SWMM. Jednakże zadanie to jest możliwe do zrealizowania przez przypisanie każdej zlewni cząstkowej własnego pluwiogramu obliczeniowego. Wykonano to w ten sposób, iż każda ze zlewni cząstkowych ma przypisane z krokiem 5 minut wartości intensywności opadu z najbliższego węzła siatki „grid” programu SURFER. Jednak pomija się efekty wędrówki opadu na obszarze zlewni cząstkowej.

Obliczenia modelowe wykonano w dwóch wariantach:

1. Symulacja strumienia przepływu w sieci kanalizacji ogólnospławnej wg rzeczywistości pomierzonych opadów przy uwzględnieniu ich rozkładu przestrzennego,
2. Symulacja wg opadu punktowego, przyjętego dla całego obszaru zlewni.



Rys. 3. Analizowane zlewnie ogólnospławne (B- Bałutki, J – Jasionia) oraz rozmieszczenie stanowisk pluwiometrycznych na mapie Łodzi. Zlewnia J7 stanowi podzlewnię na obszarze zlewni „J” i jest zaznaczona w jej górnej części.

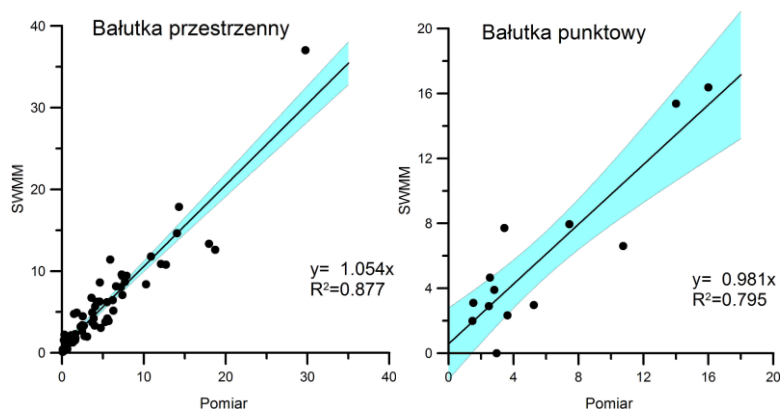
Tabela 1. Zasadnicze parametry analizowanych zlewni

Parametr	Jednostka	Zlewnia		
		Bałutki	Jasionia	J7
Rozmiar przybliżony	km	6×4	6.5×6	2.6×2.2
Powierzchnia całkowita	ha	1151	2575	357
Powierzchnia uszczelniona	ha	481	799	114
Stopień uszczelnienia	%	42	31	32
Średni spadek podłużny sieci kanalizacyjnej	‰	11.0	12.3	13.3
Średni przepływ pogody suchej*	m ³ /s	0.32	0.63	0.14
Kierunek spływu ścieków	-	NE - SW	E-W	N-S
Liczba zlewni cząstkowych	-	2112	371	40
Zakres powierzchni zlewni cząstkowych	ha	0.02-4.94	0.10-49.42	0.37-34.4

* na wylocie ze zlewni; w obliczeniach uwzględniono godzinowe wahania spływu ścieków.

5. Wyniki obliczeń i ich dyskusja

Na rys. 4 przedstawiono wyniki obliczeń dla obu wariantów. Punkty na wykresie oznaczają maksymalne przepływy we wszystkich przekrojach pomiarowych i dla wszystkich analizowanych opadów.

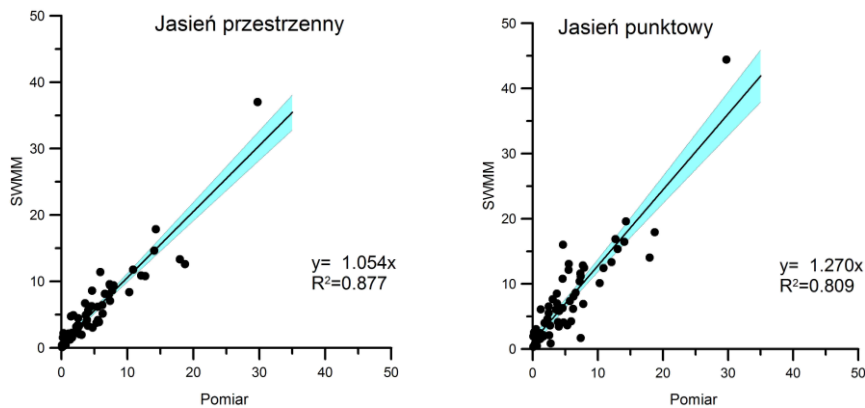
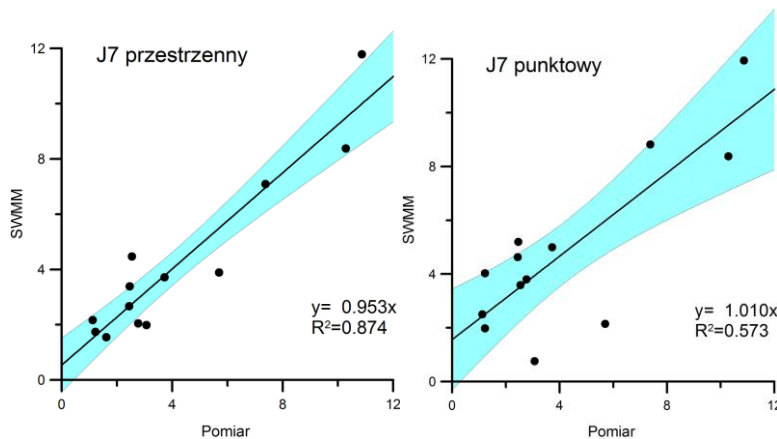


Rys. 4. Wyniki obliczeń dla zlewni Bałutki (strumień przepływu w [m³/s])

Dla wariantu nr 1 (opad przestrzennie zmienny) wyniki stanowią zarazem efekt kalibracji modelu SWMM, gdzie dobierano następujące parametry modelu: hydrauliczną szerokość pasa spływu, wysokość retencji na powierzchniach uszczelnionych oraz współczynnik szorstkości Manninga dla zlewni oraz kanałów.

Generalnie dopasowanie wyników symulacji do pomiarów dla opcji opadu przestrzennego można uznać za zadowalające. Zauważalne odchyłki wartości symulowanych można przypisać następującym czynnikom:

- Niedokładności odwzorowania granic zlewni cząstkowych oraz stopnia ich efektywnego uszczelnienia,
- Pominięcie kanałów o mniejszych przekrojach (ponieważ dla zlewni Jasienia pominięto większość takich kanałów na osiedlach, fakt ten zrekompensowano zwiększeniem wartości retencji terenowej),
- Możliwym wystąpieniem maksimum opadu między posterunkami pomiarowymi; efekt ten nie może być uwzględniony w procesie interpolacji,
- Braki w zapisach pluwograficznych na niektórych stanowiskach (dane te są odtwarzane przez program SURFER w procesie interpolacji wg innych okolicznych posterunków, jednak mogą nie być odwzorowane dokładnie, gdyby stanowiły anomalię lokalną); większość odchyłek strumienia przepływu można przypisać temu właśnie czynnikowi,
- Ograniczona dokładność modelowania efektów wylewów ścieków z sieci na teren.

Rys. 5. Wyniki obliczeń dla zlewni Jasienia (strumień przepływu w [m³/s])Rys. 6. Wyniki obliczeń dla zlewni J7 (strumień przepływu w [m³/s])

Zmiana opcji obliczeniowej na wariant nr 2 skutkuje jednak powstaniem jeszcze większych błędów, których wartość jest uzależniona od charakterystyki danego opadu. W większości przypadków przyjęcie do obliczeń statycznego opadu punktowego zadanego na całym obszarze zlewni prowadzi najczęściej do zawyżania wyniku dla przekrojów pomiarowych oraz pogorszenia się współczynnika determinacji R^2 . Wyraźnie widać także wpływ rozciągłości zlewni, gdyż różnice te są wyraźniejsze w przypadku największej zlewni, jaką jest cała zlewnia Jasienia. W niektórych przypadkach poszczególne wyniki dla tej opcji były zaniżone – wówczas mianowicie, gdy intensywność opadu punktowego była przypadkowo mniejsza od tej, jaka została zarejestrowana na posterunkach odległych od środka zlewni.

Analiza poszczególnych przypadków pozwala na dokładniejsze wyjaśnienie otrzymanych różnic. Przykładowo dla zjawiska z dnia 24 lipca 2011 r. maksimum intensywności opadu 13.6 mm/h wypadło na zlewni Jasienia na posterunku „Polmo”, a dla pozostałego obszaru zlewni było znacznie

mniejsze. Strumień przepływu w punktach pomiarowych na przelewach burzowych obliczone wg opadu punktowego okazał się 1.7 do 4.7 razy większy, niż obliczony wg opcji opadu przestrzennego. Z kolei dla 7 czerwca 2011 r. strumień przepływu obliczony wg opcji opadu punktowego wyniósł tylko 0.4 wartości otrzymanej dla opadu przestrzennego, ponieważ na posterunku „Polmo” zmierzony opad o maksymalnej intensywności 17.4 mm/h był wielokrotnie mniejszy, niż padający w innych obszarach zlewni (gdzie dochodził do 66 mm/h).

Szczególnie w przypadku zlewni Jasienia (około 2600 ha) analiza wykazuje konieczność operowania dokładniejszymi danymi opadowymi, gdyż modelowanie dotyczy także funkcjonowania przelewów burzowych oddziaływujących na siebie wzajemnie. Przyjmowanie opadu punktowego dla całej zlewni prowadzi do istotnego zawyżenia częstości i objętości zrzutu ścieków przez te przelewy. Jednak nawet dla zlewni znacznie mniejszej – J7 (około 360 ha) przyjmowanie do obliczeń opadu punktowego wiąże się powstawaniem błędów modelowania, które w tym przypadku ujawniają się w większym rozproszeniu punktów bez zawyżania współczynnika linii trendu.

6. Wnioski końcowe

Uwzględnienie przestrzennego rozkładu intensywności opadu na rozciągniętych zlewniach zurbanizowanych umożliwia uzyskanie znacznie dokładniejszych wyników modelowania przepływów w kanalizacji ogólnospławnej. Wniosek ten dotyczy zapewne także sieci kanalizacji deszczowej. W pewnych sytuacjach (dla zlewni rozciągniętych o powierzchni ponad 1000 ha) obliczenie sieci wg opcji statycznego opadu punktowego, którego intensywność jest przyjęta dla całej zlewni jako jednakowa, może prowadzić do znacznego zawyżenia lub zaniżenia strumienia przepływu w kanałach. Biorąc to pod uwagę istnieje pilna potrzeba weryfikacji zasad przyjmowania opadów miarodajnych do wymiarowania sieci kanalizacyjnych dla zlewni o znacznych rozmiarach.

Badania naukowe zostały wykonane w ramach realizacji Projektu „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Literatura

- [1] Kwietniewski M.: GIS w wodociągach i kanalizacji, PWN, 2008.
- [2] Mrowiec M.: Zastosowanie sterowania w czasie rzeczywistym w systemach kanalizacji rozdzielczej i ogólnospławnej, INFRAEKO 2009, 151-164.

-
- [3] Schilling W.: Effect of spatial rainfall distribution on sewer flows. *Wat.Sci.Tech.*, 1984, 16, 8/9, 177-188.
- [4] Stephenson D. Kinematic study of effects of storm dynamics on runoff hydrographs. *Water SA*, 1984, 10,4, 189-196.
- [5] Faurès J-M., Goodrich D.C., Woolhiser D.A., Sorooshian S., Impact of small-scale spatial rainfall variability on runoff modeling, *J. of Hydrology*, 1995, 173, 309-326.
- [6] Roux C., Guillon A., Comblez A.: Space-time heterogeneities of rainfalls on runoff over urban catchments, *Wat.Sci.Tech*, 1995, 32, no.1, 209-215.
- [7] De Michele C., Kottegoda N.T., Rosso R.: IDAF (intensity-duration-area-frequency) curves of extreme rainfall: a scaling approach, *Water Science and Technology*, 2002, 45, 2,83-90.
- [8] Willems P., Berlamont J., Accounting for the spatial rainfall variability in urban modeling applications, *Water Science and Technology*, 2002, 45, 2, 105-112.
- [9] Segond M.L.: Stochastic Modelling of Space-Time Rainfall and the Significance of Spatial Data for Flood Runoff Generation, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, 2006.
- [10] Licznar P., Łomotowski J., Rojek M.: Pomiar i przetwarzanie danych opadowych dla potrzeb projektowania i eksploatacji systemów odwodnieniowych, *Futura Poznań*, 2005.
- [11] Kotowski A., Kaźmierczak B., Danczewicz A.: Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji, PAN Warszawa, 2010.
- [12] Kotowski A.: Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnienia terenów, wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa, 2011.
- [13] Haug H.P.: Einflüsse auf die Ableitung und den Überlauf von Regenwasser. Forschungs- und Entwicklungsinstitut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft sowie Abfallwirtschaft e.V. in Stuttgart, 1970.
- [14] Desbordes M., Raous P., Trevisoly Y.: Areal reduction factors on short times and space intervals, *Proc. of seminar on rainfall as basis for urban runoff design and analysis in Copenhagen*, Pergamon Press, Oxford, 1983.
- [15] Giguere, P., Bush, R., Curtis, D., Cottingame, M., Dallas' innovative design storm approach incorporates radar-rainfall analysis of storm size and shape, *WEFTEC 2005*, 6869-6881.
- [16] Wheeler H.S., Isham V.S., Cox, D.R., Chandler R.E., Kakou A., Northrop P.J., Oh L., Onof C., Rodriguez-Iturbe I. (2000): Spatial-temporal rainfall fields: modeling and statistical aspects, *Hydrology and Earth System Sciences*, 4(4), 581-601.
- [17] Villarini G., Smith J.A., Baeck M.L., Sturdevant-Rees P., Krajewski W.F.: Radar analyses of extreme rainfall and flooding in urban drainage basins, *J. of Hydrology*, 2010, 381, 266-286.
- [18] Żyła A.: Opracowanie danych opadowych ze stacji Puławska w Warszawie jako przykład metodyki wyznaczania parametrów opadu miarodajnego do modelowania odpływu ze zlewni miejskiej, *Ochrona Środowiska i Zasobów Naturalnych*, 1992, 3, 67-82

- [19] Bastin G., Lorent B., Duquè C., Gevers M. (1984). Optimal Estimation of the average areal rainfall and optimal selection of rain gauge locations, *Water Resources Research*, 20, 4, 463-470.
- [20] Berne, A., Delrieu, G., Creutin, J.-D., and Obled, C. (2004). Temporal and spatial resolution of rainfall measurements required for urban hydrology. *Journal of Hydrology*, 299, 166–179.
- [21] Pardo-Igúzquiza E.: Optimal selection of number and locations of rainfall gauges for areal rainfall estimation using geostatistics and simulated annealing, *J.of Hydrology*, 1998, 210, 206-220.
- [22] Umakhanthan K.: Estimation of the spatio-temporal heterogeneity of rainfalls and its importance towards robust catchment simulation, within a hydroinformatic environment, thesis, Faculty of Engineering, UNSW, Australia, 2002.
- [23] Schellart A.N.A., Shepherd W.J., Saul A.J.: Influence of rainfall estimation error and spatial variability on sewer flow prediction at a small urban scale, *Advances in Water Resources*, 2011, 95, 3-4, 544-548.
- [24] Zawilski M.: Wstępne rezultaty monitoringu przestrzennego rozkładu opadów w Łodzi, *Wody opadowe a zjawiska ekstremalne*, red. J.Łomotowski, wyd. Seidel-Przywecki sp. z o.o., Warszawa, 2011, 31-40.
- [25] Zawilski M., Brzezińska A.: Spatial rainfall intensity distribution over an urban area and its effect on a combined sewerage system, 12th Int. Conf. on Urban Drainage, Porto Alegre, 2011.

ANALYSIS OF HYDRAULIC LOADING OF A SEWERAGE SYSTEM IN THE SCALE OF A LARGE URBAN CATCHMENT

S u m m a r y

This article presents the results of computer simulations of existing combine sewerage system with the use of the SWMM v.5.0 software. The software input format has been adopted for the case of spatially distributed rainfalls. Rainfall data obtained from a municipal monitoring system were used for modeling runoff from two large urban catchments in Łódź. On the basis of the results, the comparison of flows obtained for the spatially distributed and standard static rainfalls has been made. It was demonstrated that the option of static rainfalls usually leads to significant overestimation of flows (however in some case underestimation is also possible). For that reason, there is an urgent need to verify the present rules and methods for dimensioning sewerage systems draining large urban catchments.

Martina ZELEŇÁKOVÁ
Gabriela REJDOVJANOVÁ
Institute of Environmental Engineering
Technical University of Košice

STORMWATER MANAGEMENT – A BASIC CONCEPTS

A complete well-functioning urban drainage (sewerage) is the most effective solution to the sewage and urban runoff problem. Such systems allow utilization of the most modern methods for household and commercial wastewater disposal (flushing toilets and in-sink garbage grinders), as well as rainwater. The need for cesspools, septic tanks and other on-site sewage disposal systems is therefore eliminated. A complete urban storm drainage and waste collection system can be optimally and economically developed when protection of receiving waters and their ability to assimilate wastewaters are included in the design. This paper provides background information and summary data on wastewater management in generally.

1. Introduction

Drainage systems are needed in developed urban areas because of the interaction between human activity and the natural water cycle. This interaction has two main forms: the abstraction of water from the natural cycle to provide a water supply for human life, and the covering of land with impermeable surfaces that divert rainwater away from the local natural system of drainage [1].

Urbanization and growth of megacities are not new phenomena. However, the trend of current urbanization in developing countries differs greatly from that in developed world. Gradual growth rates also enabled these cities to progressively and effectively develop the necessary infrastructure and the capacities to manage their water supply and sewerage services. The current concept of wastewater collection, treatment and discharge is based on centralized sewer systems, which were installed in municipal areas to remove all kinds of mixing polluted liquid streams from the household. In order to limit environmental pollution and to reduce the public health risks in waste and wastewater, wastewater and other waste from household are conveyed far away from residential sites as quickly as possible. To a large degree, conventional centralized sewage system could solve the problems of

sanitation very efficiently [2]. This is now regarded as the standard approach in industrial wastewater treatment. Decentralized wastewater systems treat wastewater close to the source, typically providing treatment on the property of individual homes or businesses [3]. Decentralized management can be regarded as an alternative, the sustainable strategy and redevelopment of rural and urban human settlement, practically considering ecological, economical and social criteria.

2. Wastewater

Wastewater, or sewage, is one of the two major urban water-based flows that form the basis of concern for the drainage engineer. Wastewater is the main liquid waste of the community. Safe and efficient drainage of wastewater is particularly important to maintain public health (because of the high levels of potentially disease-forming micro-organisms in wastewater) and to protect the receiving water environment (due to large amounts of oxygen-consuming organic material and other pollutants in wastewater) [1].

The basic sources of wastewater are summarised in Fig. 1 and consist of [1]:

- domestic,
- non-domestic (commercial and industrial),
- infiltration/inflow.

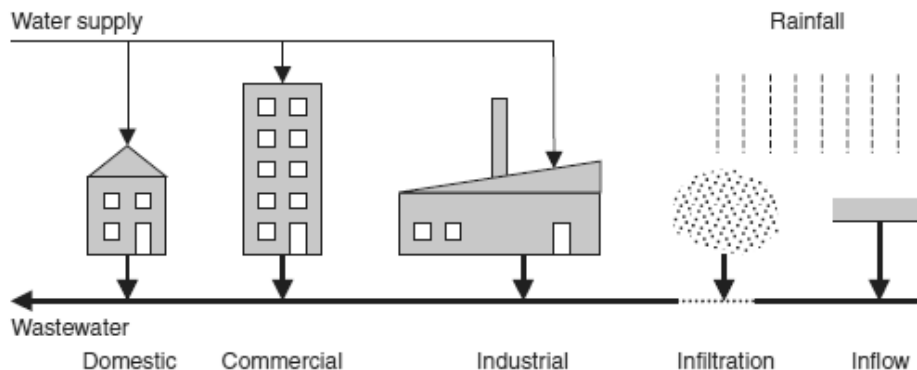


Fig. 1 Sources of wastewater

In practice, the relative importance of the components will vary with a number of factors, including [1]:

- location (climatic conditions, the availability of water and its characteristics, and individual domestic water consumption),
- diet of the population,
- presence of industrial and trade effluents,
- the type of collection system (i.e. separate or combined),
- condition of the collection system.

The following is concerned with the generation and characteristics of wastewater. It collates quantity and quality information on the various sources of wastewater and discusses their relative importance.

3. Domestic

In many networks, the domestic component of wastewater is the most important. Domestic wastewater is generated primarily from residential properties but also includes contributions from institutions (for example, schools, hospitals) and recreational facilities (such as leisure centres). In terms of flow quantity, the defining variable is domestic water consumption, which is linked to human behaviour and habits. In fact, very little water is actually consumed, or lost from the system. Instead, it is used intermittently (degrading its quality) and then discharged as wastewater [1].

Important factors affecting the magnitude of per capita water demand include the following [1]:

- Climate - climatic effects such as temperature and rainfall can significantly affect water demand. Water use tends to be greatest when it is hot and dry, due largely to increased garden watering/sprinkling and landscape irrigation.
- Demography - it has been demonstrated that household occupancy levels are important, with larger families tending to have lower per capita demand. While, at the other end of the scale, retired people have been shown to use more water than the rest of the population.
- Socio-economic factors - the greater the affluence or economic capabilities of a community, the greater the water use tends to be. There is link between water demand and economic indicators such as dwelling type or dwelling rateable value. This is due to greater ownership such as washing machines, dishwashers and power showers.
- Development type - dwelling type is important. In particular, dwellings with gardens may use more water than flats or apartments.
- Extent of metering and water conservation measures - water undertakers with metered supplies usually charge their customers based on the quantity of water used in a given period. In theory at least, metered supplies should prevent waste of water by users, reduce actual water use and therefore reduce wastewater flows.
- Quantification - water consumption per head of population is extremely varied. Approximately one third of the water in the home is used for WC flushing, one third for personal washing via the wash basin, bath and shower, and the final third for other uses such as washing-up, laundry and food/drink preparation. It is notable that only a very small percentage of this potable standard water is actually drunk.

4. Non-domestic

There are two categories [1]:

- Commercial - this category includes businesses such as shops, offices and light industrial units, and commercial establishments such as restaurants, laundries, public houses and hotels. Demand is generated by drinking, washing and sanitary facilities, but patterns of use are inevitably different to those generated by domestic usage. The toilet/urinal usage is an even more dominant component of water use (50%) than in the domestic environment. Much less detailed information is available on commercial usage than on domestic usage.
- Industrial - the component of wastewater generated by industrial processes can be important in specific situations, but is more difficult to characterise in general because of the large variety of industries. In most cases, effluents result from the following water uses: sanitary (e.g. washing, drinking, personal hygiene); processing (e.g. manufacture, waste and by-product removal, transportation); cleaning; cooling.

5. Infiltration and inflow

Unlike the other sources of wastewater, infiltration and inflow are not deliberate discharges, but occur as a consequence of the existence of a piped network. Infiltration and inflow have are defined as water that enters the sewer system through indirect and direct means respectively. Infiltration is extraneous groundwater or water from other leaking pipes that enters the sewer system through defective drains and sewers (cracks and fissures), pipe joints, couplings and manholes. Inflow is stormwater that enters separate foul sewers from illegal or misconnected yard gullies, roof downpipes or through manhole covers [1].

6. Rainwater

Rainwater is generated by rainfall, and consists of that proportion of rainfall that runs off from urban surfaces.

Concerning the proportion of evaporation, infiltration and runoff, rain water infiltration can contribute essential benefits to the harmonization of natural water balance, and also positive influence for soil, weather, fauna and vegetation. Hence, they can not only significantly reduce the peak runoff in sewers, but also reduce the size of the sewage pipes required to handle the waste stream, which is important when aging systems have to be rebuilt. In addition, the construction of retention and infiltration systems is usually more economic than the construction of technical rain water utilization system and the related construction work generally does not limit the use of space above ground, since the systems can be also installed underground [4].

Systems for rainwater collection, storage and utilization are commonly used in many countries as sources of reduced quality water to be used in a sanitary network system of buildings and for watering, among others [5].

7. Rainwater harvesting

The reasons for collecting and using rainwater for domestic use are plentiful and varied [6]:

- Increasing water needs/demands - the increased need for water results in lower groundwater tables and depleted reservoirs. Many piped water supply systems fail. The use of rainwater is a useful alternative.
- Variations in water availability - the availability of water from sources such as lakes, rivers and shallow groundwater can fluctuate strongly. Collecting and storing rainwater can provide water for domestic use in periods of water shortage. Rainwater may also provide a solution when the water quality is low or varies during the rainy season in rivers and other surface water resources (for example in Bangladesh).
- Advantage of collection and storage near the place of use - traditional sources are located at some distance from the community. Collecting and storing water close to households improves the accessibility and convenience of water supplies and has a positive impact on health. It can also strengthen a sense of ownership.
- Quality of water supplies - water supplies can become polluted either through industrial or human waste or by intrusion of minerals such as arsenic, salt or fluoride. Rainwater is generally of good quality.

When considering the possibility of using rainwater catchment systems for domestic supply, it is important to consider both the advantages and disadvantages and to compare these with other available options. Rainwater harvesting (RWH) is a popular household option as the water source is close by convenient and requires a minimum of energy to collect. Some advantages and disadvantages are given in Table 1 [6].

An advantage for household systems is that users themselves maintain and control their systems without the need to rely on other members of the community. Since almost all roofing material is acceptable for collecting water for household purposes, worldwide many RWH systems have been implemented successfully [6].

However, RWH has some disadvantages. The main disadvantage of RWH is that one can never be sure how much rain will fall. Other disadvantages, like the relatively high investment costs and the importance of maintenance, can largely be overcome through proper design, ownership and by using as much locally available material as possible to ensure sustainability (and cost recovery). The involvement of the local private sector and local authorities can facilitate upscaling of RWH.

Tab. 1 Advantages and disadvantages of rainwater harvesting

Advantages	Disadvantages
Simple construction: Construction of RWH systems is simple and local people can easily be trained to build these themselves. This reduces costs and encourages more participation, ownership and sustainability at community level.	High investment costs: The cost of rainwater catchment systems is almost fully incurred during initial construction. Costs can be reduced by simple construction and the use of local materials.
Good Maintenance: Operation and maintenance of a household catchment system are controlled solely by the tank owner's family. As such, this is a good alternative to poor maintenance and monitoring of a centralised piped water supply.	Usage and maintenance: Proper operation and regular maintenance is a very important factor that is often neglected. Regular inspection cleaning, and occasional repairs are essential for the success of a system.
Relatively good water quality: Rainwater is better than other available or traditional sources (groundwater may be unusable due to fluoride, salinity or arsenic).	Water quality is vulnerable: Rainwater quality may be affected by air pollution, animal or bird droppings, insects, dirt and organic matter.
Low environmental impact: Rainwater is a renewable resource and no damage is done to the environment.	Supply is sensitive to droughts: Occurrence of long dry spells and droughts can cause water supply problems.
Convenience at household level: It provides water at the point of consumption.	Limited supply: The supply is limited by the amount of rainfall and the size of the catchment area and storage reservoir.
Not affected by local geology or topography: Rainwater collection always provides an alternative wherever rain falls.	
Flexibility and adaptability of systems to suit local circumstances and budgets, including the increased availability of low-cost tanks (e.g. made of Ferrocement, plastics or stone/bricks).	

8. Collecting and storing rainwater

There are basically two types of conventional (centralized) sewerage system: a combined system in which wastewater and rainwater/stormwater flow together in the same pipe, and a separate system in which wastewater and rainwater/stormwater are kept in separate pipes [1].

In the following some of the modern methods of rainwater harvesting (decentralized) for individual houses are [7]:

- Percolation pits methods (Fig.2) - in this method of rainwater harvesting, a long bore hole is dug into the ground. When it rains water seeps into the pit.

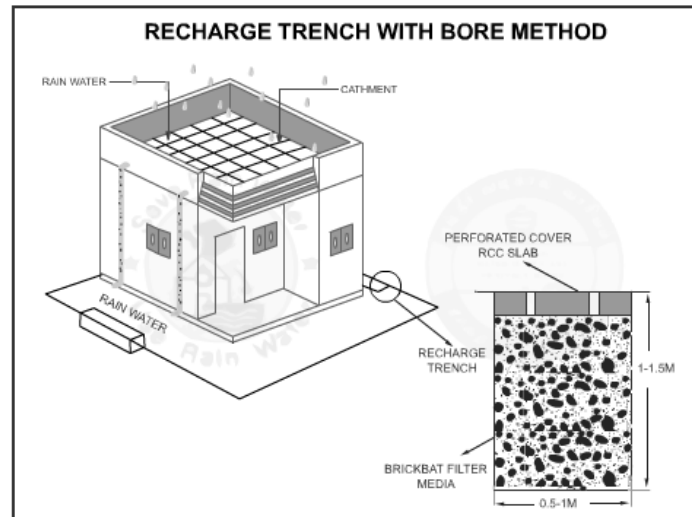


Fig. 2 Pecolation Pit [7]

- Bore well with settlement tank (Fig.3) - roof top rain water may also be diverted to a borewell; settlement / filter tank of required size has to be provided; overflow water may be diverted to a percolation pit nearby; the rate of recharge through borewell is less effective than open wells; defunct borewells may also be used.

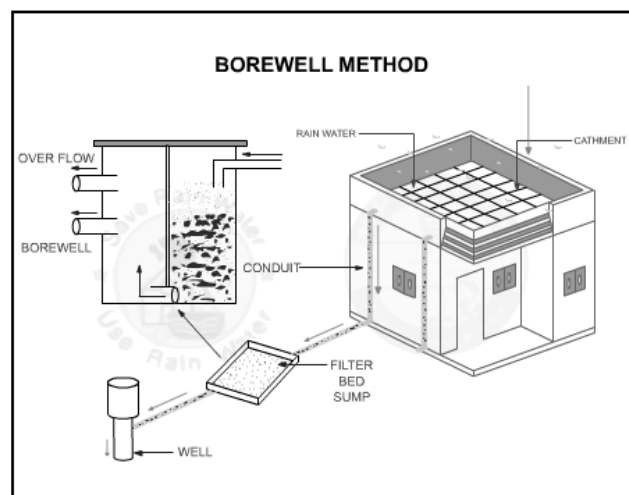


Fig. 3 Borewell method [7]

- Open well method with filter bed sump (Fig.4) - rainwater from the terrace is diverted to the existing open well using PVC pipes through a filter chamber. The minimum size of the filter chamber is 2' x 2' x 2' filled with broken bricks in the bottom and sand on the top. The chamber may be covered with RCC slab.
- RWH in grouped houses (flat) - is the modern methods of rainwater harvesting for grouped houses. It utilise the open well if any, within the complex to divert the rainwater from the terrace into it. If not, construct a well for this purpose. The rainwater falling on the open space around the complex can be collected near the gate by providing a gutter with perforated lid. The collected water can be led through necessary piping arrangements into a recharge well of 1 metre dia and 5 metre deep.

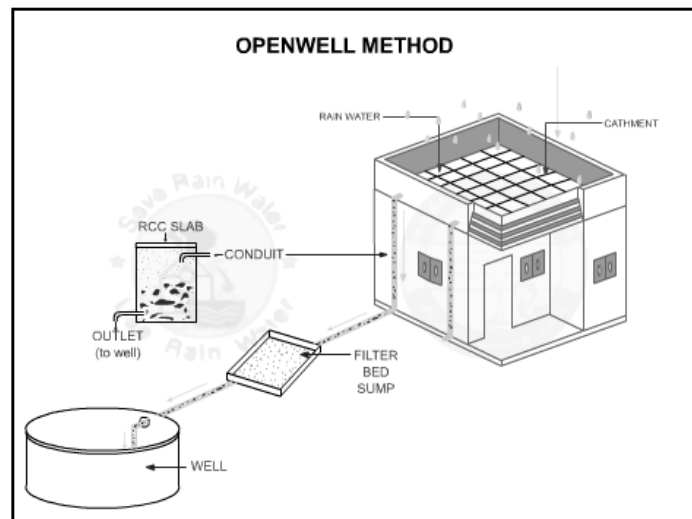


Fig. 4 Open well method [7]

Whilst centralized systems are necessary in densely populated urban areas, precedence is normally given to appropriate decentralized facilities in semi-urban areas. The essential advantage of such non-centralized systems is their flexibility and they can adapt easily to the local conditions of the urban area as well as grow with community as its population increases. The reduction of size and length of sewers can also contribute to the investment and maintenance cost. Also, neighbourhoods can become involved in the construction and operation of their own sanitation systems, thus mitigate the burden on the governmental finance and increasing the system suitability [2].

9. Conclusion

Wastewater, is water that has been supplied to support life, maintain a standard of living and satisfy the needs of industry. After use, if not drained properly, it could cause pollution and create health risks. Wastewater contains dissolved material, fine solids and larger solids, originating from WCs, from washing of various sorts, from industry and from other water uses. In many urban areas, drainage is based on a completely artificial system of sewers: pipes and structures that collect and dispose of this water. In contrast, isolated or low-income communities normally have no main drainage. Wastewater is treated locally (or not at all) and stormwater is drained naturally into the ground.

The Centre was supported by the Slovak Research and Development Agency under the contract No. SUSPP-0007-09.

Literature

- [1] Butler D., Davies J.W.: *Urban Drainage*, 2nd Edition, Spon Press an imprint of Taylor & Francis, 2000.
- [2] Zhang D.: *Reuse-oriented decentralized wastewater treatment based on ecological sanitation in fast growing agglomerations*. Dissertation. TU Dortmund University. 2008.
- [3] Crites, Tchobanoglous: *Small and Decentralized Wastewater Management Systems*, The McGraw-Hill Companies, Inc. United States, 1998.
- [4] Zeleňáková M., Bálintová M., Foraiová K.: *Rain water management for the purposes of sustainable development*. In: *Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej: Budownictwo i Inżynieria Środowiska*. vol. 266, no. 54, 2009, p. 119-128.
- [5] Słyś D.: *Potential of rainwater utilization in residential housing in Poland*. *Water and Environment Journal*. 4, pp 318–325, 2009.
- [6] Worm J., Hattum T.: *Rainwater harvesting for domestic use*. 2006.
- [7] *Rainwater harvesting*. [online] [15-04-2012]. Available on the Internet: <http://www.aboutrainwaterharvesting.co.in/rwh_methods.htm>

STORMWATER MANAGEMENT – A BASIC CONCEPTS

Summary

The paper presents the basic concepts of wastewater – domestic, non-domestic as well as rainwater. The concept of drainage in cities, which aims to mitigate the impact of urbanization on the hydrological regime of the country and on aquatic ecosystems, come from our experiences and knowledge of current method of sewerage. New concept of capture and use water from surface run-off provides a platform for a new technical and non-technical measures, both in drained on each property, as well as the public part of urban drainage area.