

JCEEA

Czasopismo
Inżynierii Lądowej,
Środowiska
i Architektury

Journal of Civil
Engineering,
Environment
and Architecture

Kwartalnik
tom XXXII
zeszyt 62 (nr 3/1/2015)
lipiec-wrzesień

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją
Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

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 Kvočák (Słowacja)
prof. Zinoviy 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
(afiliacja: Polska)

redaktor naczelny

dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

redaktorzy tematyczni (naukowi)

prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

redaktor statystyczny

dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

sekretarz redakcji

dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

członkowie

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA
dr inż. Zdzisław PISAREK, dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz

Przygotowanie matryc
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Artur SZALACHA

p-ISSN 2300-5130

e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ (e-mail: kpier@prz.edu.pl)

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.prz.edu.pl (e-mail: oficyna1@prz.edu.pl)

Informacje dodatkowe i stopka – str. 541

SPIS TREŚCI

Włodzimierz BANACH, Robert SZCZEPANEK: Zmiany parametru CN metody SCS w dorzeczu górnej Wisły, na podstawie danych rastrowych Corine Land Cover z lat 1990-2012.....	7
Katarzyna BARAN-GURGUL, Marek BODZIONY: Susza społeczno-ekonomiczna a susza hydrologiczna w zlewni górnej Wisły.....	19
Lilianna BARTOSZEK: Krążenie fosforu między wodą naddenną a osadem w ekosystemie zbiornika zaporowego Solina.....	37
Marta CEBULSKA: Wieloletnia zmienność maksymalnych opadów dobowych w Kotlinie Orawsko – Nowotarskiej (1984-2013).....	49
Michał CISZEWSKI, Tomasz BURATOWSKI, Tadeusz UHL, Mariusz GIERGIEL, Piotr MAŁKA: Modelowanie i testy mobilnego robota gąsienicowego do inspekcji oraz oczyszczania zbiorników z wodą pitną	61
Joanna CZARNOTA, Adam MASŁOŃ: Analiza efektywności technologicznej oczyszczalni ścieków w Nisku	75
Grzegorz DZIENISZEWSKI: Ekologiczne problemy biopaliw	87
Wiesław GĄDEK: Ocena wpływu wartości liczb losowych w metodzie hydroprojektu na parametry fali hipotetycznej	97
Wiesław GĄDEK, Włodzimierz BANACH, Robert SZCZEPANEK: Hydrologiczny model WISTOO - reaktywacja.....	113
Ewa ILBA, Grzegorz P. KASPRZYK: Wykorzystanie przedziału ufności krzywej kalibracyjnej do oszacowania granicy wykrywalności i oznaczalności miedzi w metodzie FAAS	123
Ryszarda IWANEJKO: Analiza uszkodzalności sieci wodociągowych dwóch wybranych miast Polski południowej.....	139

Ryszarda IWANEJKO: Nowa analityczna metoda do wyznaczania średniej ilości nieodprowadzonych ścieków dla systemów kanalizacji podciśnieniowej i grawitacyjnej.....	153
Ryszarda IWANEJKO, Jarosław BAJER: Aplikacja metody kumulacji niedoborów do wyznaczania średniej ilości nieodprowadzonych ścieków dla systemu kanalizacji mieszanej	169
Galina KALDA, Karolina KULA: Problematyka zagospodarowania odpadów komunalnych i przemysłowych na terenie województwa podkarpackiego	179
Galina KALDA, Joanna MURIAS: Analiza zanieczyszczeń wód podziemnych odpadami zakładów przemysłowych na terenie województwa podkarpackiego.....	191
Galina KALDA, Aneta SZYSZKA, Marek URBANIK: Badania rozwoju energetycznego na Podkarpaciu.....	207
Aneta KIEBAŁA, Marcin KOZIEŁ, Małgorzata TELECKA, Wojciech ZGŁOBICKI: Wielowymiarowa analiza statystyczna metali ciężkich w pyłe drogowym na obszarze Lublina	219
Marek KIEROŃCZYK, Tadeusz MARCINKOWSKI: Gospodarstwo rolne jako źródło emisji amoniaku	233
Jadwiga KRÓLIKOWSKA, Marek KUBAŁA: Analiza problemów praktycznego zastosowania metody dekompozycji i ekwiwalentowania	243
Przemysław KUŁAKOWSKI: Charakterystyka i występowanie cybutryny i terbutryny w wodach i ściekach.....	253
Marcin LEŚKO, Henryk WACHTA, Krzysztof BARAN: Adaptacyjne systemy oświetleniowe w technologii LED w zastosowaniach przemysłowych	263
Tadeusz MARCINKOWSKI, Marek KIEROŃCZYK: Efektywność inhibitora ureazy NBPT w ograniczaniu emisji amoniaku z mocznika i roztworów saletrzano – mocznikowych (RSM) stosowanych w mineralnym żywieniu roślin.....	271

Witold NIEMIEC, Feliks STACHOWICZ, Tomasz TRZEPIECIŃSKI, Stanisław SKIBA, Wojciech ŚLENZAK, Marta WÓJCIK: Kierunki rozwoju modernizacji upraw i przeróbki biomasy w małych i średnich gospodarstwach rolnych	281
Katarzyna NOWAK-DZIESZKO, Małgorzata ROJEWSKA-WARCHAŁ: Analiza warunków mikroklimatu w lokalu mieszkalnym budynku wielkopłytowego w systemie W70	293
Jan M. OLCHOWIK, Patrycja PRAŻMO, Tomasz SZCZEPANIUK, Mateusz WISNIEWSKI: Ekonomiczne aspekty biogazu.....	303
Leszek OPYRCHAŁ: Funkcja niezawodności i czas bezawaryjnej pracy odpowiadający eksponencjalnej intensywności uszkodzeń.....	311
Dorota PAPCIAK, Justyna ZAMORSKA, Monika ZDEB: Treatment of technological water for the aerospace industry – operating problems	329
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Andrzej STUDZIŃSKI: Analiza i ocena awaryjności w wybranym systemie wodociągowym.....	337
Bernadeta RAJCHEL, Krzysztof CHMIEŁOWSKI: Próba zastosowania georadaru do lokalizacji stref zdegradowanych.....	345
Janusz RAK: Zapomniane koncepcje zaopatrzenia Rzeszowa w wodę.....	357
Janusz RAK, Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK: New directions for the protection and evolution of water supply systems - smart water supply	365
Adam RYBKA, Katarzyna GROSZEK: Projektowanie obiektów muzealnych....	375
Piotr SIWICKI, Janusz URBAŃSKI, Marcin KRUKOWSKI, Adam KOZIOŁ: Straty hydrauliczne w ciśnieniowych przewodach o odkształconym przekroju kołowym	389
Izabela SKRZYPCZAK, Lidia BUDA-OŻÓG, Wanda KOKOSZKA, Marta SŁOWIK: Ryzyko związane z kontrolą jakości betonu	403
Piotr STRZELCZYK, Zygmunt SZCZERBA, Agnieszka WOŹNIAK: Modelowanie pionowego profilu prędkości wiatru w tunelu aerodynamicznym.....	413

Andrzej STUDZIŃSKI, Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK: Preventive maintenance and reliability of water supply system elements	429
Andrzej STUDZIŃSKI, Katarzyna Ida WOŹNIAK: Straty wynikające z braku dostawy wody w opinii jej konsumentów	437
Paweł SUCHORAB, Małgorzata IWANEK, Anna GŁOWACKA: Ocena efektywności ekonomicznej wybranych systemów kanalizacji sanitarnej.....	447
Robert SZCZEPANEK: Usługa przeglądania WMS jako potencjalne źródło warstw rastrowych, na przykładzie Corine Land Cover 2012.....	457
Jerzy TERLIKOWSKI: Możliwości rolniczego wykorzystania azotu mineralnego uwalnianego z gleb aluwialnych.....	467
Marek URBANIK, Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK: Analiza stanu infrastruktury gazociągowej oraz zdarzeń awaryjnych w podsystemie dostawy gazu ziemnego w Polsce	477
Magdalena WARZYBOK, Andrii CHVERENCHUK, Jolanta WARCHOŁ: Acetone adsorption on synthesized zeolite from natural clay material	487
Łukasz WESOŁOWSKI: Wpływ przeszklonych ścian osłonowych na komfort środowiska w pomieszczeniach mieszkalnych – wybrane aspekty ...	497
Robert WIERZBICKI: Zastosowanie modelowania matematycznego w projektowaniu modernizacji systemów zaopatrzenia w wodę na przykładzie systemu wodociągowego gminy Zator (część I).....	511
Justyna ZAMORSKA, Dorota PAPCIAK, Monika ZDEB: New method for evaluation of the microbiological quality of water	523
Monika ZDEB, Dorota PAPCIAK, Justyna ZAMORSKA, Małgorzata MIĄSIK: Quality assessment of healing mineral water using a variety measurement techniques	531

Włodzimierz BANACH¹
Robert SZCZEPANEK²

ZMIANY PARAMETRU CN METODY SCS W DORZECZU GÓRNEJ WISŁY, NA PODSTAWIE DANYCH RASTROWYCH CORINE LAND COVER Z LAT 1990-2012

Zmienność retencji zlewni ma istotne znaczenie w kształtowaniu się odpływu. Najczęściej stosowaną metodą obliczania wysokości opadu efektywnego, który wywołuje odpływ, jest metoda SCS. Założeniem tej metody jest uzależnienie wysokości opadu efektywnego od rodzaju pokrycia terenu, gleb oraz stanu uwilgotnienia gleby. Wymienione czynniki łączy bezwymiarowy parametr CN (*Curve Number*). Proces pozyskiwania danych do metody SCS z map topograficznych jest długotrwały. Wymaga on digitalizacji poszczególnych warstw tematycznych, których aktualizacja dokonywana jest co kilkanaście lat. Alternatywnym źródłem pozyskania danych o zagospodarowaniu terenu są bazy pokrycia terenu CORINE Land Cover (CLC) opracowane w ramach Europejskiej Agencji Środowiska (EEA) w latach 1990-2012 dla obszaru państw członkowskich Unii Europejskiej. Mapy te dostępne są w formie rastrowej i wektorowej. Mapy gleb dla obszaru państw Unii Europejskiej są udostępniane w ramach projektu European Soil Portal. Wykorzystując te nowoczesne źródła danych rastrowych przeprowadzono analizę zmian wartości parametru CN metody SCS w dorzeczu górnej Wisły na przestrzeni lat 1990 – 2012. W ramach prac zaproponowano schemat reklasyfikacji kategorii danych źródłowych (gleb oraz pokrycia terenu) na kategorie wykorzystywane w metodzie SCS. Efektem prac są rastrowe mapy przestrzennego rozkładu wartości parametru CN w dorzeczu górnej Wisły dla lat 1990, 2000, 2006 oraz 2012. Na zaprezentowanych mapach zidentyfikowano zarówno obszary, na których znaczącej zmianie uległy wartości parametru CN na skutek klęsk żywiołowych, jak i te związane z urbanizacją oraz rozwojem infrastruktury drogowej w ostatnich latach.

Słowa kluczowe: retencja zlewni, opad efektywny, mapa pokrycia terenu, Eurosoils, mapa gleb

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Włodzimierz Banach, Państwowa Wyższa Szkoła Wschodnioeuropejska w Przemyślu, ul. Żołnierzy 1 Armii Wojska Polskiego 1E, 37-700 Przemyśl, tel. 16 735 52 54, wbanach@pwsu.pl

² Robert Szczepanek, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 30-155 Kraków, tel. 12 374 20 80, robert.szczepanek@iigw.pk.edu.pl

1. Wstęp

Zagadnienia związane z modelowaniem hydrologicznym dotyczą w pierwszym rzędzie transformacji opadu efektywnego w odpływ powierzchniowy. Większość zlewni w Polsce ma charakter zlewni niekontrolowanych, z tego powodu do obliczania opadu efektywnego najczęściej stosowana jest amerykańska metoda *Soil Conservation Service* (SCS) [2]. Metoda ta oparta jest na znajomości rodzaju pokrycia terenu oraz rodzaju gleb występujących w obszarze zlewni. Dotychczas dane tego typu były najczęściej pozyskiwane poprzez digitalizację map topograficznych, jednak taka metoda przygotowania danych wejściowych jest bardzo pracochłonna i podatna na błędy. Należy także pamiętać o tym, że mapy topograficzne nie są aktualizowane zbyt często a ich nowe wersje pociągają za sobą konieczność ponownej digitalizacji.

Wyjściem z tej sytuacji może być wykorzystanie tematycznych map pokrycia terenu opracowanych w ramach Europejskiej Agencji Środowiska (*EEA – European Environment Agency*) dla wszystkich państw członkowskich Unii Europejskiej. Programem monitorującym zmiany zagospodarowania terenu jest CORINE Land Cover (CLC) [<http://www.eea.europa.eu/>]. Mapy glebowe w postaci warstw rastrowych dostępne są w ramach innego europejskiego projektu – Eurosoils [<http://eurosoils.jrc.ec.europa.eu/>].

Wykorzystując dane pochodzące z podanych powyżej źródeł można znacznie przyspieszyć określenie wartości parametru CN metody SCS oraz wielkości opadu efektywnego. Brak jest jednak jasnych wytycznych odnośnie konwersji kategorii pokrycia terenu oraz gleb pochodzących z opisanych projektów europejskich do metody amerykańskiej SCS. Na podstawie dostępnych map rastrowych zagospodarowania terenu z lat 1990-2012, pochodzących z projektu CLC oraz map kategorii gleb z projektu Eurosoils dokonano analizy zmian wartości parametru CN metody SCS na obszarze wybranych zlewni dorzecza górnej Wisły.

2. Metoda SCS

Metoda SCS została opracowana przez Służbę Ochrony Gleb (*Soil Conservation Service*) w 1954 roku w USA. Jest najpowszechniejszą metodą określenia opadu efektywnego w zlewniach niekontrolowanych [2]. Metoda ta uzależnia opad efektywny od takich czynników jak: rodzaj pokrycia terenu, rodzaj gleb oraz stan uwilgotnienia gleby przed wystąpieniem opadu [2, 3]. Gleby zostały podzielone na podstawie wartości współczynnika filtracji na cztery grupy przepuszczalności: A, B, C, D [6, 7]. Zdolność retencyjna zlewni określana jest poprzez bezwymiarowy parametr CN (*Curve Number*), wyznaczany na podstawie stabelaryzowanego pokrycia terenu oraz grup przepuszczalności gleb [2, 5]. Parametr CN przyjmuje wartości w zakresie od 0 dla obszarów całkowicie przepuszczalnych, do wartości 100 dla obszarów całkowicie nieprzepuszczalnych.

nych. Te skrajne wartości parametru CN w praktyce jednak nie występują. W zależności od stanu uwilgotnienia gleby w zlewni wyróżniono jej trzy stany określane jako AMC (Antecedent Moisture Conditions). Przeciętny stan uwilgotnienia gleby określa stan AMC II. Stan uwilgotnienia gleby jest wyrażany przez sumę opadów w okresie pięciu dni poprzedzających opad wywołujący wezbranie.

3. Mapa pokrycia terenu

Program CORINE Land Cover (CLC) (*Coordination of Information on the Environment*) jest jedną z metod monitoringu zagospodarowania terenu na terenie Unii Europejskiej. Powstałe w wyniku jego prac w latach 1990 - 2012 bazy pokrycia terenu zostały zrealizowane w większości krajów członkowskich Unii Europejskiej. Koordynacją oraz *aktualizacją* danych zajmuje się Agencja Ochrony Środowiska (EEA). Głównym źródłem pozyskiwania informacji o pokryciu terenu są zdjęcia z satelity Landsat (skaner ETM), francuskiego satelity Spot oraz indyjskiego satelity IRS. Satelita Landsat wykonuje zdjęcia z rozdzielczością terenową 30m, Spot z rozdzielczością terenową 20m, a IRS z rozdzielczością terenową 23,5m. Do zadań programu CLC należy m.in. zbieranie informacji na temat stanu środowiska naturalnego, koordynacja gromadzenia danych, udostępnianie informacji o środowisku oraz zapewnienie spójności informacji. Mapy, które są udostępniane w ramach programu CLC wykonane są zarówno w wersji wektorowej jak i rastrowej. Rastrowe mapy posiadają rozdzielczość przestrzenną 100 m.

Do tej pory zostały zrealizowane cztery projekty CORINE Land Cover. Celem pierwszego projektu (CLC1990) było stworzenie bazy pokrycia terenu w roku 1990. Wyniki uzyskane z następných programów: CLC2000, CLC 2006 i CLC2012 stanowiły aktualizację bazy pokrycia terenu jak również pozwoliły na utworzenie bazy prezentującej zmiany, jakie zaszły w pokryciu terenu od 1990 roku.

W programie CLC wyróżniono klasy pokrycia terenu na trzech poziomach. *„Pierwszy poziom obejmuje pięć głównych typów pokrycia globu ziemskiego: tereny antropogeniczne, obszary rolnicze, tereny leśne i półpustynne, mokradła oraz wody. Na drugim poziomie zostało wyróżnionych 15 form pokrycia terenu, które można przedstawić na mapach w skalach od 1:500000 do 1:1000000. Wreszcie na poziomie trzecim wyróżniono 44 klasy.”* [10].

Mapy CLC nie są dostępne dla fragmentu zlewni Sanu znajdującej się na terenie Ukrainy. Wszelkie analizy wykonano jedynie dla części zlewni w granicach Polski i nie należy ich traktować jako miarodajne dla zlewni Sanu z hydrologicznego punktu widzenia. Dla roku 2012 dane CLC dostępne były jedynie w postaci usługi przeglądania WMS, jednak przekształcono je do postaci warstw rastrowych o rozdzielczości przestrzennej 100 m.

4. Mapa gleb

Źródłem danych glebowych są mapy opracowane przez Institute for Environment and Sustainability w ramach projektu Eurosoils [4]. Spośród dostępnych w ramach projektu produktów wybrano mapę rastrową FAO85LV1 o rozdzielczości przestrzennej 1000 m. Na mapie tej wyróżniono 33 rodzaje gleb, lecz nie wszystkie z nich występują na obszarze Polski.

Aby możliwe było połączenie danych zawartych na mapach glebowych z danymi o pokryciu terenu, dokonano resamplingu map glebowych dopasowując ich rozdzielczość do rozdzielczości map pokrycia terenu. Utworzone rastrowe gleb miały rozdzielczość przestrzenną 100 m i były wpasowane w warstwy rastrowe pokrycia terenu.

5. Obliczenie wartości parametru CN w wybranych zlewniach dorzecza górnej Wisły

Badanie zmian wartości parametru CN w latach 1990-2012 przeprowadzono w dziewięciu zlewniach dorzecza górnej Wisły – Przemszy, Soły, Skawy, Raby, Dunajca, Wisłoka, Wisłoki, Sanu i Nidy.

Pierwszym krokiem była reklasyfikacja (przekodowanie) gleb pozyskanych z projektu Eurosoils do kategorii gleb wykorzystywanych w metodzie SCS (tab. 1). Do wstępnego przygotowania warstw rastrowych, ich reklasyfikacji oraz przetwarzania wykorzystano program QGIS 2.8 [8, 9], dostępne w nim narzędzie *Kalkulator rastra* oraz moduły programu GRASS.

Tabela 1. Schemat reklasyfikacji gleb FAO85LV1 do gleb w modelu SCS

Table 1. Reclassification scheme of FAO85LV1 soils to SCS model soils

Kod gleb FAO85LV1	Klasa gleb w metodzie SCS	Kod gleb w metodzie SCS
1, 15, 27	A	1
4, 11, 19, 26	B	2
2, 13, 14, 17	C	3
8, 10, 12, 25	D	4

Do wyznaczenia wartości parametru CN w obliczeniach przyjęto przeciętny stopień uwilgotnienia w zlewni odpowiadający poziomowi AMC-II. Z uwagi na brak informacji dotyczących sposobu upraw ziemi oraz warunków hydrologicznych dokonano uśrednienia wartości parametru CN dla poszczególnych rodzajów pokrycia powierzchni (tab. 2).

Tabela 2. Schemat reklasyfikacji pokrycia CORINE Land Cover na klasy pokrycia metody SCS; proponowane kody klas SCS; wartości CN w oparciu o podział Ignara opracowano na podstawie [5]

Table 2. Reclassification scheme of CORINE Land Cover to SCS cover classes; proposed codes for SCS classes; CN values after Ignar on the basis of [5]

Kod CLC	Kod dla klas SCS	Rodzaj pokrycia powierzchni	Klasa gleb			
			A	B	C	D
7, 8, 9, 27, 29, 33	1	Ugór	77	86	91	94
20	2	Rośliny okopowe	67	76	83	86
12, 15, 21	3	Rośliny zbożowe	62	73	81	85
16	4	Rośliny motylkowe	60	72	81	84
26, 35, 36	5	Pastwiska	52	70	79	84
14, 18	6	Łąki	30	58	71	78
23,24, 25	7	Las	35	60	73	80
10	8	Zabudowa wiejska	59	74	82	86
31	9	Drogi wiejskie gruntowe	72	82	87	89
40, 41	10	Drogi wiejskie z twardą nawierzchnią	74	84	90	92
11, 30, 32	11	Otwarte przestrzenie (parki, cmentarze,...)	44	65	77	82
3	12	Tereny handlowe i przemysłowe	89	92	94	95
1	13	Okręgi przemysłowe	81	88	91	93
2	14	Tereny zamieszkałe	60	74	83	87
4, 5, 6	15	Ulice i drogi miejskie	87	92	94	95

Po opracowaniu map bazowych gleb oraz pokrycia terenu dla czterech analizowanych lat, wykorzystując wartości CN opisane w tabeli 2 dokonano przypisania odpowiedniej wartości CN dla poszczególnych kombinacji gleb i pokryć terenu. Uzyskano w ten sposób warstwy rastrowe z wartościami CN dla każdego roku. Następnie obliczono różnicę pomiędzy kolejnymi okresami, czyli stworzono trzy warstwy odpowiednie dla zmian w latach 1990-2000, 2000-2006 oraz 2006-2012.

Przy pomocy narzędzia *Statystyki strefowe* programu QGIS obliczono statystyki związane z wybranymi zlewniami obrazujące zmiany parametru CN w poszczególnych okresach. Do celów wizualizacji zmian CN dokonano reklasyfikacji map wynikowych w taki sposób, że wyznaczono obszary dla których bezwymiarowy parametr CN zwiększył się lub zmniejszył o więcej niż 5 jednostek (rys.1-3). Pozwoliło to na stworzenie dwóch map zmian (wzrost/spadek CN) dla każdego roku.

Mapy wynikowe w postaci warstw rastrowych o rozdzielczości przestrzennej 100 m dla całego dorzecza górnej Wisły, zostały udostępnione publicznie pod adresem http://openhydrology.org/hydrological_data.

6. Analiza wyników

W wyniku analiz uzyskano cztery warstwy rastrowe, po jednej dla każdego analizowanego roku (1990, 2000, 2006, 2012), obrazujące przestrzenną zmienność parametru CN metody SCS w dorzeczu górnej Wisły (tab. 3).

Tabela 3. Zmiany średniej wartości parametru CN [-] w latach 1990-2012 dla wybranych zlewni dorzecza górnej Wisły; wyróżniono największe wzrosty i spadki wartości CN

Table 3. Changes of average CN [-] in years 1990-2012 for selected catchments in upper Vistula basin; highest and lowest CN values changes are highlighted

Zlewnia	lata 1990-2000	lata 2000-2006	lata 2006-2012
Dunajec	0,16	0,10	0,23
Nida	0,05	-0,16	-0,07
Przemsza	0,20	-0,62	-1,23
Raba	0,01	-0,17	-0,17
San	-0,05	-0,07	0,01
Skawa	0,00	-0,05	-0,65
Soła	0,18	-0,33	0,30
Wiśłok	0,00	-0,31	-0,31
Wiśłoka	0,00	-0,21	-0,34

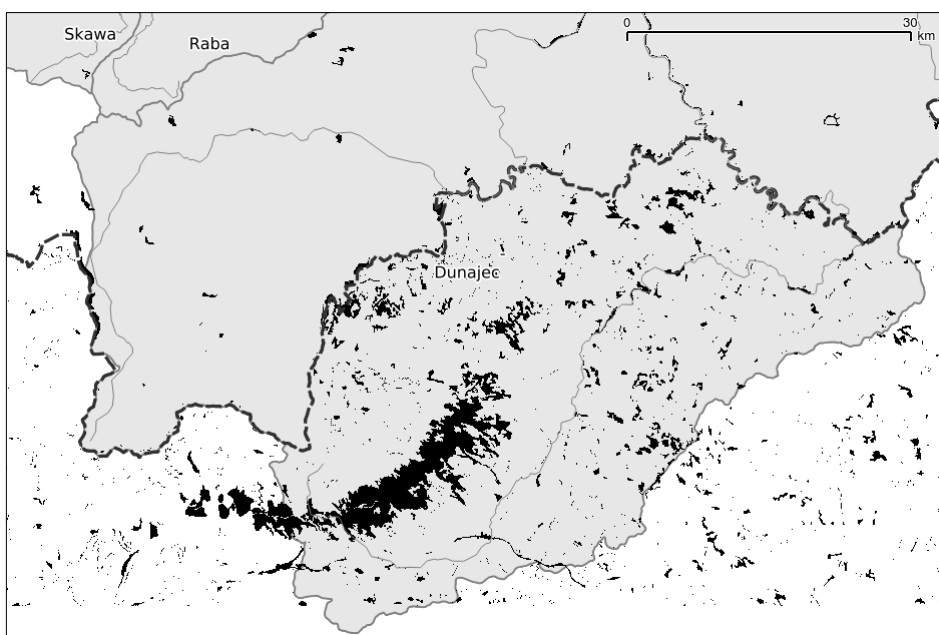
Zwracają uwagę duże zmiany wartości parametru CN w zlewniach, które charakteryzują się największą zmiennością przepływów w analizowanym rejonie i powodują corocznie znaczne straty powodziowe – Dunajec i Soła.

Na szczególną uwagę zasługują trzy przypadki znacznych zmian wartości parametru CN, które zostały zaprezentowane na rysunkach 1, 2 i 3. Związane są one zarówno z działalnością sił natury, przemianami antropogenicznymi jak i błędami ludzkimi.

Efekt działania sił natury można zaobserwować w zlewni Dunajca, a dokładniej w zlewni jego dopływu – Popradu (rys. 1). W listopadzie 2004 roku wskutek przemieszczania się układu niżowego przez Karpaty wystąpił silny wiatr (jego prędkość wynosiła do ok. 230 km/h). Huragan dotknął najbardziej obszaru położonego na południowych stokach Tatr Wysokich powodując ogromne spustoszenia w drzewostanie [1]. Pokotem legły lasy od Podbańskiej u zachodnich podnóży Krywania do Tatrzańkiej Kotliny na wschodnim skraju Tatr Bielskich. Obszar wiatrołomów rozciągał się na północ od granicy Tatrnského Národného Parku i obejmował powierzchnię ok. 14 000 ha.

Zniszczeniu uległy głównie monokultury świerkowe. Leżące w pasie huraganu miejscowości turystyczno-wypoczynkowe także uległy sile wiatru – zniszczonych zostało wiele obiektów sanatoryjnych, hotelowych oraz willowych.

Kataklizm ten spowodował zmiany we współczynniku CN nieporównywalne ze zmianami antropogenicznymi zaobserwowanymi w okresie 1990-2012 w dorzeczu górnej Wisły.



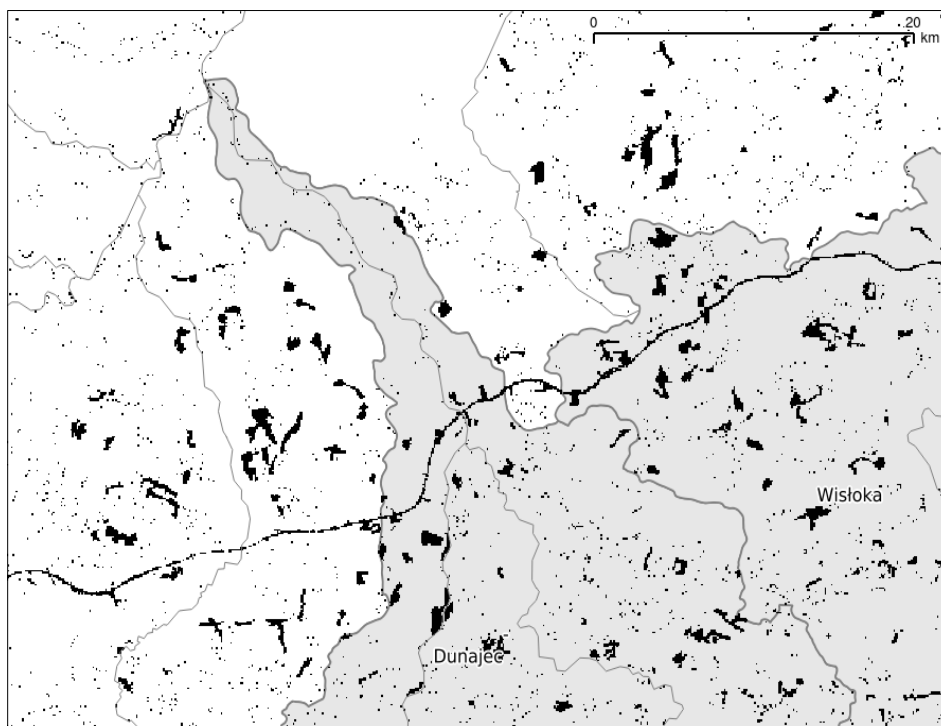
Rys. 1. Obszary, na których parametr CN zwiększył się co najmniej o 5 w latach 2000-2006; fragment zlewni Dunajca na granicy Polsko-Słowackiej; obszar zniszczeń lasów po huraganie z 2004 roku na południowych zboczach Tatr

Fig. 1. Areas where CN parameter increased by 5 or more in years 2000-2006; part of Dunajec watershed on Polish-Slovak border; area after hurricane in year 2004 on southern slopes of Tatra mountains

Działalność antropogeniczna jest także dostrzegalna na mapach zmian wartości parametru CN. W latach obejmujących szybką rozbudowę infrastruktury w Polsce związanej z funduszami europejskimi, łatwo można zaobserwować liniowe struktury będące elementami sieci drogowej.

Na rysunku 2 można odnaleźć nowo wybudowany fragment autostrady A-4 w okolicach Tarnowa, która ma przebieg z zachodu na wschód. Jest to jedynie przykład, ponieważ takich obiektów można dla tego okresu zaobserwować znacznie więcej.

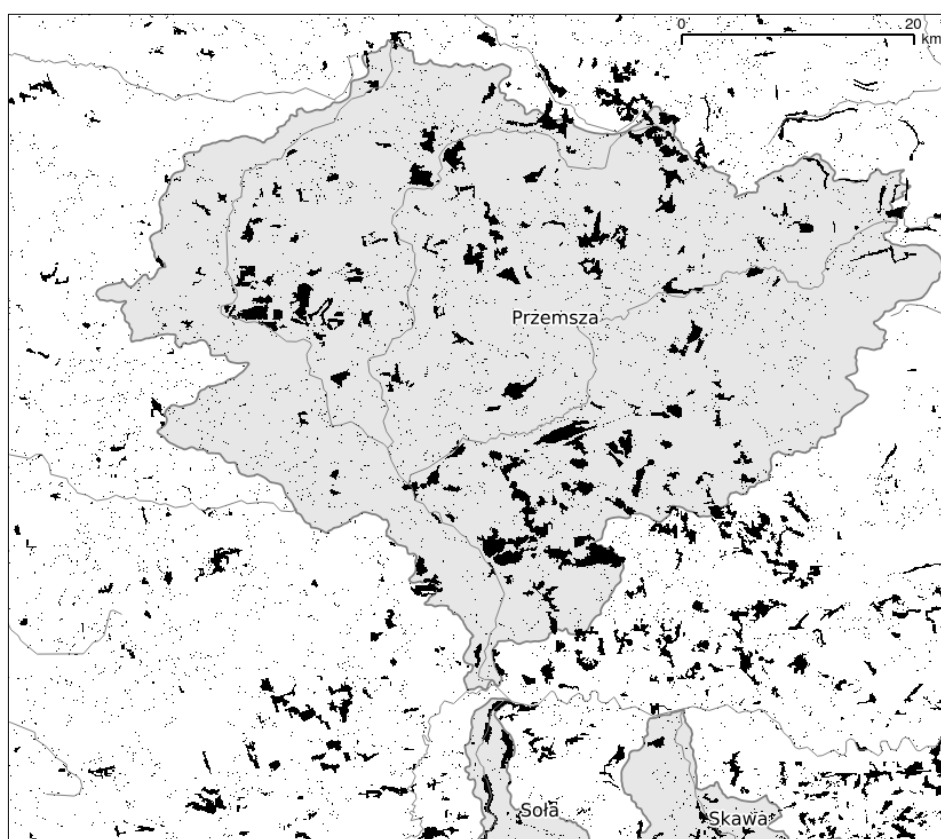
Drugą kategorią obszarów z dobrze widocznymi zmianami są obrzeża miast i miejscowości, które podlegały w tym okresie procesowi urbanizacji. Takich przykładów postępującej urbanizacji można znaleźć na wynikowych mapach bardzo wiele, nie tylko na prezentowanych zlewniach Dunajca i Wisłoki.



Rys. 2. Obszary, na których parametr CN zwiększył się co najmniej o 5 w latach 2006-2012; widoczny fragment nowej autostrady A-4 w okolicach Tarnowa – ujście Dunajca do Wisły

Fig. 2. Areas where CN parameter increased by 5 or more in years 2006-2012; visible part of new A-4 highway in Tarnów area – Dunajec outlet to Vistula river

W zlewni rzeki Przemszy w latach 2006-2012 zaobserwowano znaczące zmniejszenie wartości parametru CN (rys. 3, tab. 3). Obszary, które podlegały zmianom to w znakomitej większości miejsca, gdzie w roku 2006 na mapach CLC występowała kategoria 12 (*2.1.1 Grunty orne poza zasięgiem urządzeń nawadniających*), zaś w roku 2012 pojawiła się w tym miejscu kategoria 14 (*2.1.3 Ryżowiska*). Powód tych zmian wynika z błędnego zakodowania tej kategorii na serwerze WMS, z którego pobierana była warstwa dla roku 2012. Kategoria 12 CLC powinna być kodowana jako RGB o składowych 255-255-168, zaś została zakodowana tak jak kategoria 14 o składowych RGB 230-230-000.



Rys. 3. Obszary w zlewni Przemszy, na których parametr CN zmniejszył się co najmniej o 5 w latach 2006-2012

Fig. 3. Areas in Przemsza watershed, where CN parameter decreased by 5 or more in years 2006-2012

7. Wnioski

W latach 1990-2000 nie zaobserwowano większych zmian wartości parametru CN w dorzeczu górnej Wisły.

W latach 2000-2006 największe zmiany wartości parametru CN wystąpiły na terenie zlewni rzeki Soły oraz Wisłoka. Są to wartości, które świadczą o zwiększeniu retencyjności zlewni. W mniejszej skali dotyczy to pozostałych zlewni, oprócz Dunajca, gdzie retencyjność nieznacznie się obniżyła.

W latach 2006-2012 wyraźnie zauważalne są zmiany parametru CN zarówno zwiększające jak i zmniejszające retencyjność poszczególnych zlewni cząstkowych.

Najbardziej niekorzystne zmiany parametru CN w analizowanym okresie (1990-2012) zaobserwowano w zlewni Dunajca, co w dłuższej perspektywie może skutkować bardziej gwałtownymi powodziąmi. Najbardziej widoczna zmiana związana była z klęską żywiołową – huraganem w południowej części zlewni Dunajca.

Spośród oddziaływań antropogenicznych zwraca uwagę postępująca w latach 2006-2012 urbanizacja oraz rozwój sieci komunikacyjnych. Mają one niekorzystny wpływ na kształtowanie się odpływu powierzchniowego poprzez zmniejszanie retencyjności obszaru zlewni.

Jedną z największych zalet wykorzystania do analiz środowiskowych danych z projektu CORINE Land Cover jest z całą pewnością ich jednorodność dla całego obszaru Unii Europejskiej oraz cykliczna aktualizacja. Wydaje się, że w przyszłości stanowią one będą warstwy referencyjne ułatwiając przenoszenie modeli hydrologicznych do dowolnej zlewni na obszarze UE.

Praca została wykonana w ramach projektu Ś-1/230/2015/DS, Zadanie 4. *Ocena zmienności przepływu rzek i potoków zlewni Raby - etap 3.*

Literatura

- [1] Balon J., Maciejowski W.: Wpływ huraganowego wiatru z dnia 19 listopada 2004 na krajobraz południowego skłonu Tatr, *Problemy Ekologii Krajobrazu* 17.17, 2014.
- [2] Banasik K.: Model sedymentogramu wezbrania opadowego w małej zlewni rolniczej, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1994.
- [3] Banasik K., Ignar J.: Wyznaczanie hydrogramów wezbrań opadowych z małych nieobserwowanych zlewni rolniczych, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1994.
- [4] Eurosoils [<http://eurosoils.jrc.ec.europa.eu/>], [dostęp: 05.05.2015 r.].
- [5] Ignar S.: Metoda SCS i jej zastosowanie do wyznaczania opadu efektywnego, *Przegląd Geofizyczny*, XXXIII, z. 4., 1988.
- [6] Kolerski T.: Praktyczne aspekty gospodarki wodnej w projektowaniu zbiorników retencyjnych, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2014.
- [7] Pociąg - Karteczka J.: Zlewnia. Właściwości i procesy, Wydanie drugie, zmieniowane, Wydawnictwo UJ, Kraków 2006.

- [8] QGIS Development Team, 2015. QGIS Geographic Information System. Open Source Geospatial Foundation Project. (<http://qgis.osgeo.org>) [dostęp: 05.05.2015 r.].
- [9] Szczepanek R.: Quantum GIS - wolny i otwarty system informacji geograficznej, Czasopismo Techniczne z.4-Ś/2012, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, s.171-182, Kraków 2012.
- [10] <http://www.clc.gios.gov.pl/index.php> [dostęp: 05.05.2015 r.].

CHANGES OF CN PARAMETER FOR SCS METHOD IN UPPER VISTULA BASIN, BASED ON RASTER CORINE LAND COVER DATA FROM YEARS 1990-2012

S u m m a r y

Changes of watershed retention are important in runoff formation process. One of the most popular method of excess rainfall calculation, which forms runoff, is SCS method. As the assumption of this method, excess rainfall depends on land cover, soil type and antecedent soil moisture. Presented factors are coupled by non-dimensional parameter CN (Curve Number). Data preparation for SCS method from topographic maps is time consuming. It requires digitalization of several thematic layers, which are updated every few years. An alternative source of land cover data are CORINE Land Cover project databases (CLC) developed within European Environment Agency (EEA) in years 1990-2012 for European Union countries. These maps are available in raster and vector format. Soil maps for EU countries are published within European Soil Portal. Using those modern data sources, analysis of changes in CN parameter values of SCS method was performed for upper Vistula basin for years 1990-2012. Scheme of source data (land cover and soil) reclassification to SCS categories was proposed. The result of presented work are raster maps of spatial distribution of CN parameter in upper Vistula basin for years 1990, 2000, 2006 and 2012. On presented maps, areas with substantial changes of CN value as result of natural disaster and those related to urbanization and road development in recent years were identified.

Keywords: watershed retention, excess rainfall, land cover map, Eurosoils, soil map

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.91

Katarzyna BARAN-GURGUL¹
Marek BODZIONY²

SUSZA SPOŁECZNO-EKONOMICZNA A SUSZA HYDROLOGICZNA W ZLEWNI GÓRNEJ WISŁY

Celem artykułu jest porównanie okresów wystąpienia niedoborów w rzekach (susza hydrologiczna) z okresami niedoborów wody przeznaczonej na cele gospodarczo-komunalno-bytowe (susza społeczno-ekonomiczna), jakie zaobserwowano w gminach leżących w zlewni Górnej Wisły, w latach 1984-2014. Stwierdzono współwystępowanie tych okresów co może ułatwić określenie zagrożenia suszą oraz pozwoli na odpowiednie przygotowanie się (w szczególności w urzędach lub instytucjach zajmujących się dystrybucją wody lub kłeskami żywiołowymi) na odpowiednią reakcję.

Niżówki, utożsamiane z suszą hydrologiczną wyznaczono metodą SPA przyjmując przepływ graniczny równy $Q_{70\%}$, a minimalny czas trwania - 7 dni.

Okresy z niedoborem wody określono bazując na ankietach rozestanych do władz powiatowych i gminnych oraz innych instytucji związanych z zaopatrzeniem w wodę.

Słowa kluczowe: niżówka, niedobór wody, czas trwania niżówki, ankietyzacja, susza hydrologiczna, susza społeczno-ekonomiczna

1. Wstęp

W Europie Środkowej susze pojawiają się okresowo i trwają od kilku tygodni do kilku miesięcy. Znaczące susze w Europie zaobserwowano m. in. w latach 1962-64, 1975-76, 1995-97 [13]. Lorenc i in. [2006], którzy opracowali „Katalog występowania susz w Polsce w okresie 1951-2011” zauważyli, że częstość występowania susz zwiększyła się. W okresie 1951-81 suszę obserwowano co 5 lat, w latach późniejszych (1982-2011) susza występowała średnio co 2 lata. Susze katastrofalne w tym okresie wystąpiły w latach: 1982, 1992, 1994, 2006 i 2011.

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Katarzyna Baran-Gurgul, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, tel. 12 628 2189, Katarzyna.Baran-Gurgul@iigw.pk.edu.pl

² Marek Bodziony, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, tel. 12 628 2855, Marek.Bodziony@iigw.pk.edu.pl

Susza jest procesem złożonym, narasta stopniowo, a jej skutki kumulują się i uwidaczniają po dłuższym czasie. Jak zauważa Łabędzki [2004] nie ma możliwości wpływania na pojawienie się suszy. Wrażliwość na suszę jest zdeterminowana wieloma czynnikami (społecznymi, gospodarczymi, technologicznymi, politycznymi), którymi można regulować. Susze zatem mogą mieć różne skutki, nawet jeśli czas ich trwania, natężenie i zasięg przestrzenny są identyczne. Dlatego nie można podać jednej, uniwersalnej definicji suszy, ponieważ zależy ona od specyfiki danego obszaru.

Beran i Rodier [1985], a za nimi Hisdal i Tallaksen [2000] definiują suszę jako długotrwały spadek dostępności wody w określonym czasie na danym obszarze. Tallaksen i van Lanen [2007] określają suszę jako trwałe i rozległe obszarowo obniżenie poniżej średniej naturalnej dostępności wody, co może mieć wpływ na wszystkie elementy obiegu wody. *International Glossary of Hydrogeology*, a także Magnuszewski, Soczyńska [2001] określają suszę jako długotrwały brak lub znaczący niedostatek opadów.

W polskim prawodawstwie definicję suszy, a ściślej trzech faz jej rozwoju, można znaleźć w *Rozporządzeniu Ministra Środowiska z 22 sierpnia 2007 roku*, według którego:

- **stan suszy atmosferycznej** to wystąpienie długotrwałego niedoboru lub braku opadów w okresie wegetacyjnym,
- **stan suszy glebowej** to wystąpienie wysychania powierzchni gleby i jej głębszych warstw spowodowane suszą atmosferyczną;
- **stan suszy hydrologicznej** to zmniejszenie odpływu wód gruntowych do wód powierzchniowych i w efekcie zmniejszenie przepływu w rzekach co najmniej trzech zlewni monitorowanych przez podstawową sieć obserwacyjno-pomiarową państwowej służby hydrologiczno - meteorologicznej poniżej odpowiadającego SNQ.

Wilhite i Glanz [1987] przeanalizowali ponad 150 opublikowanych definicji suszy i wyróżnili 4 fazy jej rozwoju:

- **susza meteorologiczna** charakteryzuje sytuację, w której opad jest znacznie niższy od normalnego na danym obszarze. Klimatolodzy za stan „normalny” uważają średni z 30 lat [National Drought Mitigation Center 2013]. Susza meteorologiczna odzwierciedla jedną z podstawowych przyczyn suszy.
- **susza rolnicza** to okres, w którym wilgotność gleby jest niedostateczna do zaspokojenia potrzeb wodnych roślin i ich uprawy. Susze te charakteryzują się brakiem wilgoci w strefie korzeniowej roślin i nie zależą wyłącznie od ilości opadów. Ta sama ilość opadów w styczniu i lipcu będzie miała różne skutki. Susze występujące w zimie mogą mieć niewielki wpływ na uprawy. Jednakże w lecie, kiedy temperatury są wyższe a dni dłuższe, rośliny zużyją więcej wody w strefie korzeniowej. W związku z tym, susze letnie są bardziej widoczne i powodują więcej szkód. Umiarkowana susza w okresie wzrostu roślin może spowodować zahamowanie wzrostu roślin i obniżenie

plonów. Susza w tym samym czasie może jednak prowadzić do całkowitego uszkodzenia upraw.

- **susza hydrologiczna** określa braki w powierzchniowych i podziemnych zasobach wody pitnej. Obserwuje się spadek przepływu wody w rzekach (niżówki) oraz wysychanie źródeł i małych cieków.
- **susza społeczno-ekonomiczna** obejmuje definicje łączące podaż i popyt na dobra gospodarcze (np. wodę, ziarno, hydro-energię elektryczną) z elementami meteorologii, hydrologii lub suszami rolniczymi.

Rozwijanie się suszy w czasie i na obszarze przebiega różnie w zależności od wielu parametrów klimatu i środowiska. Zawsze jednak można zaobserwować poszczególne fazy jej rozwoju. Początkową fazą suszy jest susza atmosferyczna inicjowana przez niedobór lub brak opadów. Jeśli okres niedoborów opadów zbiegnie się z upałami i zwiększonymi prędkościami wiatru czy usłonecznieniem, wówczas wzrasta intensywność parowania, zauważa się przesychnienie powierzchniowych, a następnie głębszych warstw gleby. Redukowane są zasoby wody wolnej, wsiąkowej i w końcu kapilarnej (obserwuje się suszę glebową). Gdy zasoby wód podziemnych nie są uzupełniane wodami opadowymi, następuje obniżanie się zwierciadła wód podziemnych i obniżenie stanów wód powierzchniowych [21]. Ta faza suszy nazywana jest suszą hydrologiczną. W końcu obserwuje się deficyt wody do celów gospodarczo-komunalno-bytowych (susza społeczno-ekonomiczna).

Jaka jest zależność pomiędzy suszą hydrologiczną a społeczno-ekonomiczną? Aby odpowiedzieć na to pytanie wyznaczono okresy niedoboru wody w rzekach (okresy niżówkowe) oraz określono okresy z niedoborem wody na cele gospodarczo-komunalno-bytowe w obszarach przyległych (gminach). Obszarem badań jest karpacka część zlewni Górnej Wisły.

Niżówki utożsamiane z suszą hydrologiczną wyznaczono metodą SPA, przyjmując przepływ graniczny równy $Q_{70\%}$, a minimalny czas trwania niżówek - 7 dni. Na podstawie informacji zawartych w ankietach rozesłanych do władz powiatowych i gminnych oraz innych instytucji związanych z zaopatrzeniem w wodę określono okresy, w których zaobserwowano niedobory wody w poszczególnych gminach.

Bazując na danych z ankiet oraz obliczeniach dotyczących niżówek stwierdzono, że pomiędzy tymi parametrami istnieje koincydencja, która może ułatwić określenie zagrożenia suszą oraz pozwoli na odpowiednie przygotowania się (w szczególności w urzędach lub instytucjach zajmujących się dystrybucją wody lub kłękami żywiołowymi) na odpowiednią reakcję.

2. Ankiety

Ankietyzacją został objęty obszar dorzecza Górnej Wisły. Zakres pytań dotyczył konieczności dostarczania wody w okresach niedoborów (i nie tylko) na cele bytowe, komunalne i rolnicze. Ankiety zostały wysłane do urzędów gmin,

urzędów miejskich i powiatowych, niektórych przedsiębiorstw wodociągowych, jednostek straży pożarnej i innych miejsc związanych z dystrybucją wody na obszarach gmin. Ze względu na posiadane dane hydro i meteorologiczne z lat 1984-2014, do urzędów wysłano ankiety z prośbą o określenie miejsc (miejscowość, wieś, ulica), w których była dystrybuowana woda właśnie w tym okresie. Wysłano 598 zapytań do gmin leżących w pięciu województwach w dorzeczu Górnej Wisły (tabela 1).

Tabela 1. Liczebność ankiet jakie zostały wysłane do gmin w poszczególnych województwach

Table 1. The number of the questionnaires sent to the communes in the particular provinces

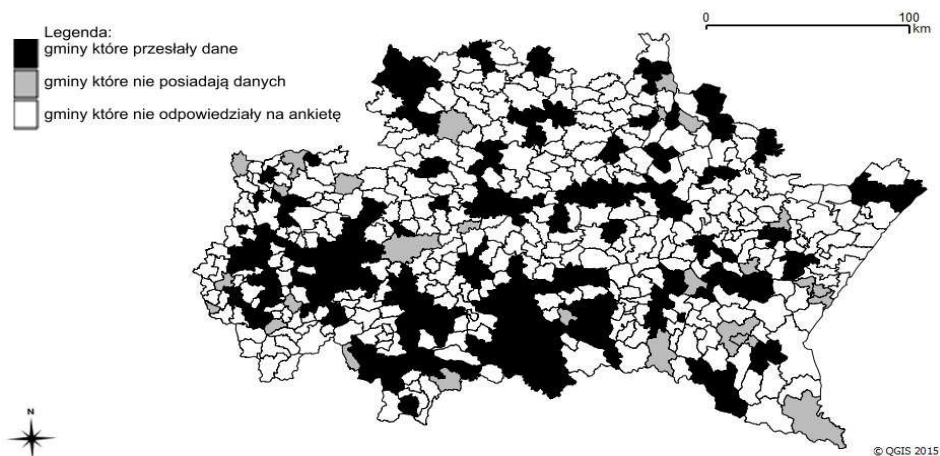
Województwo	Liczba ankiet
śląskie	91
świętokrzyskie	87
małopolskie	201
lubelskie	38
podkarpackie	181
suma	598

Zasięg zapytań ankietowych obejmował 533 gminy. Odpowiedź uzyskano tylko z 193 gmin, co stanowi zaledwie 36% ankietowanych. Spośród 193 gmin dane dotyczące zaopatrzenia w wodę w okresach jej niedoboru posiadało 168 gmin (32% ankietowanych). Rozkład przestrzenny tych gmin przedstawiono na rys. 1.

W okresie ankietyzacji, czyli w latach 1984-2014, w 70 gminach przynajmniej raz wystąpiła konieczność dowozu wody (rys. 2). Są to gminy leżące w zlewni Dunajca lub jej okolicach. W pozostałych gminach nie odnotowano konieczności dowozu wody lub gminy nie posiadały danych.

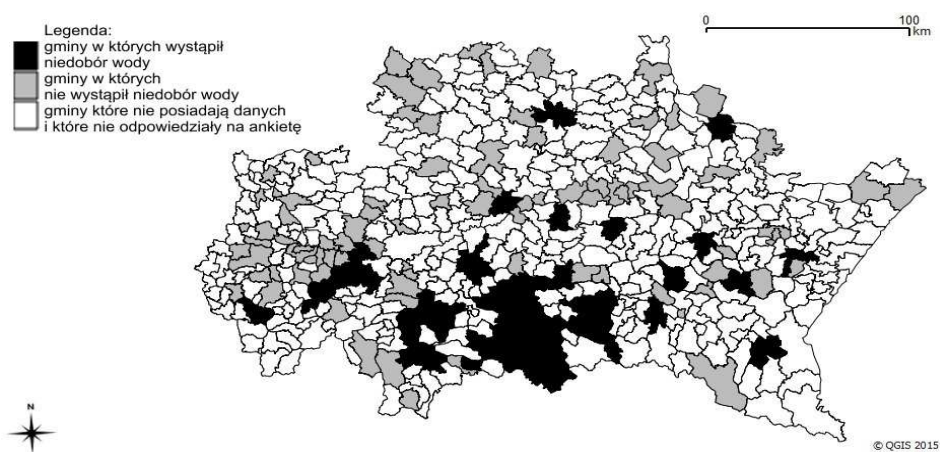
Zestaw danych dotyczących niedoborów wody w gminach jest niekompletny, gdyż znaczna część gmin albo nie odpowiedziała na ankiety, albo przysłała informację, że nie posiada danych nas interesujących. Brak odpowiedzi może świadczyć o niezbyt rzetelnym podejściu gmin do współpracy z instytucjami takimi jak wyższe uczelnie. Zauważyć należy przede wszystkim, jak ubogie zasoby danych znajdują się w archiwach gmin. Niedostateczna ilość materiałów w znacznym stopniu ogranicza zakres czasowy i przestrzenny badań, ale może stanowić wstęp do bardziej rozbudowanych analiz.

Analiza nadesłanych ankiet wskazała na konieczność zawężenia okresu badań, gdyż gminy nie dostarczyły informacji dotyczących lat najwcześniejszych. Liczba danych jest znacząca dopiero po 2005 roku.



Rys. 1. Lokalizacja gmin z obszaru dorzecza Górnej Wisły, które przesłały ankiety

Fig. 1. The location of the communes from the area of the upper Vistula river basin, which sent the questionnaires

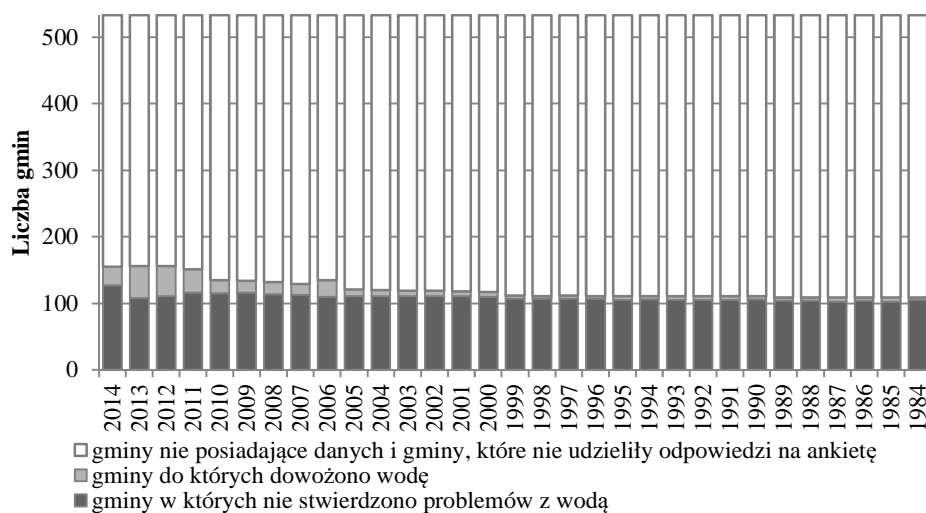


Rys. 2. Lokalizacja gmin, w których wystąpił niedobór wody na cele bytowo-komunalno-rolnicze w latach 1984-2014

Fig. 2. The location of the communes in which there was the deficit of water for the living and communal-agricultural purposes between 1984 and 2014

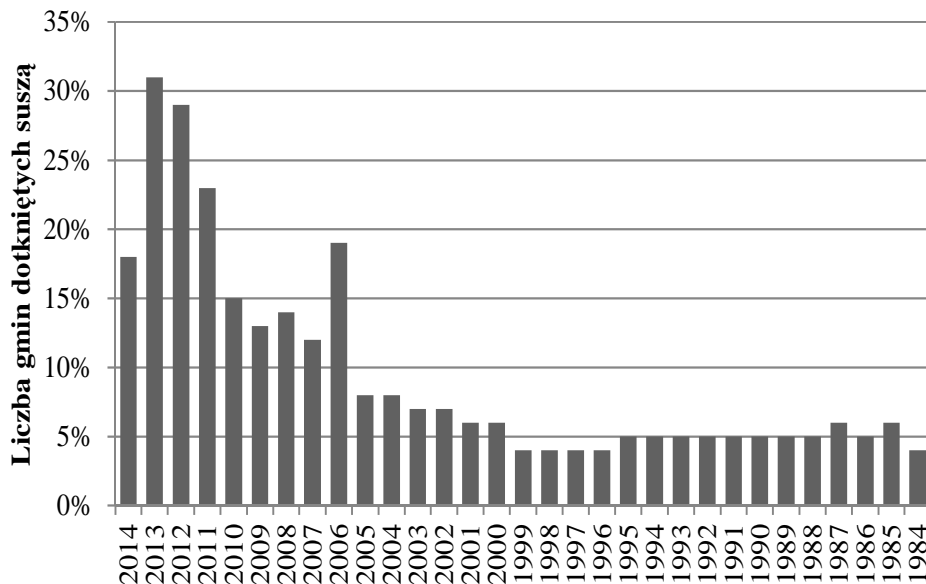
Na rys. 3 zestawiono liczbę gmin (z podziałem na lata), w których zaobserwowano niedobory, w których nie było problemów z niedoborem wody oraz liczbę gmin, od których nie udało się uzyskać danych. Mała liczba zaobserwowanych okresów suszy w latach wcześniejszych może wynikać z braku takiej informacji w gminach lub że problem ten nie występował. Potwierdza to informacja przedstawiona na rys. 4 - liczebność gmin, które w ankiecie zasygnalizowały problem suszy jest największa w ostatnich latach.

Dowożona woda w okresach suchych przeznaczona była zazwyczaj na cele bytowe (w 68% przypadków) i komunalne (w 20%) – rys. 5.



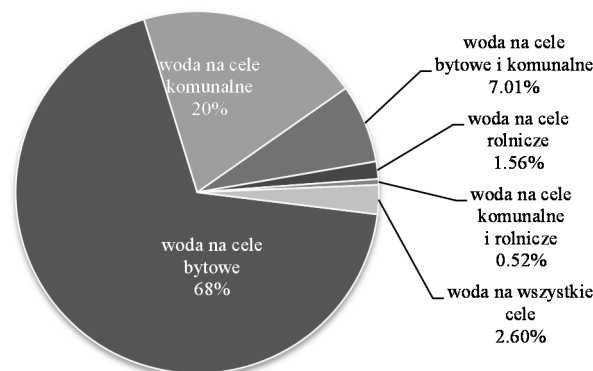
Rys. 3. Zestawienie liczby gmin poddanych ankietyzacji

Fig. 3. The comparison of the number of communes to which the questionnaires were sent



Rys. 4. Liczba gmin dotkniętych suszą w poszczególnych latach

Fig. 4. The number of communes affected by drought in the following years

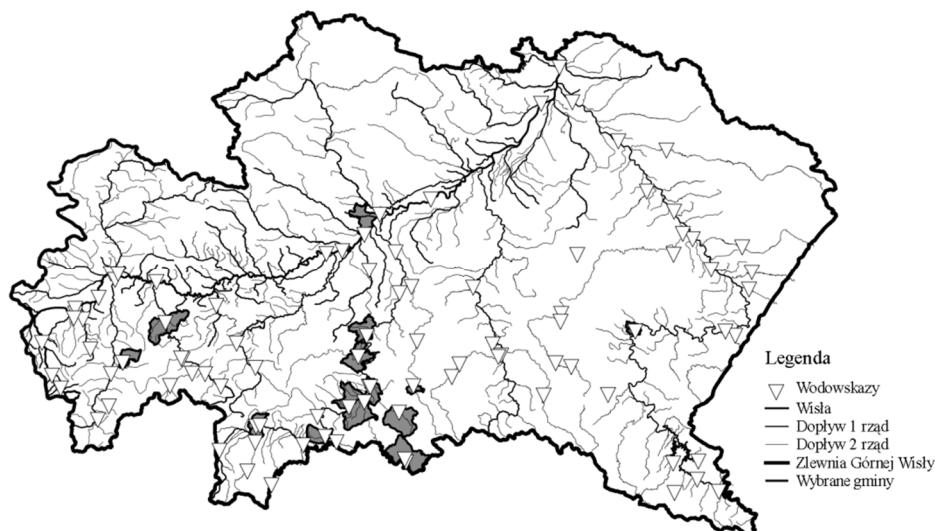


Rys. 5. Cele, na które została wykorzystana woda dostarczana podczas jej niedoborów w latach 1984-2014 (zestawienie procentowe)

Fig. 5. The aims, for which the water provided during the deficit in 1984-2014 was used (the percentage)

3. Niżówki

Niżówka rzeczna najczęściej definiowana jest jako proces nieprzerwanego utrzymywania się przepływu (lub stanu) wody w danym przekroju cieką poniżej umownie przyjętej wartości granicznej [12, 19, 24, 17, 14]. V.U. Smakhtin [2001] uważa za niżówkę okres przepływów w rzece utrzymujących się w suchych warunkach pogodowych. H. Hisdal i L. M. Tallaksen [2000] utożsamiają niżówkę z suszą hydrologiczną, natomiast Ratomska [1993] czy Tokarczyk [2013] postrzegają ją jako wskaźnik tej suszy. W okresie zimowym zjawisko to może być spowodowane przemarzeniem gruntu i ograniczeniem lub odcięciem drenażu wód podziemnych [21]. Zasięg przestrzenny niżówek, w przeciwieństwie do wezbrań, nie ogranicza się do jednej lub kilku rzek. Zwykle obejmuje większe obszary (dorzecza lub regiony). Na podstawie historycznych danych dobowych wyznaczono niżówki w 90 przekrojach wodowskazowych, których lokalizację przedstawiono na rys. 6. Niżówka jest okresem, w którym przepływy są niewiększe od przyjętego przepływu granicznego Q_g . Przepływ ten, zwany także wartością progową [5] lub poziomem odcięcia [21, 15], najczęściej przyjmowany jest jako stała wartość w ciągu roku będąca kwantylem Q_p rzędu p odczytanym z wieloletnich krzywych sum czasów trwania przepływów dobowych. Wartości prawdopodobieństwa przekroczenia przepływu p , przyjmowane są w zależności od autora jako: 70, 80, 90 lub 95% [26, 5, 17, 23, 18]. W niniejszej pracy za przepływy graniczne przyjęto przepływy $Q_{70\%}$, określone ze wspomnianych krzywych. W celu eliminacji krótkich, nieistotnych jako okres braku wody, epizodów przepływów $Q > Q_g$ przyjęto dodatkowo minimalny czas t_{min} trwania niżówki. W literaturze przedmiotu przyjmowane są różne wartości tego czasu, od 5 do 14 dni [7, 21, 19, 6]. W niniejszej pracy przyjęto $t_{min} = 7$ dni.



Rys. 6. Lokalizacja przekrojów wodowskazowych

Fig. 6. The location of the water gauge cross-section

W niniejszej pracy niżówka jest definiowana metodą SPA (*Sequent Peak Algoritm*). Wyznaczanie niżówki zależy od przyjętego natężenia przepływu granicznego Q_g , a początek niżówki następuje w chwili obniżenia się przepływu poniżej Q_g . Metoda SPA opiera się na krzywej sumowej odpływu i powstała w celu szacowania objętości zbiornika retencyjnego. Obecnie stosowana forma algorytmu została wprowadzona przez R. M. Vogela i J. R. Stedingera [1987]. Tę metodę obliczeń stosowało wielu autorów, m.in. T. Tallaksen i H. A. J. van Lanen [2004], A. K. Fleig [2004] i W. Jakubowski [2011]. W tej metodzie obliczeń koniec niżówki następuje zgodnie z jej definicją w momencie wyrównania powstałego niedoboru wody przepływem wyższym od Q_g , a zatem gdy obliczana dla kolejnych wartości t różnica $Q_g - Q_t$ przestanie być dodatnia. Doba, w której deficyt osiąga wartość maksymalną określa m.in. czas t_n trwania niżówki.

Aby porównać suszę hydrologiczną z danymi pochodzącymi z ankiet, w każdym przekroju wodowskazowym wyznaczono liczebność dni niżówkowych w danym miesiącu, danego roku.

4. Wyniki badań i analiza

Zestawienie danych z ankiet otrzymanych od gmin wskazało, że gminy dostarczyły dane właściwie tylko z lat 2005-2014, a dowóz wody konieczny był głównie na terenie zlewni Dunajca i jej okolic.

Do porównania suszy społeczno-ekonomicznej i hydrologicznej wykorzystano niżówki obliczone na podstawie historycznych ciągów przepływów w 90

przekrojach wodowskazowych na rzekach w zlewni Górnej Wisły. Ponieważ dane z wodowskazów pochodzą z okresu od 1.11.1983 r. do 30.10.2013 r., więc w artykule ograniczono się do okresu od 1.01.2005 r. do 30.10.2013 r., czyli 106 miesięcy.

Tabela 2 zawiera podstawowe dane dotyczące posterunków wodowskazowych znajdujących się w gminach, w których przynajmniej raz został zgłoszony problem z wodą (m.in. wartości przepływów granicznych $Q_g = Q_{70\%}$ odczytane z krzywych sum czasów trwania przepływów dobowych).

Z analiz danych pochodzących z ankiet otrzymanych z gmin wynika że

- w 100 gminach nie wystąpił problem z niedoborem wody w badanym okresie,

Tabela 2. Podstawowe informacje o wybranych posterunkach wodowskazowych

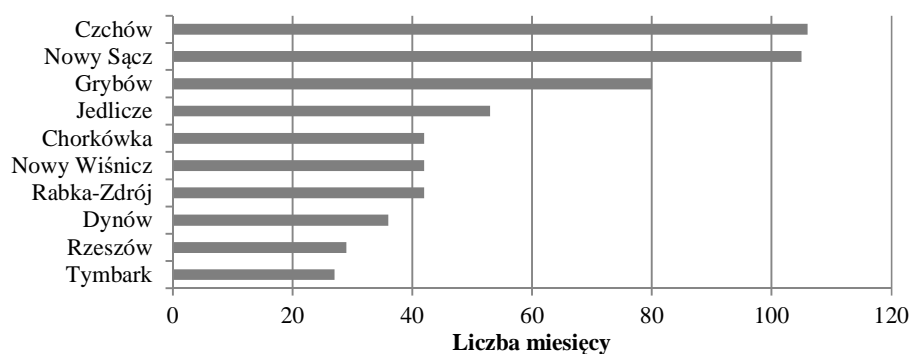
Table 2. The basic information of selected water gauge cross-section

Lp.	Wodowskaz	Rzeka	H	x	y	$Q_{70\%}$	GMINA
1	Koniówka	Dunajec	725,3	49,3956	19,8181	1,85	Czarny Dunajec
2	Nowy Targ	Dunajec	579,3	49,4869	20,0536	3,75	Nowy Targ
3	Nowy Targ-Kowaniec	Dunajec	547,3	49,4844	20,0311	6,60	Nowy Targ
4	Krościenko	Dunajec	413,4	49,4417	20,4294	15,00	Krościenko
5	Gołkowice	Dunajec	312,9	49,5503	20,5703	17,70	Podegrodzie
6	Nowy Sącz	Dunajec	275,7	49,6272	20,6872	30,60	Nowy Sącz
7	Czchów	Dunajec	275,7	49,8164	20,6819	29,60	Czchów
8	Zgłobice	Dunajec	190,7	49,9750	20,8797	32,81	Wierzchosławice
9	Żabno	Dunajec	173,4	50,1319	20,8619	37,70	Żabno
10	Zakopane-Harenda	Cicha Woda	763,1	49,3161	19,9772	1,07	Zakopane
11	Szaflary	Biały Dunajec	636,4	49,4242	20,0247	2,54	Szaflary
12	Lysa Polana	Biała	965,8	49,2636	20,1150	1,02	Bukowina Tatr.
13	Niedzica	Niedziczanka	495,5	49,4114	20,3022	0,68	Łąpsze Niżne
14	Szczawnica	Grajcarek	452,9	49,4203	20,4933	0,51	Szczawnica
15	Tylmanowa	Ochotnica	394,3	49,5172	20,3869	0,73	Ochotnica Dolna
16	Muszyna	Poprad	446,3	49,3394	20,8919	8,00	Muszyna
17	Muszyna-Milik	Poprad	440,4	49,3500	20,8853	9,00	Muszyna
18	Stary Sącz	Poprad	297,3	49,5686	20,6597	11,10	Stary Sącz
19	Łabowa	Kamienica	446,2	49,5264	20,8589	0,34	Łabowa
20	Nowy Sącz	Kamienica	279,0	49,6253	20,6958	1,10	Nowy Sącz
21	Jakubkowice	Łososina	248,3	49,7394	20,6300	1,39	Łososina Dolna
22	Grybów	Biała	319,7	49,6239	20,9458	0,62	Grybów
23	Ciężkowice	Biała	238,6	49,7922	20,9736	1,57	Ciężkowice
24	Koszyce Wielkie	Biała	190,7	49,9972	20,9494	3,15	Tarnów
25	Dynów	San	234,8	49,8008	22,2442	19,60	Dynów
26	Jagodniki	Wisła	170,0	50,2006	20,6819	66,00	Opatowiec
27	Karsy	Wisła	166,7	50,2750	20,7747	104,00	Opatowiec
28	Łękawica	Kocierzanka	386,7	49,7281	19,2617	0,20	Łękawica
29	Wadowice	Skawa	255,2	49,8772	19,5111	4,17	Wadowice

H – położenie zera wodowskazu [m n.p.m.], x, y – szerokość i długość geograficzna,

$Q_{70\%}$ odczytane z krzywych sum czasów trwania przepływów dobowych [m^3/s]

- jak widać na rys. 7, w co najmniej dwóch gminach (Czchów i Nowy Sącz) problem z niedoborem wody jest procesem ciągłym,
- w 4 gminach niedobór wody występuje sporadycznie.



Rys. 7. Gminy do których przez najwięcej miesięcy dowożono wodę

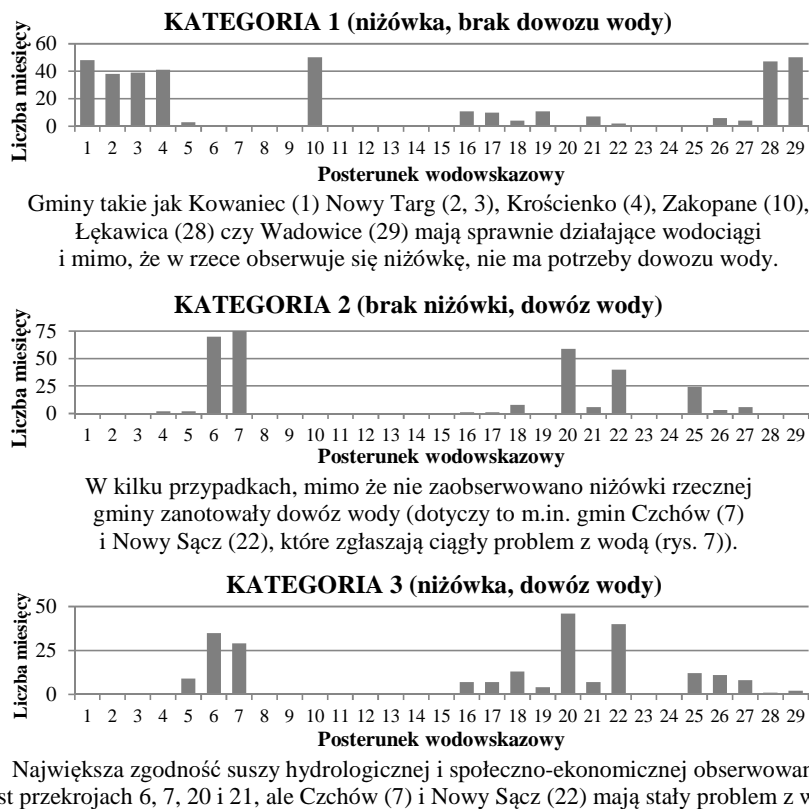
Fig. 7. The commune which the most months supplied water

Aby porównać dane dotyczące niżówek obliczonych we wspomnianych wcześniej 29 przekrojach wodowskazowych i wystąpienia niedoborów wody na obszarach gmin, informacje zestawiono w 4 kategorie (wyniki przedstawiono na rys. 8):

- Kategoria 1. Gminy z dobrze rozwiązaniem systemem zaopatrzenia w wodę (mimo występowania niżówek nie ma problemów z niedoborem wody).
- Kategoria 2. Gminy z niewłaściwie rozwiązaniem systemem zaopatrzenia w wodę (pomimo braku niżówek występują problemy z niedoborem wody).
- Kategoria 3. Gminy (prawdopodobnie) bez sieci wodociągów (występowanie niżówek jest powiązane z niedoborem wody).
- Kategoria 4 Brak danych (około 60% gmin).

Najbardziej interesującą kategorią jest kategoria 3, która łączy niżówki z niedoborami wody w gminach (dane z ankiet). Dlatego to właśnie tę kategorię przyjęto do dalszych analiz. W tabeli 3 pokazano wyniki obliczeń niżówek i dane z ankiet na 8 przykładach. I tak w pierwszej z tabel przedstawiono wyniki z lat 2011-2013 dla wodowskazu Muszyna Milik leżącego w gminie Muszyna na rzece Poprad. Susza hydrologiczna trwała od września 2011 r. do lutego 2012 r. W tym okresie gmina dostarczała wodę dla mieszkańców w listopadzie i w lutym.

Każdy z wybranych zestawów danych dotyczy obszaru o nieco odmiennych właściwościach hydrologicznych, jak i fizjograficznych, a także pokrycia terenu i sposobu jego zagospodarowania. To powoduje, że relacje pomiędzy występowaniem niżówek w ciekach a niedoborem wody występującym na ob-



Rys. 8. Zgodność suszy społeczno-ekonomicznej z hydrologiczną według przyjętych kategorii

Rys. 8. Compatibility of socio-economic drought and hydrological drought according to the adopted category

szarach gmin jest zróżnicowane. Niemniej taka zależność istnieje i można określić pewne jej własności:

- niedobór wody na obszarach gmin ma miejsce wówczas, gdy w danym miesiącu lub miesiącu go poprzedzającym w ciekach obserwuje się niżówkę, a ich liczba jest dni jest większa niż 20;
- czas trwania niedoboru wody na obszarach gmin jest również związany z występowaniem niżówek w ciekach i trwa on z reguły od 1 do 4 miesięcy dłużej niż niżówka;
- w miesiącach zimowych relacje pomiędzy niżówkami a niedoborem wody mogą mieć nieco odmienny przebieg – zależy to od ilości śniegu i wysokości temperatur (zależność ta nie została jednak sprawdzona).

Niestety przy obecnie posiadanej ilości danych uogólnienie tych zależności jest niemożliwe – zarówno pod kątem rozkładów czasowych, jak i przestrzennych. Aby takie zależności można było określić należy uzupełnić bazę danych.

Niemniej jednak można wywnioskować, że istnieje koincydencja między liczbą dni, w których występują niżówki w ciekach a okresami z niedoborem wody. Relacje te można wykorzystać nie tylko do określania okresów suszy, ale również jako pomoc dla władz gminnych lub innych instytucji zarządzającymi sytuacjami kryzysowymi.

5. Podsumowanie i wnioski

Wykorzystując obliczenia dotyczące niżówek w ciekach można określić okres suszy w danej gminie i prognozować występowanie niedoborów wody występujących na jej obszarze. Wymaga to jednak posiadania dostatecznie dużej ilości danych, których zdobycie nie jest proste. Brak danych (zwłaszcza archiwalnych, sprzed 2005 roku) świadczy o niezbyt dużym zainteresowaniu władz gmin problemami suszy. Tak znikoma ilość uzyskanych odpowiedzi na ankiety ogranicza czasowy i przestrzenny zakres analiz.

Na obszarach gmin w których system zaopatrzenia w wodę działa poprawnie, susza hydrologiczna nie stanowi problemu związanego z niedoborem wody dla celów bytowo-komunalno-gospodarczych, zatem określenie relacji pomiędzy niedoborem wody a okresami niżówek nie jest konieczne.

Gdy jednak w gminie system dystrybucji wody jest niewystarczający, nawet w okresach beźniżówkowych istnieje konieczność dostarczania dodatkowych ilości wody. Dla takich obszarów określenie relacji pomiędzy niżówkami a okresami z niedoborem wody jest bardzo utrudnione lub wręcz niemożliwe.

W rozpatrywanych przez nas gminach, zauważyć można zależność między niżówkami występującymi w ciekach a okresami z niedoborem wody na obszarach gmin. W zależności od właściwości hydro-fizjograficznych i antropogenicznych obszaru konieczność dodatkowego dostarczania wody w gminach rozpoczyna się w tym samym miesiącu lub w miesiącu następnym od momentu pojawienia się niżówek (zazwyczaj po kilkudziesięciu dniach). Dostarczanie wody na obszarze gminy jest konieczne w okresie od 1 do kilku miesięcy po zakończeniu okresu występowania niżówek w ciekach.

Określenie dokładnych relacji (czasowych i przestrzennych) pomiędzy niżówkami występującymi w ciekach a okresami niedoboru wody na obszarach gmin wymaga uzupełnienia i uszczegółowienia informacji dotyczących niedoboru wody w gminach. Relacje te mogą być wykorzystane zarówno do określania okresów suszy, jak i mogą stanowić informacje pomocnicze w sztabach zarządzających sytuacjami kryzysowymi.

Niniejsze opracowanie może stanowić wstęp do określenia zależności pomiędzy liczbą dni z suszą hydrologiczną a okresami niedoboru wody na obszarach gmin na różnych płaszczyznach zarówno czasowych (rozkład relacji w czasie) jak i przestrzennych (zarówno w tych gminach, w których znajduje się wodowskaz, jak również w gminach sąsiednich, położonych powyżej i poniżej wodowskazu).

Praca została wykonana w ramach tematu Ś-1/378/2013/DS *Wpływ czynników antropogennych na ilościowe i jakościowe właściwości procesów hydrologicznych w zlewni, zadanie 3: Analiza własności niżówek w obszarze karpackim zlewni Górnej Wisły, na podstawie danych z posterunków wodowskazowych IMGW - PIB.*

Załącznik. Tabelaryczne zestawienie dni z niżówką

Tabela 3. Porównanie liczby dni z niżówką w danym miesiącu, w określonym przekroju wodowskazowym, z informacjami dotyczącymi braku wody pozyskanymi z gmin, w których ten przekrój się znajduje

Table 3. The comparison of the number of days in a month and the low-water in the concrete water gauge cross-section with the information concerning the lack of water which was gained from the communes, in which we can find this cross-section

wodowskaz: Muszyna, rzeka: Poprad				wodowskaz: Łabowa, rzeka: Kamienica			
gmina: Muszyna				gmina: Łabowa			
rok	miesiąc	liczba niżówek	niedobory wody na obszarze gmin	rok	miesiąc	liczba niżówek	niedobory wody na obszarze gmin
2012	1	31		2013	1	30	
	2	29	tak		2		
	3	1			3		
	4				4		
	5				5		
	6				6		
	7				7	6	
	8	22			8	31	tak
	9	30	tak		9	15	
	10	31	tak		10		
	11	30			11		
	12	31			12		
2013	1	31					
	2	21	tak				
	3		tak				
	4						
	5						
	6						
	7						
	8	29	tak				
	9	17	tak				
	10						
	11						
	12						

Tabela 3. Porównanie liczby dni z niżówką w danym miesiącu, w określonym przekroju wodowskazowym, z informacjami dotyczącymi braku wody pozyskanymi z gmin, w których ten przekrój się znajduje - c.d.

Table 3. The comparison of the number of days in a month and the low-water in the concrete water gauge cross-section with the information concerning the lack of water which was gained from the communes, in which we can find this cross-section - c.d.

wodowskaz: Muszyna-Milik, rzeka: Porad				wodowskaz: Stary Sącz, rzeka: Poprad			
gmina: Muszyna				gmina: Stary Sącz			
rok	miesiąc	liczba dni niżówkowych	dowóz wody	rok	miesiąc	liczba dni niżówkowych	dowóz wody
2011	1			2011	1		
	2	4			2	5	
	3	10			3	9	
	4				4		
	5				5		
	6				6		
	7				7		tak
	8				8		
	9	1			9	7	
	10	22			10	21	tak
	11	30	tak		11	30	tak
	12	31			12	31	tak
2012	1	31		2012	1	31	tak
	2	28	tak		2	28	tak
	3				3		tak
	4				4		
	5				5		
	6				6		
	7				7		
	8	14			8	15	
	9	30	tak		9	30	tak
	10	31	tak		10	31	tak
	11	30			11	30	tak
	12	31			12	31	tak
2013	1	31		2013	1	31	tak
	2	21	tak		2	14	tak
	3		tak		3		tak
	4				4		
	5				5		
	6				6		
	7				7		
	8	18	tak		8	20	tak
	9	16	tak		9	16	tak
	10				10		tak
	11				11		
	12				12		

Tabela 3. Porównanie liczby dni z niżówką w danym miesiącu, w określonym przekroju wodowskazowym, z informacjami dotyczącymi braku wody pozyskanymi z gmin, w których ten przekrój się znajduje – c.d.

Table 3. The comparison of the number of days in a month and the low-water in the concrete water gauge cross-section with the information concerning the lack of water which was gained from the communes, in which we can find this cross-section – c.d.

wodowskaz: Jagodniki, rzeka: Wisła				wodowskaz: Jakubkowice, rzeka: Łososina			
gmina: Opatowiec				gmina: Łososina Dolna			
rok	miesiąc	liczba dni niżówkowych	dowóz wody	rok	miesiąc	liczba dni niżówkowych	dowóz wody
2007	1	2		2011	1		
	2				2		
	3				3		
	4	4			4		
	5	31			5		
	6	15	tak		6		
	7	26	tak		7		
	8	31	tak		8		
	9	5	tak		9	30	
	10		tak		10	31	
	11				11	30	
	12				12	31	tak
2008	1			2012	1	31	tak
	2				2	23	tak
	3				3		tak
	4				4		
	5	11			5	5	
	6	30	tak		6	5	
	7	13	tak		7	31	
	8	13	tak		8	31	
	9	16	tak		9	30	tak
	10		tak		10	31	tak
	11	15			11	30	tak
	12				12	17	tak
2009	1			2013	1		tak
	2				2		tak
	3				3		tak
	4				4		tak
	5				5		
	6	15	tak		6		
	7	0	tak		7		
	8	19	tak		8		tak
	9	30	tak		9		
	10	11			10		
	11				11		
	12				12		

Tabela 3. Porównanie liczby dni z niżówką w danym miesiącu, w określonym przekroju wodowskazowym, z informacjami dotyczącymi braku wody pozyskanymi z gmin, w których ten przekrój się znajduje – c.d.

Table 3. The comparison of the number of days in a month and the low-water in the concrete water gauge cross-section with the information concerning the lack of water which was gained from the communes, in which we can find this cross-section – c.d.

wodowskaz: Gołkowice rzeka: Dunajec				wodowskaz: Karsy rzeka: Wisła			
gmina: Podegrodzie				gmina: Opatowiec			
rok	miesiąc	liczba dni niżówkowych	dowóz wody	rok	miesiąc	liczba dni niżówkowych	dowóz wody
2011	1			2007	1	3	
	2				2		
	3				3		
	4				4		
	5				5		
	6				6	1	tak
	7				7	26	tak
	8				8	13	tak
	9	14			9		tak
	10	31			10		tak
	11	30	tak		11		
	12	31	tak		12		
2012	1	31	tak	2008	1		
	2	10	tak		2		
	3				3		
	4				4		
	5				5		
	6				6	11	tak
	7				7	5	tak
	8	24			8	10	tak
	9	30	tak		9	17	tak
	10	31	tak		10	0	tak
	11	4	tak		11	14	
	12		tak		12		
2013	1	30	tak				
	2	24	tak				
	3						
	4		tak				
	5						
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						

Literatura

- [1] Beran M. A. Rodier J. A.: Hydrological aspects of drought. Unesco- WMO, Geneva, 1985, s. 39-151.
- [2] Drab E. Bukowiec T. Mączka M.: Zjawisko suszy na obszarze działania RZGW w Krakowie w 2003 r. RZGW w Krakowie, 2004.
- [3] Drab E.: Zjawisko suszy na obszarze działania RZGW w Krakowie w latach: 2003 i 2011, RZGW Kraków 2012, s. 36.
- [4] Fleig A. K.: Hydrological Drought - A comparative study using daily discharge series from around the world. MSc thesis, Albert-Ludwigs-Universität Freiburg, Freiburg, Germany, 2004, s. 170.
- [5] Hisdal H., Tallaksen L. M.: Drought Event Definition. Technical Report No. 6. Assessment of the Regional Impact of Droughts in Europe, Department of Geophysics, University of Oslo, 2000, s. 45.
- [6] Jakubowski W.: Rozkłady prawdopodobieństwa w ocenie suszy hydrologicznej. Monografia, Uniwersytet Przyrodniczy, Wrocław, 2011, s. 177.
- [7] Kostuch M.: Charakterystyka niżówek w potokach górskich w zlewniach o różnej lesistości. Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie, Instytut Melioracji i Użytków Zielonych, Raszyn, 2004, s. 63-71.
- [8] Lorenc H. Ceran M. Mierkiewicz M. Sasim M. Wita A.: 2006 Susza w Polsce – 2006 rok (przyczyny. natężenie. zasięg. wnioski na przyszłość). Raport IMGW, 2006.
- [9] Łabędzki L.: Problematyka susz w Polsce. Woda Środowisko Obszary Wiejskie. T. 4 z. 1., 2004, s. 47-66.
- [10] Magnuszewski A. Soczyńska U. (red.) Międzynarodowy Słownik Hydrologiczny. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa, 2001.
- [11] National Disaster Management Centre. Drought awareness. South African Weather Service National Drought Mitigation Center. <http://drought.unl.edu/>.
- [12] Ozga-Zielińska M., Brzeziński J.: Hydrologia stosowana. Wydawnictwo Naukowe PWN, wydanie 2 zmienione, Warszawa, 1997, s. 324.
- [13] Parry S. Hannaford J. Lloyd-Hughes B. Prudhomme C.: Multi-year droughts in Europe: analysis of development and causes. Centre for Ecology and Hydrology. Hydrology Research. 43.5, 2012.
- [14] Pociask-Karteczka J. red.: Zlewnia. Właściwości i proces. Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków 2003, 288 s.
- [15] Ratomska B.: Ocena suszy w aspekcie hydrologicznym. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, 1993, s. 131.
- [16] Rozporządzenie Ministra Rolnictwa i Rozwoju Wsi z dnia 9 maja 2007 r. w sprawie wartości klimatycznego bilansu wodnego dla poszczególnych gatunków roślin uprawnych i gleb. Dz. U. 2007 nr 90 poz. 601.
- [17] Smakhtin V. U.: Low flow hydrology: a review. Journal of Hydrology 240, 2001, s. 147-186.
- [18] Stahl K.: Hydrological Drought - a study across Europe. PhD Thesis Albert-Ludwigs Universität Freiburg, Freiburger Schriften zur Hydrologie no 15, Freiburg, Germany, 2001, s. 144.

- [19] Tallaksen L. M., Van Lanen H. A. J.: Key aspects of low flow and drought. Würzburg workshop on "Low flow and Droughts", 2004, s. 63.
- [20] Tokarczyk T.: Classification of Low Flow and Hydrological Drought for a River Basin. *Acta Geophysica*, Vol. 61, No. 2, 2013, s. 404-421.
- [21] Tomaszewski E.: Wieloletnia i sezonowa dynamika niżówek w rzekach środkowej Polski. Wydawnictwo Uniwersytetu Łódzkiego, Łódź, 2012, s. 262.
- [22] Van Lanen H. A. J., Kundzewicz Z., Tallaksen L. M., Hisdal H., Fendeková M., Prudhomme C.: Indices for different types of droughts and floods at different scales. Technical Report No. 11, WATCH Water and Global Change, 2008, s. 20.
- [23] Van Loon A., Van Lanen H. A. J., Tallaksen L. M., Hanel M., Fendeková M., Machlica A., Sapriza G., Koutroulis A., Van Huijgevoort M., Bermúdez J.J., Hisdal H., Tsanis I.: Propagation of drought through the hydrological cycle. Technical Report No. 31, WATCH Water and Global Change, 2011, s. 99.
- [24] Węglarczyk S. red.: Słownik terminów związanych z gospodarowaniem zasobami wodnymi. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2006, s. 94.
- [25] Wilhite D. A. Glantz M. H.: Understanding the drought phenomenon: the role of definitions. [w:] Wilhite D. A. Easterling W. E. Wood D. A. (eds.). *Planning for Drought: Toward a Reduction of Societal Vulnerability*. Western Press, Boulder, CO, 1987, s. 11-30.
- [26] Zelenhasic E., Salvai A.: A Method of Streamflow Drought Analysis. *Water Resources Research* Vol. 23, No. 1, 1987, s. 156-168.

THE SOCIAL-ECONOMIC DROUGHT AND THE HYDROLOGICAL DROUGHT IN THE UPPER VISTULA RIVER BASIN

Summary

The main aim of this paper is to compare the periods of deficit of river water (hydrological drought) with the periods of the deficit of water used for the living and communal-economic purposes (social-economic drought), which were noticed in the communes in the upper Vistula river basin, between 1984-2014. The observed co-existence of these periods can make easier the prevision of the risk of drought and the better preparation for it (particularly in the offices and the institutions engaged in the water distribution or the natural disasters).

The low-water, identified with the hydrological drought, was set with the SPA method, assuming the border flow of $Q_{70\%}$ and the minimal duration of 7 days.

The periods with deficit of water was set on the information gained from the questionnaires which were sent to the district and communal authorities and the other institutions engaged in water supplies.

Keywords: low flow, drought deficit, drought duration, the questionnaire in municipalities, hydrological drought, socio-economic drought

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.92

Lilianna BARTOSZEK¹

KRĄŻENIE FOSFORU MIĘDZY WODĄ NADDENĄ A OSADĄ W EKOSYSTEMIE ZBIORNIKA ZAPOROWEGO SOLINA

W pracy dokonano analizy wpływu wybranych parametrów na zawartość fosforu w wodzie interstycjalnej i kierunku jego przemieszczania się na granicy faz woda – osad denny w zbiorniku zaporowym Solina. Próbkę wody powierzchniowej i naddennej oraz osadów dennych pobierano z czterech stanowisk na zbiorniku solińskim w okresie wegetacyjnym w latach 2005-2006. Do analizy frakcjonowania fosforu w osadach zastosowano metodę SMT. Wyższe stężenia form fosforu, żelaza i manganu oraz wysoki stosunek Fe/P stwierdzono w strefie wody naddennej w porównaniu do powierzchniowej. W wodzie interstycjalnej osadów zbiornika Solina występowały stosunkowo niskie stężenia fosforu mineralnego. Duża ich zmienność i rozpiętość była związana z mniejszym uwodnieniem osadów, utrudniającym proces dyfuzji fosforanów. Średnia zawartość fosforu mineralnego w wodzie interstycjalnej osadów zbiornika Solina kształtowała się na poziomie odpowiadającym jeziorom oligotroficznym. Dobre natlenienie panujące przez cały okres badawczy oraz żelazo obecne w dużych stężeniach, jak również wysoki stosunek Fe/P w wodzie naddennej stwarzały bardzo sprzyjające warunki do wytrącania i depozycji fosforanów w osadach, a nie do jego uwalniania. Osady denne zbiornika Solina charakteryzowały się stosunkowo niską zawartością fosforu, a wysoką zawartością żelaza i manganu, oraz wysokim stosunkiem Fe/P, które determinują trwałość połączeń Fe-P i Mn-P w mniej korzystnych warunkach oksydacyjno – redukcyjnych. W podpowierzchniowych warstwach osadów dennych zawartość fosforu mineralnego w odtlenianej okresowo wodzie interstycjalnej w istotny sposób zależała od zawartości żelaza i manganu w depozytach.

Słowa kluczowe: fosfor mineralny, woda naddenna, interstycjalna, osady denne, frakcje fosforu

1. Wprowadzenie

Stężenie fosforu w wodzie zbiornika zaporowego zależy od tego, jaka jego ilość zostanie doprowadzona ze źródeł zewnętrznych, jaka odprowadzona wraz z odpływem, wyniesiona z migrującymi organizmami oraz ulegnie sedymentacji do osadów dennych.

¹ Lilianna Bartoszek, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel.: 17 865 1278, bartom@prz.edu.pl

Do źródeł zewnętrznych zanieczyszczenia wód zbiorników zaporowych związkami fosforu zalicza się ścieki, zwłaszcza bytowo-gospodarcze ze zlewni bezpośredniej, wody dopływów zasilających obiekt, spływ powierzchniowy wód opadowych z terenów użytkowanych rolniczo, a także wietrzenie i rozpuszczanie przez wody opadowe minerałów fosforanowych znajdujących się w glebie oraz opady atmosferyczne [1, 4].

Fosfor w postaci fosforanów jest pobierany przez glony, bakterie oraz makrofity i kumulowany w ich organizmach przez cały okres wegetacyjny. W głębokich zbiornikach zaporowych o charakterze limnicznym głównym procesem wycofywania fosforu z obiegu biologicznego może być jego sedimentacja do osadów dennych w postaci trudno rozpuszczalnych połączeń nieorganicznych, nieorganiczno-organicznych w trakcie lata, a także obumarłych szczątków roślinnych i zwierzęcych po zakończeniu sezonu wegetacyjnego. Nagromadzenie się materii organicznej w osadach dennych może prowadzić wskutek jej tlenowego rozkładu do wystąpienia okresowego deficytu tlenu w wodzie naddennej, a w zbiornikach silnie eutroficznych do zastąpienia tlenowego bakteryjnego metabolizmu przez beztlenową fermentację.

Procesy rozkładu materii organicznej przy jej dużym nagromadzeniu w osadach zachodzą bardzo intensywnie, co prowadzi do powstawania znacznych ilości produktów jej rozkładu, w tym też soli mineralnych rozpuszczonych w wodzie interstycjalnej pomiędzy cząstkami osadu [7, 9].

W wyniku rozkładu materii organicznej również fosforany mogą wracać do toni wodnej i nasilać w niej proces eutrofizacji.

Nie tylko substancje organiczne nie są na stałe deponowane w osadach dennych zbiorników wodnych. Także połączenia nieorganiczne fosforu mogą ulegać rozkładowi w zmiennych warunkach oksydacyjno-redukcyjnych, temperatury, pH i zasilać wody zbiornika w fosforany. Trwałość depozycji fosforu w osadach zależy przede wszystkim od charakteru połączeń chemicznych, w jakich w nich występuje.

Krażenie fosforu w ekosystemie wodnym odgrywa znaczącą rolę w procesie eutrofizacji. Intensywny przepływ fosforu z osadów dennych do wody w sytuacji ograniczenia jego dopływu ze źródeł zewnętrznych zniweczył efekty wprowadzenia działań ochronnych na terenie zlewni wielu zbiorników wodnych, gdzie nie tylko nie uzyskano oczekiwanej poprawy jakości wody, ale nawet zahamowania procesu eutrofizacji.

Osady zbiorników silnie eutroficznych mogą wprowadzać do wody naddennej ładunek fosforanów na poziomie porównywalnym do źródła zewnętrznego [6, 16].

Celem pracy była analiza wpływu wybranych parametrów na zawartość fosforu w wodzie interstycjalnej i kierunek jego przemieszczania się na granicy faz woda – osad denny w zbiorniku zaporowym Solina.

2. Teren badań i metodyka

Teren badań

Zbiornik Solina to najgłębszy, a dzięki temu największy pod względem pojemności zbiornik zaporowy w Polsce (tab. 1.). Wraz z położonym niżej zbiornikiem wyrównawczym Myczkowce wchodzi w skład Zespołu Elektrowni Wodnych Solina - Myczkowce S.A. Zlewnia zbiornika Solina posiada górski charakter, jest w przeważającej części pokryta lasami (>75%) i w kilkunastu procentach (14%) użytkami zielonymi, co pozwala zaszerzować ją do pastwiskowo-leśnych. Obszar zlewni jest w małym stopniu zaludniony, nie występują tam zakłady przemysłowe uciążliwe dla środowiska. Zabudowania osadnicze, a także infrastruktura rekreacyjno-turystyczna zlokalizowane są przede wszystkim w zlewni bezpośredniej wokół zbiornika oraz w dolinach przyujściowych rzek i potoków. Na terenie zlewni dominują gleby gliniaste z domieszką piasku, żwiru i kamieni, które w umiarkowany sposób sprzyjają wymywaniu substancji [3, 11, 12, 14].

Tabela 1. Parametry morfometryczne zbiornika zaporowego Solina, na podstawie [9]

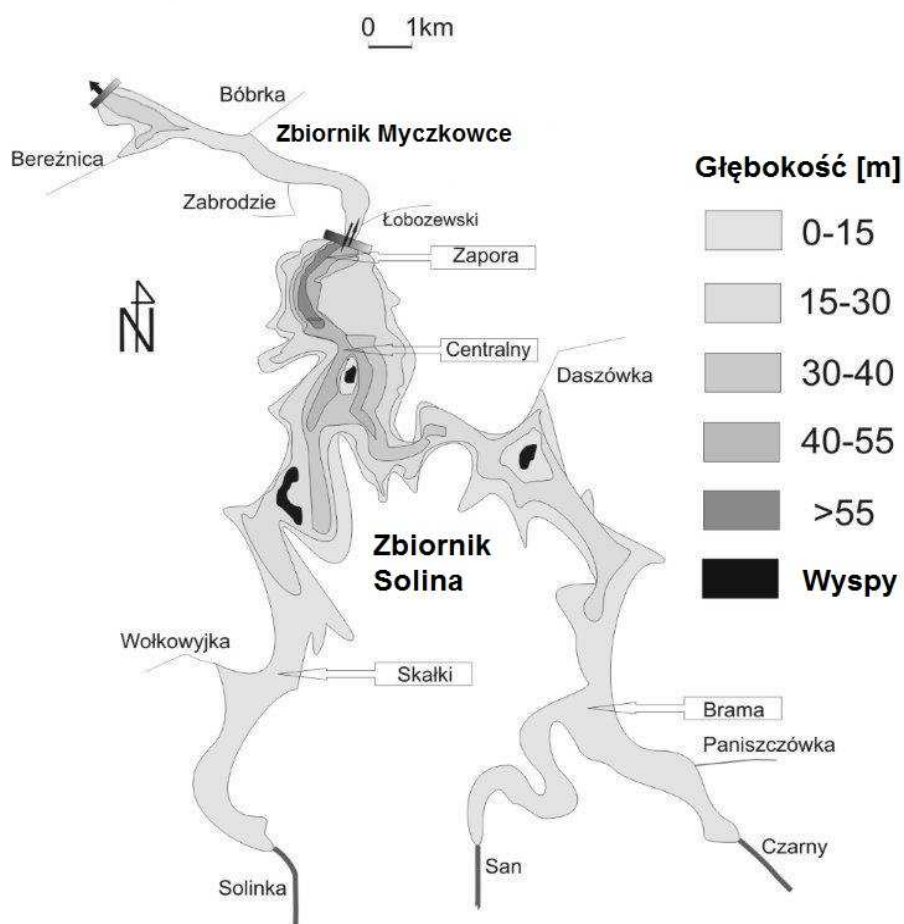
Table 1. Morphometric parameters of the Solina Reservoir, based on [9]

Parametr	Zbiornik Solina
Powierzchnia [ha]	2200
Objętość maksymalna [mln m ³]	502
Głębokość średnia (maks) [m]	22 (60)
Powierzchnia zlewni [km ²]	1174,5
Czas zatrzymania wody [d]	155-273

Metodyka badań

Próbki wody i osadów dennych pobierano z czterech stanowisk na zbiorniku solńskim (rys. 1.): 1. Centralny, 2. Zapora, 3. Brama, 4. Skałki, (śr. głęb. ok. 45, 60, 14, 15 m odpowiednio) 1-2 razy w miesiącu od maja do listopada 2005r (9 próbek) i 1 raz w miesiącu od kwietnia (oprócz maja) do listopada 2006r (7 próbek). Próbki wody czerpano z głębokości ok. 0,5 m pod powierzchnią oraz ok. 1 m nad osadem (czerpak Ruttnera). Pomiary zawartości tlenu rozpuszczonego i pH przeprowadzono przy pomocy wieloparametrowego miernika MultiLine P4 (WTW Germany) z sondą tlenową CellOx 325 (tlen - O₂), elektrodą kombinowaną Sen Tix 61 (odczyn - pH).

Do analiz pobierano wierzchnią 0-5 cm warstwę osadów uśrednioną z trzech rdzeni. Wodę interstycjalną oddzielono poprzez odwirowanie (przy 4000 obr./min). Do analizy frakcjonowania fosforu w osadach zastosowano metodę SMT [10, 13]. Uzyskano frakcje: nieorganiczny fosfor (IP), organiczny fosfor (OP), apatytowy fosfor (AP, formy związane z wapniem) i nieapatytowy, nieorganiczny fosfor (NAIP, formy związane z tlenkami i wodorotlenkami Al, Fe i Mn). Osady dennie mineralizowano w stężonym kwasie HNO₃ (mineralizacja mikrofalowa 2-4.5 MPa - UniClever II Plazmatronika).



Rys. 1. Zespół zbiorników zaporowych Solina-Myczkowce - rozmieszczenie stanowisk badawczych. Źródło: Opracowanie własne

Fig. 1. The complex of the Solina-Myczkowce reservoirs - the distribution of research positions. Reference: Own study

Analizy form fosforu w wodzie, ekstraktach i mineralizatach osadów dennych wykonano metodą spektrofotometryczną. Do oznaczeń spektrofotometrycznych wykorzystano spektrofotometr Aquamate (Thermo Spectronic, United Kingdom). Fosfor całkowity, żelazo, glin i mangan w mineralizatach osadów również analizowano spektrofotometrycznie. Zawartość wapnia oznaczano techniką AAS (Perkin Elmer, AAnalyst 300). Wyszuszone osady wyprażano w temp. 550 °C przez 4 h w celu obliczenia zawartości materii organicznej (OM). Wpływ wybranych parametrów na zawartość fosforu w wodzie interstycjalnej i osadach dennych oceniano za pomocą analizy regresji prostej przy zadanym poziomie istotności $\alpha = 0,05$ [15].

3. Wyniki i dyskusja

Fosfor w wodzie powierzchniowej i naddennej

W analizowanym okresie badań zawartość fosforu fosforanowego w wodach powierzchniowych zbiornika solńskiego wahała się od 0,01 do 0,09 mgP dm⁻³ (tab. 2.). Fosfor ogólny kształtował się od 0,02 do 0,19 mgP dm⁻³. Zawartość fosforu w wodach zbiornika była dość zróżnicowana, wyraźnie wyższe stężenia fosforu ogólnego od września świadczą o zakończeniu sezonu wegetacyjnego. Wyższe stężenia fosforu ogólnego na stanowisku Brama już w okresie lata były związane z większymi ładunkami fosforu dostarczonymi przez dwa większe i bardziej zanieczyszczone w związku biogenne dopływy San i Czarny [2]. Fosfor mineralny stanowił średnio 42 % puli fosforu ogólnego i wahał się w analizowanym okresie od 7,7 % do 100 %.

Tabela 2. Zakres stężeń wybranych parametrów w wodzie powierzchniowej i naddennej zbiornika Solina

Table 2. The range of selected parameters concentrations in surface and overlying water of the Solina Reservoir

Parametr		Zapora	Centralny	Brama	Skalki
Woda powierzchniowa					
P-PO ₄ ³⁻	[mgP dm ⁻³]	0,01-0,05	0,01-0,09	0,01-0,09	0,01-0,07
P _{og.}	[mgP dm ⁻³]	0,02-0,09	0,02-0,12	0,03-0,19	0,02-0,14
Fe	[mg dm ⁻³]	0,04-0,45	0,05-0,41	0,06-0,61	0,06-0,33
Mn	[mg dm ⁻³]	0,05-0,25	0,04-0,25	0,10-0,32	0,10-0,26
Fe/P		0,4-11,3	0,4-8,2	0,5-10,2	0,5-8,3
Woda naddenna					
Fe	[mg dm ⁻³]	0,84-3,30	0,97-4,89	0,88-4,99	0,72-2,45
Mn	[mg dm ⁻³]	0,09-0,29	0,09-0,62	0,11-0,59	0,11-0,72
Fe/P		4,7-46,0	8,9-36,8	8,0-44,0	7,2-39,2

Wyższe stężenia form fosforu, żelaza i manganu oraz wysoki stosunek Fe/P stwierdzono w strefie wody naddennej w porównaniu do powierzchniowej. Znacznie wyższe stężenia fosforu ogólnego (0,03-0,29 mgP dm⁻³) w stosunku do fosforu mineralnego (0,01 – 0,12 mgP dm⁻³) w wodzie naddennej były związane z sedimentacją fosforu zawieszinowego i być może z resuspensją osadów dennych. W całym okresie badań natlenienie wód powierzchniowych było dobre (od 7,71 do 10,66 mgO₂ dm⁻³). W warstwach przydennych zbiornika solńskiego zawartość tlenu rozpuszczonego w wodzie była niższa i wahała się od 4,43 do 7,85 mgO₂ dm⁻³. Mimo to strefa naddenna przez cały okres badawczy charakteryzowała się dość dobrym natlenieniem. Odczyn wód w całym okresie badawczym pozostawał obojętny do lekko zasadowego (7,53 – 9,03 woda powierzchniowa; 7,50 – 8,22 woda naddenna).

Fosfor w osadach dennych

Osady dennie pobrane z różnych stref zbiornika różniły się między sobą stopniem uwodnienia. W strefie jeziornej były muliste i bardziej uwodnione (Centralny – ok. 68,6% i Zapora – ok. 72,1%) (tab. 3.).

W strefach wpływów rzecznych depozyty były mniej uwodnione (Brama – ok. 64,5% i Skałki – ok. 58,9%), miały konsystencję bardziej zwartą. Osady pobrane na stanowisku Brama były muliste, mocno skonsolidowane, na stanowisku Skałki piaszczysto-muliste.

Osady dennie ze wszystkich stanowisk zawierały znaczne ilości żelaza, glinu i manganu, a stosunkowo niewielkie ilości fosforu, wapnia oraz materii organicznej (tab. 3.).

Tabela 3. Średnie zawartości wybranych parametrów w osadach dennych zbiornika zaporowego Solina (średnia \pm S.D.)

Table 3. Average contents of selected parameters in the bottom sediments of the Solina Reservoir (mean \pm SD)

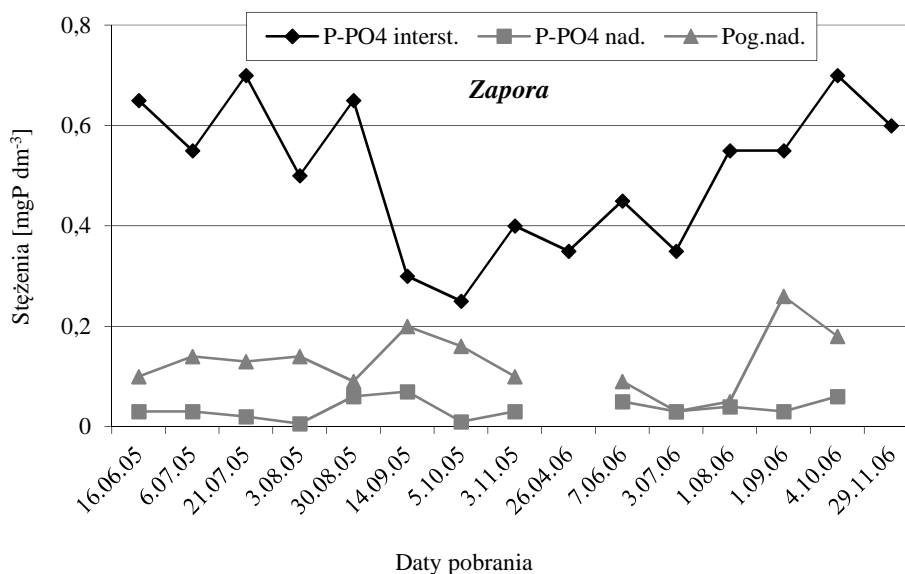
Parametr		Zapora n = 15	Centralny n = 16	Brama n = 16	Skałki n = 16
P _{całk.}		0,93 \pm 0,05	0,91 \pm 0,05	0,86 \pm 0,05	0,69 \pm 0,02
Fe		45,6 \pm 2,1	44,6 \pm 5,7	43,3 \pm 2,7	39,8 \pm 2,5
Mn	[mg g ⁻¹ s.m.o.]	3,05 \pm 0,79	2,82 \pm 1,07	2,10 \pm 0,47	1,66 \pm 0,34
Al		39,9 \pm 3,8	40,5 \pm 4,5	38,9 \pm 4,9	35,8 \pm 2,6
Ca		5,56 \pm 1,6	7,67 \pm 1,48	11,96 \pm 3,3	14,25 \pm 3,4
Fe/P		49,1 \pm 2,6	49,0 \pm 6,1	50,6 \pm 2,4	57,8 \pm 4,5
OM		8,48 \pm 0,94	8,86 \pm 0,6	8,81 \pm 0,56	8,19 \pm 0,5
W _o	[%]	72,1 \pm 2,8	68,6 \pm 6,7	64,5 \pm 3,9	58,9 \pm 1,7
NAIP		0,263 \pm 0,03	0,237 \pm 0,03	0,196 \pm 0,02	0,126 \pm 0,02
OP	[mg g ⁻¹ s.m.o.]	0,323 \pm 0,02	0,320 \pm 0,03	0,291 \pm 0,03	0,218 \pm 0,02
AP		0,320 \pm 0,06	0,320 \pm 0,05	0,339 \pm 0,03	0,306 \pm 0,02

Średnia zawartość frakcji NAIP (odzwierciedlająca połączenia fosforu z żelazem, manganem i glinem) była najniższa w osadach na wszystkich stanowiskach spośród wszystkich trzech frakcji i zwiększała się wraz ze wzrostem średniej zawartości żelaza i manganu w osadach. Analogiczną, choć nieznaczną tendencję wzrostową wykazała średnia zawartość fosforu całkowitego. Natomiast średni stosunek Fe/P nieznacznie wzrastał wraz ze spadkiem zawartości żelaza i fosforu w osadach.

Fosfor w wodzie interstycjalnej

Procesy rozkładu materii organicznej intensywnie zachodzące w osadach dennych mogą spowodować, że pod ich powierzchnią nawet przy dobrym natlenieniu wody naddennej będą panować warunki beztlenowe. W związku

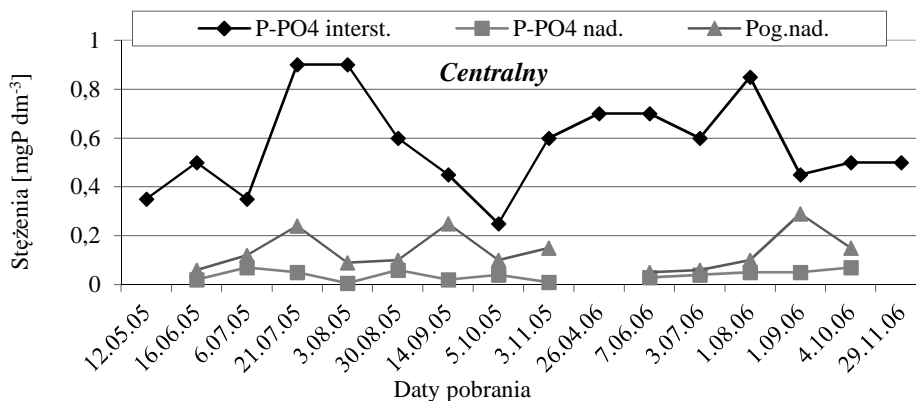
z tym, w odtlenionej wodzie interstycjalnej osadów zbiorników eutroficznych mogą występować wysokie stężenia fosforu mineralnego. Stężenia fosforanów w wodzie interstycjalnej i naddennej są rozpatrywane jako wskaźniki intensywności przemieszczania się fosforu na granicy faz woda – osad [8].



Rys. 2. Sezonowe zmiany stężeń fosforu fosforanowego ($P-PO_4^{3-}$) [$mgP dm^{-3}$] w wodzie interstycjalnej oraz fosforu fosforanowego ($P-PO_4^{3-}$) [$mgP dm^{-3}$] i ogólnego ($P_{og.}$) [$mgP dm^{-3}$] w wodzie naddennej na stanowisku Zapora

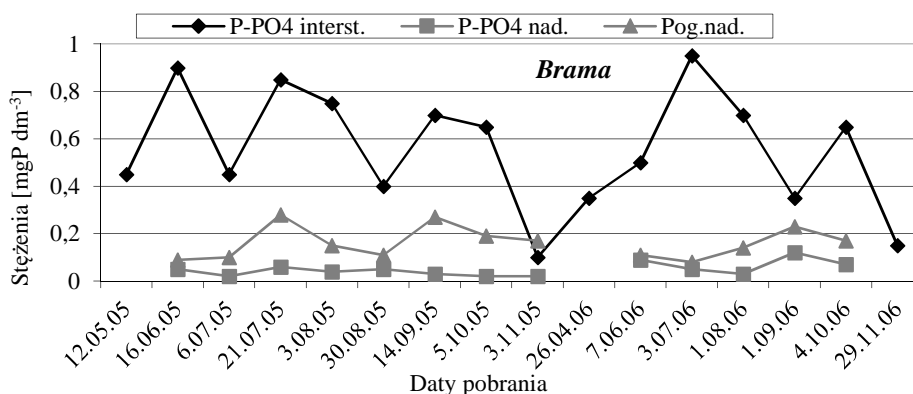
Fig. 2. Seasonal changes in concentrations of mineral phosphorus ($P-PO_4^{3-}$) [$mgP dm^{-3}$] in the interstitial water and mineral phosphorus ($P-PO_4^{3-}$) [$mgP dm^{-3}$] and total phosphorus ($P_{tot.}$) [$mgP dm^{-3}$] in the overlying water for Zapora station

Zakres stężeń fosforu fosforanowego w wodzie interstycjalnej uzyskanej z osadów zbiornika solińskiego wahał się od 0,10 do 1,60 $mgP dm^{-3}$ (rys. 2.-5.) (średnia 0,60 $mgP dm^{-3}$). Podczas gdy, stężenia fosforu ogólnego w wodzie naddennej zbiornika solińskiego w analizowanym okresie wynosiły od 0,03 do 0,29 $mgP dm^{-3}$. Przykładowo, stężenia fosforu mineralnego odnotowane z wodzie interstycjalnej zbiorników eutroficznych wahały się od 0,52 do 3,50 $mgP dm^{-3}$, zbiorników hypertroficznych od 0,92 do nawet 13,20 $mgP dm^{-3}$ [18]. W jeziorze Gościąż stwierdzono bardzo duży zakres stężeń fosforu fosforanowego w wodzie interstycjalnej od 0,12 do 10,47 $mgP dm^{-3}$. Najwyższe wartości notowano najczęściej w miesiącach letnich [8]. Gonsiorczyk i inni [5] podają, że średnie stężenie fosforu mineralnego wynosiło 0,52 oraz 2,94 $mgP dm^{-3}$ w wodzie interstycjalnej jeziora oligotroficznego i eutroficznego (odpowiednio).



Rys. 3. Sezonowe zmiany stężeń fosforu fosforanowego (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] w wodzie interstycjalnej oraz fosforu fosforanowego (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] i ogólnego (P_{og.}) [mgP dm⁻³] w wodzie naddennej na stanowisku Centralny

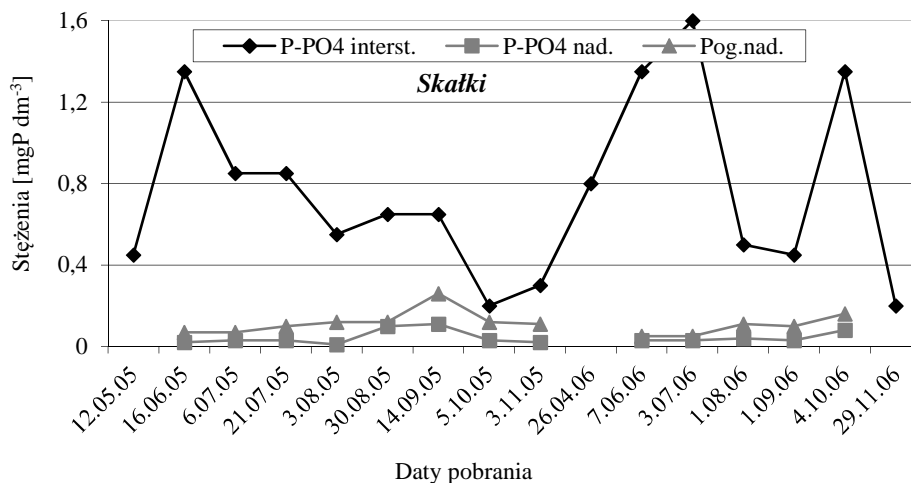
Fig. 3. Seasonal changes in concentrations of mineral phosphorus (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] in the interstitial water and mineral phosphorus (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] and total phosphorus (P_{tot.}) [mgP dm⁻³] in the overlying water for Centralny station



Rys. 4. Sezonowe zmiany stężeń fosforu fosforanowego (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] w wodzie interstycjalnej oraz fosforu fosforanowego (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] i ogólnego (P_{og.}) [mgP dm⁻³] w wodzie naddennej na stanowisku Brama

Fig. 4. Seasonal changes in concentrations of mineral phosphorus (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] in the interstitial water and mineral phosphorus (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] and total phosphorus (P_{tot.}) [mgP dm⁻³] in the overlying water for Brama station

Dużą zmienność i rozpiętość stężeń fosforu fosforanowego w wodzie interstycjalnej zaobserwowano na stanowiskach: Skałki i Brama (rys. 4.-5.). Różnica stężeń między wodą naddenną a interstycjalną powoduje przechodzenie fosforanów z osadów dennych do wód naddennych lub odwrotnie. Im mniejsze uwodnienie osadów, tym trudniej zachodził proces dyfuzji fosforu fosforanowego, co wyraźnie widać po dużej zmienności fosforu mineralnego w wodzie intersty-



Rys. 5. Sezonowe zmiany stężeń fosforu fosforanowego (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] w wodzie interstycjalnej oraz fosforu fosforanowego (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] i ogólnego (P_{og.}) [mgP dm⁻³] w wodzie naddennej na stanowisku Skalki

Fig. 5. Seasonal changes in concentrations of mineral phosphorus (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] in the interstitial water and mineral phosphorus (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] and total phosphorus (P_{tot.}) [mgP dm⁻³] in the overlying water for Skalki station

cyjnej na stanowisku Skalki (od 0,20 do 1,60 mgP dm⁻³). Osady na stanowisku Brama były również bardziej skonsolidowane, lepkie, co także mogło utrudniać proces dyfuzji fosforanów z wody interstycjalnej do wody naddennej i odwrotnie, przemieszczanie się fosforu w głąb osadów. Ogólnie, zaobserwowano nieznaczne i nieregularne podwyższenie stężeń fosforu mineralnego w wodzie interstycjalnej latem.

Żelazo stwierdzone w dużych stężeniach w wodzie naddennej (w zakresie od 0,72 do 4,99 mg dm⁻³) w okresie stratyfikacji w zbiorniku solinśkim pełniło rolę bariery ochronnej, zatrzymując w warunkach dobrego natlenienia dyfundujący fosfor mineralny z wody interstycjalnej do wody naddennej, powodując jego ponowną sorpcję i deponowanie w osadach dennych. Stosunek Fe/P w wodzie naddennej zbiornika solinśkiego w analizowanym okresie obejmował zakres od 4,7 do 46,0, podczas gdy, samoistne wytrącanie fosforanów w hypolimnionie zachodzi już gdy stosunek Fe/P jest wyższy od 3,0 [17].

Nie stwierdzono statystycznie istotnych zależności pomiędzy zawartością fosforu fosforanowego w wodzie interstycjalnej osadów dennych a stężeniem parametrów mierzonych w wodzie badanego zbiornika. Zaobserwowano natomiast nieznaczne, ale statystycznie istotne, ujemne korelacje pomiędzy stężeniami fosforu fosforanowego w wodzie interstycjalnej a zawartością żelaza i manganu w osadach dennych (tab. 4.). Te ujemne korelacje sugerują, że im wyższa zawartość żelaza oraz manganu w osadach tym, na skutek wiązania fosforu w depozytach, obniżeniu ulegało stężenie fosforu mineralnego w wodzie interstycjalnej. Obserwowane zmiany w stężeniach fosforu mineralnego

Tabela 4. Wpływ wybranych parametrów na stężenie fosforu fosforanowego (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] w wodzie interstycjalnej oraz zależność zawartości fosforu w osadach od zmienności jego poszczególnych form

Table 4. The influence of selected parameters on the concentration of mineral phosphorus (P-PO₄³⁻) [mgP dm⁻³] in the interstitial water and the dependence of phosphorus in the sediments on the variability of its individual forms

y	f(x)	Współczynnik korelacji (R)	N	Poziom istotności
P-PO ₄ ³⁻ interstycjalna	Fe	-0,34	63	< 0,01
	Mn	-0,33		< 0,01
	P _{całk.}	-0,35		< 0,01
	NAIP	-0,33		< 0,01
	OP	-0,26		< 0,05
	W _o	-0,34		< 0,01
P _{całk.}	W _o	0,74		< 0,001
	NAIP	0,87		< 0,001
	OP	0,85		< 0,001
	AP	0,34		< 0,01
OP	NAIP	0,86		< 0,001

w wodzie interstycjalnej wykazały istotną, ujemną zależność od zmian zawartości fosforu całkowitego, frakcji NAIP i OP oraz zawartości wody w osadach. Im mniejsze uwodnienie depozytów, tym transport dyfuzyjny fosforu stawał się trudniejszy i stąd wyższe stężenia fosforu fosforanowego w wodzie interstycjalnej oraz niższe zawartości jego form w osadach. W osadach dennych jeziora Gościąg stwierdzono dodatnią zależność pomiędzy stężeniem fosforu mineralnego w wodzie interstycjalnej a zawartością fosforu całkowitego [8]. Frakcje NAIP i OP odzwierciedlające zawartość mobilnych form fosforu wykazały bardzo duży wpływ na zmienność stężeń fosforu całkowitego w osadach (wysokie współczynniki korelacji). Fosfor związany z wapniem (AP) wykazał niewielki wpływ na wahania zawartości fosforu całkowitego w depozytach zbiornika solińskiego. Świadczy to o małej mobilności fosforu apatytowego i pokazuje, że udział tego typu połączeń w procesach uwalniania lub bezpośredniej retencji fosforu w osadach zbiornika Solina jest nieznaczny, pomimo stosunkowo dużej zawartości tej frakcji. Zaobserwowana, istotna, dodatnia korelacja pomiędzy zawartością frakcji OP i NAIP w depozytach sugeruje, że część fosforu w połączeniach organicznych mogła występować w formie związków kompleksowych z żelazem, manganem lub glinem (np. mało mobilnych kompleksów żelazowo – fosforowo – humusowych itd.).

4. Podsumowanie i wnioski

W wodzie interstycjalnej osadów zbiornika Solina występowały stosunkowo niskie stężenia fosforu mineralnego. Duża ich zmienność i rozpiętość była związana z mniejszym uwodnieniem osadów, utrudniającym proces dyfuzji fosforanów.

Średnia zawartość fosforu mineralnego w wodzie interstycjalnej osadów zbiornika Solina kształtowała się na poziomie odpowiadającym jeziorom oligotroficznym.

Dobre natlenienie panujące przez cały okres badawczy oraz żelazo obecne w dużych stężeniach, jak również wysoki stosunek Fe/P w wodzie naddennej stwarzały bardzo sprzyjające warunki do wytrącania i depozycji fosforanów w osadach, a nie do jego uwalniania.

Osady dennie zbiornika Solina charakteryzowały się stosunkowo niską zawartością fosforu, a wysoką zawartością żelaza i manganu, oraz wysokim stosunkiem Fe/P, które determinują trwałość połączeń Fe-P i Mn-P w mniej korzystnych warunkach oksydacyjno – redukcyjnych.

W podpowierzchniowych warstwach osadów dennych zawartość fosforu mineralnego w odtlenianej wodzie interstycjalnej w istotny sposób zależała od zawartości żelaza i manganu w depozytach.

Badania dofinansowane przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego w ramach projektów badawczych 2 PO4G 084 27 i N523 009 32/0288.

Literatura

- [1] Bajkiewicz-Grabowska E.: Obieg materii w systemach rzeczno-jeziornych. Uniwersytet Warszawski, Wydział Geografii i Studiów Regionalnych, Warszawa 2002.
- [2] Bartoszek L., Koszelnik P., Tomaszek J.: Dynamika zmian fosforu w dopływach zbiornika solnińskiego. I Kongres Inżynierii Środowiska, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, nr 11, 2002, s. 233-249.
- [3] Bartoszek L., Czech D.: Podatność na degradację zbiornika zaporowego Solina. Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, vol. 61, nr 4, 2014, s. 35-53.
- [4] Gałczyński Ł.: Eutrofizacja wód – problem cywilizacji. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 12, 2008, s. 34–37.
- [5] Gonsiorczyk T., Casper P., Koschel R.: Phosphorus-binding forms in the sediment of an oligotrophic and an eutrophic hardwater lake of the Baltic Lake District (Germany). Water Science and Technology, vol. 37, no. 3, 1998, pp. 51-58.
- [6] Gnauck A., Luther B., Heinrich R., Hoffmann A.: Modelling and simulation of phosphorus dynamics in shallow lakes. 4th International Conference on Reservoir Limnology and Water Quality, Ceske Budejovice Czech Republic, 2002, pp. 98-101.
- [7] Kajak Z.: Hydrobiologia-Limnologia. Ekosystemy wód śródlądowych. PWN, Warszawa 1998.
- [8] Kentzer A.: Fosfor i jego biologicznie dostępne frakcje w osadach jezior różnej trofii. Rozprawa habilitacyjna, Wydawnictwo UMK, Toruń 2001.
- [9] Koszelnik P.: Źródła i dystrybucja pierwiastków biogennych na przykładzie zespołu zbiorników zaporowych Solina-Myczkowce. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.
- [10] Pardo P., Rauret G., Lopez-Sanchez J.F.: Shortened screening method for phosphorus fractionation in sediments. A complementary approach to the standards, measurements and testing harmonized protocol. Analytica Chimica Acta, no. 508, 2004, pp. 201-206.
- [11] Płużański A.: Nutrient loads in small mountain watersheds of the Solina reservoir. Ekol. pol., no. 38, 1990, pp. 337-354.
- [12] Raport z realizacji wojewódzkiego cyklu kontrolnego pt. „Ochrona wód Zbiornika

- Solina przed zanieczyszczeniami”. Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie, Rzeszów 2013.
- [13] Ruban V., Lopez-Sanchez J.F., Pardo P., Rauret G., Muntau H., Quevauviller Ph.: Development of a harmonized phosphorus extraction procedure and certification of a sediment reference material. *J. Environ. Monit.*, no. 3, 2001, pp. 121-125.
- [14] Skiba W.: San. Ocena stanu i jakości wód płynących oraz zbiornika zaporowego Solina. <http://www.biblioteka.sanok.pl/www/pdf/sanocena.pdf> [dostęp: 7 kwietnia 2014 r.].
- [15] Stanisław A.: Przystępny kurs statystyki z wykorzystaniem programu STATISTICA na przykładach z medycyny. Tom II. Modele liniowe i nieliniowe. StatSoft Polska, Kraków 2000.
- [16] Wiśniewski R.J.: Fosfor w zbiornikach zaporowych – zasilanie, kumulacja, wymiana między osadami dennymi i wodą, [w:] Zintegrowana strategia ochrony i zagospodarowania ekosystemów wodnych, W.M. Zalewski (red.). Biblioteka Monitoringu Środowiska, Łódź 1994, s. 49-60.
- [17] Wiśniewski R.: Inaktywacja fosforanów w osadach dennych jako metoda redukcji symptomów eutrofizacji, [w:] Procesy biologiczne w ochronie i rekultywacji nizinnych zbiorników zaporowych, W.M. Zalewski (red.). Biblioteka Monitoringu Środowiska, Łódź 1995a, s. 189-201.
- [18] Wiśniewski R.J.: Rola zasilania wewnętrznego w eutrofizacji zbiorników zaporowych, [w:] Procesy biologiczne w ochronie i rekultywacji nizinnych zbiorników zaporowych, W.M. Zalewski (red.). Biblioteka Monitoringu Środowiska, Łódź 1995b, s. 61-70.

CIRCULATION OF PHOSPHORUS BETWEEN OVERLYING WATER AND SEDIMENTS IN THE SOLINA RESERVOIR ECOSYSTEM

Summary

The aim of this paper is to analyse the influence of selected parameters on the amount of phosphorus in interstitial water and the direction of its movement at the water – sediment interface in the Solina reservoir. Surface and overlying water samples as well as bottom sediment samples were collected from four stations on the Solina reservoir during the growing season of 2005 and 2006. Higher concentrations of phosphorus, iron and manganese forms, and a high Fe/P ratio were found in the overlying water zone as compared to the surface one. Relatively low concentrations of mineral phosphorus occurred in interstitial water of the Solina reservoir sediments. The substantial variability in concentration range was due to lower levels of sediment hydration, which impedes the diffusion process of phosphate. The average content of mineral phosphorus in interstitial water of the Solina reservoir sediment was at the level corresponding to oligotrophic lakes. Good oxygenation prevailing throughout the test period, high concentrations of iron, as well as the high Fe/P ratio in the overlying water created very favourable conditions for the precipitation and deposition of phosphate in sediments, but not for its release. Bottom sediments of the Solina reservoir had a relatively low phosphorus concentrations and a high content of iron and manganese, as well as a high Fe/P ratio, which are the factors affecting durability of Fe-P and Mn-P connections in less favourable oxidation - reduction conditions. In the subsurface layers of bottom sediments, the mineral phosphorus content present in interstitial water which was deoxidised periodically, significantly depended on the amount of iron and manganese in deposits.

Keywords: mineral phosphorus, overlying water, interstitial water, bottom sediments, phosphorus fractions

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 1.12.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.93

Marta CEBULSKA¹

WIELOLETNIA ZMIENNOŚĆ MAKSYMALNYCH OPADÓW DOBOWYCH W KOTLINIE ORAWSKO–NOWOTARSKIEJ (1984-2013)

Zbadano przebieg roczny oraz wieloletni maksymalnych sum dobowych opadów atmosferycznych zarejestrowanych w 3 stacjach pomiarowych położonych w Kotlinie Orawsko - Nowotarskiej, a także wyznaczono wartości prawdopodobne tych opadów na podstawie teoretycznych rozkładów. Uwzględniono opady dobowe z okresu 30 lat ze stacji położonych w miejscowościach: Chyżne, Ratułów oraz w Szaflarach. W obszarze tym opady maksymalne dobowe występują od kwietnia do października, a szczególnie od czerwca do września. Zdarzają się również w grudniu. Zakres zmienności maksymalnych dobowych opadów w Chyżnem wyniósł 72,1 mm, w Szaflarach 80 mm, a Ratułowie 48,2 mm. Największy procentowy udział maksymalnego opadu dobowego w sumie miesięcznej stwierdzono w Ratułowie (77%) w październiku 2013 roku, a największy w sumie rocznej (10,8%) w Szaflarach w 1997 roku. Dostrzeżone trendy maksymalnych opadów dobowych są nieistotne statystycznie na poziomie istotności 0,05, z wyjątkiem maksymalnych dobowych opadów w Ratułowie. Najlepsze dopasowanie rozkładu teoretycznego do empirycznego maksymalnych opadów dobowych otrzymano dla rozkładu logarytmiczno-normalnego w Szaflarach oraz w Chyżnem, a w Ratułowie dla rozkładu Weibulla.

Słowa kluczowe: częstość maksymalnych opadów dobowych, rozkłady statystyczne, kwantyle opadów, Kotlina Orawsko – Nowotarska

1. Wprowadzenie

Opady atmosferyczne, a zwłaszcza ekstremalne jak pokazują badania wykazują zróżnicowanie czasowe i przestrzenne ([1], [4], [5], [9], [10], [17], [18], [20], [22], [23]). Wpływa na to m.in. wysokość nad poziomem morza miejsca pomiarów. Wraz ze wzrostem wysokości n.p.m. średnio 60mm/100m następuje zwiększenie opadów atmosferycznych [14], przy czym wzrost tych opadów zaznacza się do wysokości ok. 1500 m n.p.m. [7]. Jednak w niektórych obniżeniach terenu osłoniętych przez pasma górskie, w tym również w zachodniej

¹ Marta Cebulska, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, tel. 12 628 2085, marta.cebulska@iigw.pk.edu.pl

części Kotliny Orawsko – Nowotarskiej obserwowane są mniejsze sumy opadów niż w innych miejscach na tej samej wysokości [14], co związane jest również z rzeźbą terenu oraz z ekspozycją stoków [19]. W świetle badań Cebulak [4] wynika, że w wieloleciu 1981-1990 w porównaniu z poprzedzającym 30-leciem, zmniejsza się wartość opadów maksymalnych dobowych, zwłaszcza w zachodniej, karpackiej części dorzecza górnej Wisły. Opady te w części zachodniej dorzecza w większości są wynikiem wystąpienia opadów typu rozlewnego, a w części wschodniej przeważają maksymalne opady dobowe pochodzące z opadów ulewnych [3].

Celem opracowania jest charakterystyka zmienności najwyższych sum dobowych opadów atmosferycznych w przebiegu rocznym i wieloletnim na podstawie danych ze stacji pomiarowych w Kotlinie Orawsko-Nowotarskiej, a także wyznaczenie kwantyli tych opadów na podstawie teoretycznych rozkładów.

2. Dane źródłowe i metody opracowania

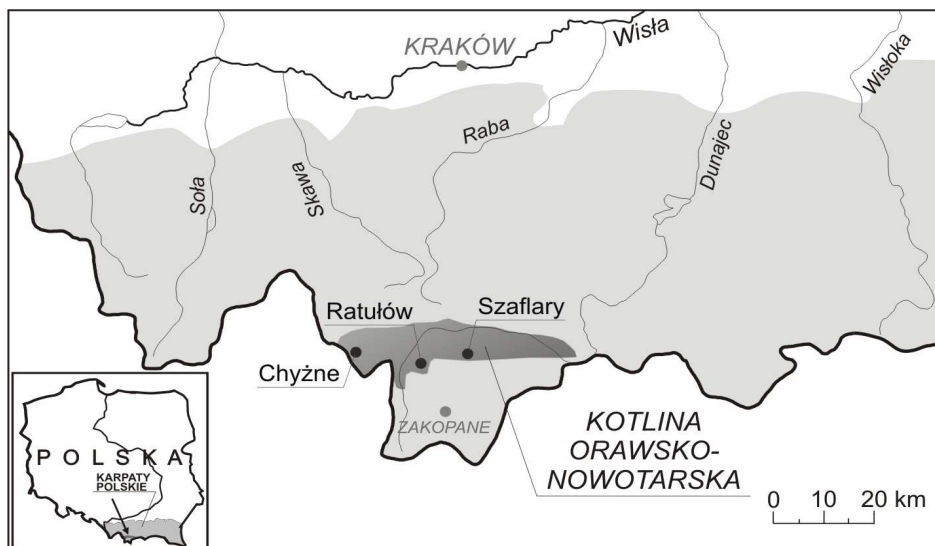
Uwzględniono dobowe sumy opadów atmosferycznych z 3 stacji położonych w Kotlinie Orawsko-Nowotarskiej w miejscowościach: Szaflary, Ratułów i Chyżne (rys.1), dla których w latach 1984-2013 istniała ciągłość danych (tab. 1). Dane te uzyskano z IMGW - PIB.

Tabela 1. Lokalizacja stacji pomiarowych

Table 1. Location of measuring stations

Stacja	H [m n.p.m.]	Współrzędne geograficzne	
		φ	λ
Chyżne	650	49°25'	19°43'
Ratułów	675	49°24'	19°53'
Szaflary	655	49°25'	20°02'

Ze zgromadzonej bazy danych opadów z każdej stacji wybrano największą sumę dobową opadów w poszczególnych miesiącach i w całym roku z okresu 1984-2013. Rozpatrzono miary dyspersji maksymalnych opadów dobowych, częstość ich wystąpienia w 30-leciu, a także zbadano trend tych opadów. Na podstawie 7 rozkładów teoretycznych wyznaczono wartości kwantyli maksymalnych dobowych opadów atmosferycznych w przyjętym wieloleciu.



Rys. 1. Położenie stacji pomiarowych w Kotlinie Orawsko - Nowotarskiej

Fig. 1. Location of measuring stations in the Kotlina Orawsko-Nowotarska (Orawa-Nowy Targ Valley)

3. Przebieg roczny i wieloletni maksymalnych opadów dobowych

Z analizy materiału źródłowego wynika, że maksymalne opady dobowe w Kotlinie Orawsko-Nowotarskiej wykazują znaczne zróżnicowanie czasowe. Występują one od kwietnia do października, a szczególnie od czerwca do września. Zdarzają się również w grudniu. (tab.2). W przebiegu rocznym opady takie nie wystąpiły w styczniu, lutym, marcu oraz listopadzie. Najczęściej pojawiały się w Ratułowie w lipcu – 43% wszystkich przypadków. Natomiast w Szaflarach najczęściej maksymalne opady dobowe wystąpiły w lipcu i sierpniu – 30%, a w Chyżnem w czerwcu, lipcu i sierpniu – 23% (tab.2). W Ratułowie 90%, a Chyżnem i Szaflarach około 70% maksymalnych opadów dobowych zdarzyło się w miesiącach letnich: czerwcu, lipcu oraz w sierpniu. Najwcześniej, maksymalny opad dobowy w Chyżnem i w Szaflarach wystąpił 30 kwietnia 1989 roku, a najpóźniej 31 grudnia 1986 roku w Chyżnem oraz 19 października 2012 roku w Szaflarach. W Ratułowie, najwcześniej maksymalny opad dobowy wystąpił 29 czerwca 1986 roku, a najpóźniej 28 września 1998 roku. W innych stacjach pomiarowych Polski Południowej, maksymalny opad dobowy najwcześniej wystąpił w marcu 1993 roku [6], [21].

W przyjętym do badań 30-leciu średni maksymalny opad w Chyżnem wyniósł 39 mm, w Szaflarach 43 mm, a w Ratułowie 46 mm. Zakres zmienności maksymalnych opadów dobowych, czyli różnica między największymi i najmniejszymi opadami w Chyżnem wyniósł 72,1 mm, w Szaflarach 80 mm, a Ratułowie 48,2 mm.

Tabela 2. Częstość (%) maksymalnych opadów dobowych w kolejnych miesiącach (1984-2013)

Table 2. Frequency (%) of maximum daily precipitations in the following months (1984-2013)

Stacja	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Chyżne	0	0	0	7	3	23	23	23	13	3	0	3
Ratułów	0	0	0	0	0	20	43	27	10	0	0	0
Szaflary	0	0	0	13	0	17	30	30	10	0	0	0

Dyspersja maksymalnych opadów dobowych w zakresie współczynnika zmienności osiągnęła wartość największą w Szaflarach (37%), a wartość najmniejszą w Ratułowie (27%), odchylenie standardowe wyniosło odpowiednio 15,7 mm i 13 mm. Współczynnik zmienności tych opadów w poszczególnych miesiącach analizowanego obszaru zmienia się od 35% w styczniu w Szaflarach do 64% w kwietniu w Chyżnem. Największą jego wartość we wszystkich stacjach obszaru dostrzeżono w kwietniu, natomiast najmniejszą głównie w miesiącach zimowych (tab.3).

W przebiegu wieloletnim największa wartość opadów maksymalnych dobowych w Chyżnem wystąpiła 12 sierpnia 2007 roku – 92,5 mm, a najmniejsza 20,4 mm – 23 września 1984 roku. Natomiast w Szaflarach maksymalny dobowy opad wahał się od 103,2 mm 8 lipca 1997 roku do 23,2 mm 19 września 2012 roku, a w Ratułowie od 71,5 mm 1 czerwca 2010 do 23,3 mm 4 lipca 1984 roku. Opady te należały do opadów bardzo silnych. Opady bardzo silne o sumie przekraczającej 20 mm tylko w Ratułowie nieznacznie przekraczają 2%. Podobnie jak w Krakowie [21], Ojcowie [1], występują one najrzadziej. Opady silne, czyli takie, które wynoszą $10,1 \div 20,0$ mm w Kotlinie Orawsko – Nowotarskiej występują średnio z częstością 4,4%.

Największy procentowy udział opadu maksymalnego w sumie opadu miesiąca, w którym wystąpił wyniósł 57% w Chyżnem (rys. 2). Miało to miejsce 5 listopada 2012 roku, kiedy to opad dobowy wyniósł 24,2 mm, a suma w listopadzie wyniosła 42,3 mm.

Natomiast w Ratułowie udział maksymalnego opadu dobowego w sumie miesięcznej osiągnął 77% (16 października 2013 opad dobowy wyniósł 33 mm, a suma w tym miesiącu wyniosła 43 mm).

W Szaflarach, maksymalny opad dobowy w kwietniu oraz w czerwcu stanowi blisko 55% opadu danego miesiąca.

Spośród przyjętych do analizy stacji pomiarowych, największy udział maksymalnego dobowego opadu w sumie rocznej (10,8%) stwierdzono w Szaflarach w 1997 roku (rys. 3).

Tabela 3. Charakterystyki statystyczne maksymalnych dobowych opadów atmosferycznych (1984-2013)

Table 3. Statistical characteristics of maximum daily precipitation (1984-2013)

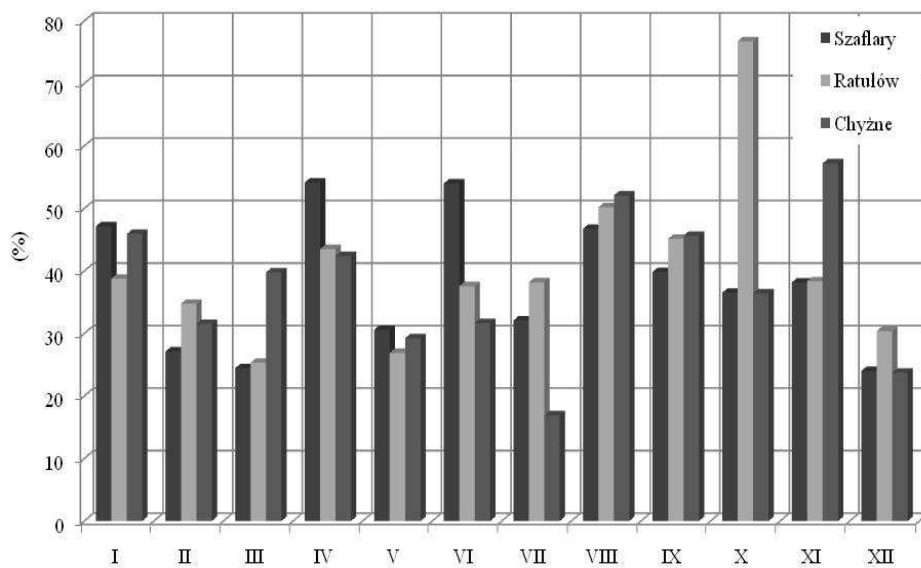
Stacja	M-ąc	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Chyżne	P _{min}	4,1	2,3	3,0	3,4	9,3	8,4	11,8	6,0	6,1	3,0	0,2	4,8
	Rok	1989	1986	1999	2009	1993	1992	2013	2003	2011	2005	2011	1997
	P _{sr}	9,8	9,5	11,0	14,3	21,0	26,0	24,9	28,1	22,6	15,0	12,1	10,5
	P _{max}	20,8	18,7	24,1	40,8	46,4	46,3	60,0	92,5	64,2	37,6	24,2	25,8
	Rok	2001	1990	2004	1989	2003	2010	2001	2007	1987	1999	2012	1986
	σ	4,1	3,6	5,1	9,1	8,8	9,2	10,6	16,4	11,5	9,3	5,4	4,7
C _v	41	38	46	64	42	36	43	58	51	62	45	44	
Ratulów	P _{min}	4,2	2,5	3,4	4,5	8,8	9,0	7,8	7,5	5,1	3,8	1,0	4,5
	Rok	2006	2008	1986	1986	2008	1990	2006	1998	2011	1995	2011	2011
	P _{sr}	8,8	9,2	11,5	15,1	22,4	29,6	32,3	32,0	22,9	17,6	11,4	10,2
	P _{max}	18,8	19,0	28,0	47,1	47,4	71,5	65,9	68,7	54,5	33,0	25,5	20,7
	Rok	1984	2013	2000	1989	1987	2010	2002	2007	1987	2013	2009	1986
	σ	3,6	4,6	5,9	9,6	9,6	15,2	16,0	16,5	12,1	8,8	6,1	4,0
C _v	41	50	51	63	43	51	50	52	53	50	53	39	
Szaflary	P _{min}	5,4	2,7	3,8	4,2	8,2	10,3	8,8	4,8	5,2	3,3	0,5	3,5
	Rok	2008	1986	2011	1986	2008	2003	2006	2003	1986	1995	2011	2011
	P _{sr}	10,5	10,4	12,0	17,4	22,6	28,1	31,9	30,2	21,4	15,8	12,7	11,9
	P _{max}	16,5	19,5	28,4	46,3	47,8	62,8	103,2	68,2	48,2	32,5	27,2	21,0
	Rok	2002	2009	2000	1989	1987	1987	1997	2007	2010	2007	2009	1986
	σ	3,7	4,6	5,9	10,9	9,0	12,2	18,3	14,2	11,5	8,2	6,6	4,3
C _v	35	44	49	63	40	43	57	47	54	52	52	37	

oznaczenia/ designations:

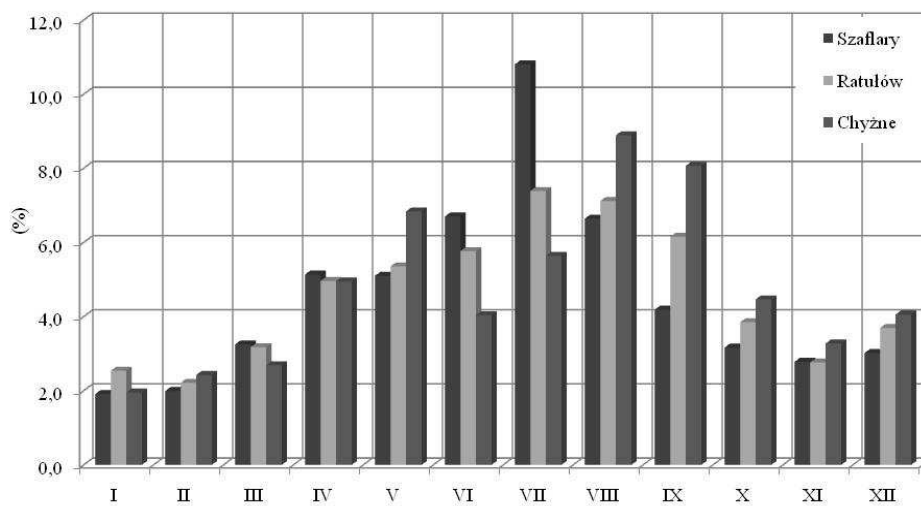
σ (mm) – odchylenie standardowe/ standard deviation;

C_v (%) – współczynnik zmienności/ coefficient of variation;P_{sr} (mm) – średni maksymalny opad dobowy/ average maximum daily precipitation;P_{max} (mm) – największy z maksymalnych opadów dobowych/ the biggest maximum daily precipitation;P_{min} (mm) – najmniejszy z maksymalnych opadów dobowych/ the smallest maximum daily precipitation.

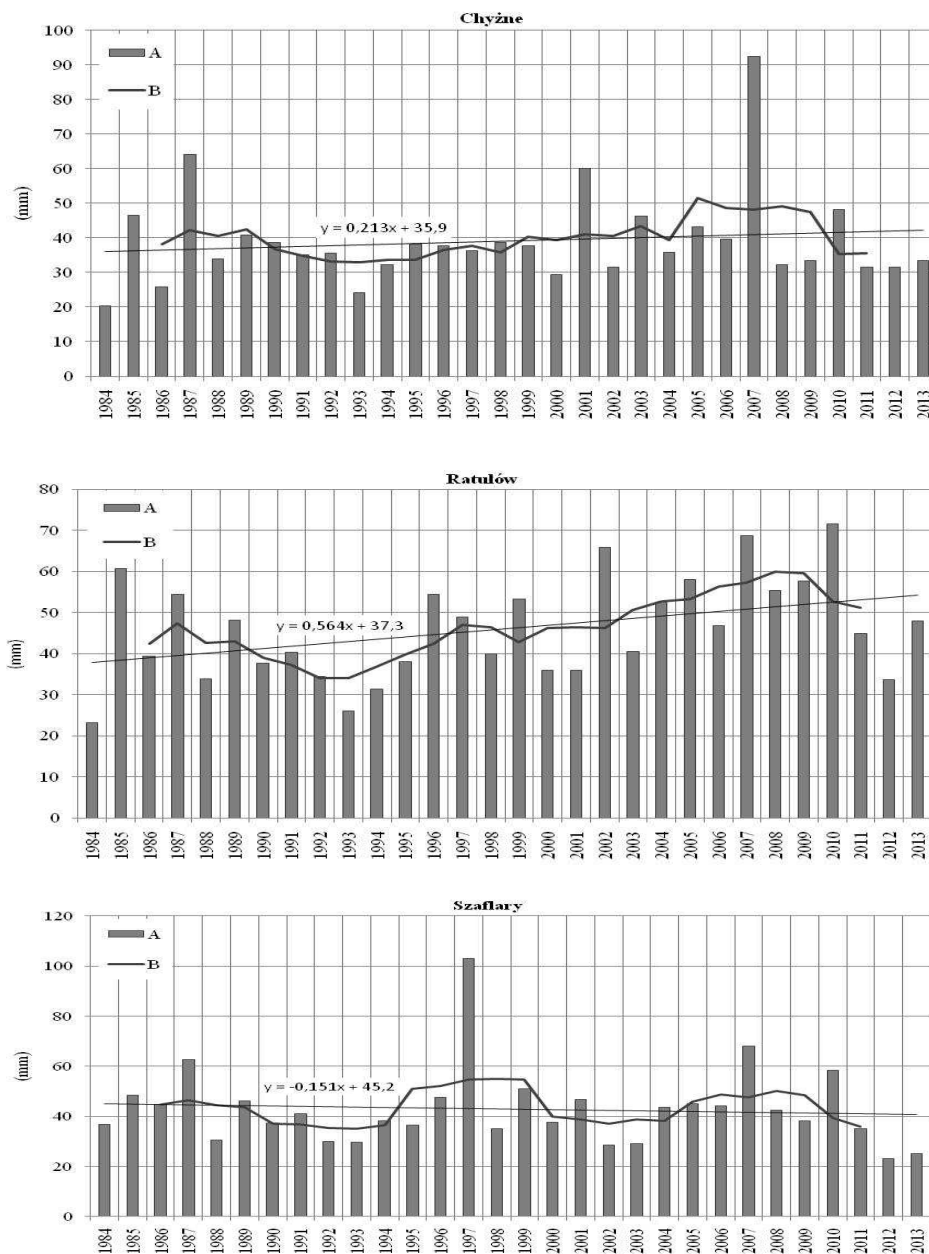
Maksymalne dobowe opady atmosferyczne w przebiegu wieloletnim wygładzono 5-letnim filtrem Gaussa [16]. Na podstawie tych krzywych z wyraźnymi maksimami i minimami opadów, dostrzeżono wspólny okres 1990-1994 z opadami poniżej średniej wieloletniej we wszystkich stacjach pomiarowych oraz okres 2005-2009 z opadami powyżej średniej wieloletniej (rys. 4).



Rys. 2. Procentowy udział maksymalnego opadu dobowego w sumie miesięcznej opadów
 Fig. 2. Percentage share of maximum daily precipitations in the total monthly precipitation



Rys. 3. Procentowy udział maksymalnego opadu dobowego w sumie rocznej opadów
 Fig. 3. Percentage share of maximum daily precipitations in the total annual precipitation



Rys. 4. Maksymalne dobowe opady atmosferyczne w stacjach pomiarowych (A) w przebiegu wieloletnim wygładzone 5-letnim filtrem Gaussa (B) wraz z linią trendu

Fig. 4. Maximum daily precipitation in the measuring station (A) in the long-term course smoothed with 5-year Gauss filter (B) with the trend line

W Chyżnem okres 1990-1998, a w Ratułowie 1988-1996 zaznaczył się opadami poniżej średniej wieloletniej, natomiast 2005-2009 w Chyżnem i 2003-2011 w Ratułowie z opadami powyżej średniej wieloletniej wynoszącej odpowiednio 39 mm i 46 mm. W Szaflarach natomiast, w rozpatrywanym okresie opad średni z maksymalnych opadów dobowych wyniósł 43 mm. Wyróżnione okresy z opadami poniżej średniej wieloletniej to: 1990-1994 i 2000-2004 oraz okresy 1995-1999 i 2005-2009 z opadami znacznie przekraczającymi wartość średnią (rys. 4).

Przebieg maksymalnych opadów dobowych na poszczególnych stacjach poddano analizie pod kątem występowania możliwych trendów liniowych. Do oszacowania istotności statystycznej trendu zastosowano test t-studenta [15]. Dostrzeżone trendy tych opadów są nieistotne statystycznie na poziomie istotności 0,05, z wyjątkiem maksymalnych dobowych opadów w Ratułowie. W Chyżnem oraz w Ratułowie zaznacza się tendencja rosnąca, do 5,6 mm/10 lat w Ratułowie (tab. 4), a w Szaflarach malejąca (rys. 4).

Tabela 4. Współczynnik regresji liniowej maksymalnych opadów dobowych wraz z wartością trendu
Table 4. Linear regression coefficient of maximum daily precipitation together with the trend value

Stacja	Współczynnik regresji	Trend mm/10 lat
Chyżne	$0,2127 \pm 0,29$	2,1
Ratułów	$0,5636 \pm 0,24$	5,6
Szaflary	$-0,1513 \pm 0,33$	-1,5

Natomiast, spośród 12 serii miesięcznych maksymalnych opadów dobowych zarejestrowanych w stacjach pomiarowych, trend istotny statystycznie na poziomie 0,05 we wszystkich stacjach stwierdzono tylko w grudniu, a ponadto w lutym i październiku w Ratułowie, w Szaflarach w październiku oraz w czerwcu i listopadzie w Chyżnem.

4. Maksymalne dobowe opady o prawdopodobieństwie przewyższenia p%

Maksymalne opady dobowe o prawdopodobieństwie przewyższenia stosowane m.in. w praktyce hydrologicznej przy analizie wezbrań opadowych, wyznaczono uwzględniając ciąg chronologiczny maksymalnych opadów dobowych ze stacji pomiarowej. Kwantyle tych opadów wyznaczono dla każdej stacji pomiarowej uwzględniając rozkłady statystyczne: normalny, logarytmiczno-normalny, Gumbela, Weibulla, Pearsona typ III, Frecheta oraz GEV [8], [13], [15], [23], które to powszechnie stosowane są w hydrologii oraz klimatologii do opisu zjawisk ekstremalnych. Estymację parametrów rozkładów prawdopodo-

bieństwa przeprowadzono z uwzględnieniem metody największej wiarygodności, po czym zastosowano test Kołmogorowa, sprawdzając zgodność rozkładu teoretycznego z empirycznym na poziomie istotności 0.05 [24]. Zastosowano również kryterium informacyjne Akaike (AIC) [11], [12], na podstawie którego określono dopasowanie rozkładu teoretycznego do empirycznego. Pomimo zbliżonych wartości AIC dla rozkładów teoretycznych, najlepsze dopasowanie rozkładu empirycznego maksymalnych opadów dobowych otrzymano dla rozkładu logarytmiczno-normalnego w Szaflarach oraz w Chyżnem, a w Ratułowie dla rozkładu Weibulla.

Tabela 5. Kwantyle maksymalnych opadów dobowych (mm) w latach 1984-2013

Table 5. Quantiles of maximum daily precipitation (mm) during 1984-2013

Rozkład statystyczny	Prawdopodobieństwo przewyższenia								
	1%	5%	10%	1%	5%	10%	1%	5%	10%
Normalny	71	62	57	75	66	62	79	68	63
Log - normalny	74	60	54	85	70	63	84	68	61
Weibulla	75	64	59	73	66	62	83	71	65
Pearsona typ III	78	64	57	80	68	62	87	71	64
Gumbela	82	65	57	85	69	62	91	72	63
Frecheta	89	62	53	120	80	67	103	70	59
GEV	93	63	54	79	69	63	99	71	61
	Chyżne			Ratułów			Szaflary		

Maksymalne opady dobowe o prawdopodobieństwie przewyższenia w Kotlinie Orawsko-Nowotarskiej, wyznaczone przez Cebulak [2] na podstawie danych z lat 1951-1975, zawierają się w przedziale od około 70 do 90 mm dla $p=10\%$ i od około 100 do około 130 mm dla $p=1\%$.

Wyznaczone kwantyle opadów nieznacznie różnią się od siebie zwłaszcza w zakresie prawdopodobieństw przewyższenia 5 i 10%. W przypadku maksymalnych opadów dobowych o prawdopodobieństwie przewyższenia $p=1\%$ wyznaczonych z rozkładów teoretycznych, różnice te wynoszą blisko 30% w Szaflarach i Chyżnem, a 60% w Ratułowie (tab.5).

5. Podsumowanie

Najczęściej, maksymalne dobowe opady atmosferyczne w Kotlinie Orawsko – Nowotarskiej występują od czerwca do września. Największą zmienność tych opadów dostrzeżono w Szaflarach – 80 mm, a najmniejszą w Ratułowie – 48,2 mm. Największy udział maksymalnego opadu dobowego w sumie miesięcznej opadów miesiąca, w którym wystąpił wyniósł 77% w październiku

w Ratułowie, a najmniejszy 17% w lipcu w Chyżnem. Największy udział maksymalnego dobowego opadu w sumie rocznej (10,8%) stwierdzono w Szaflarach w 1997 roku. Współczynnik zmienności maksymalnych opadów dobowych w poszczególnych miesiącach analizowanego obszaru zmienia się od 35% w styczniu w Szaflarach do 64% w kwietniu w Chyżnem. Największą jego wartość we wszystkich stacjach obszaru dostrzeżono w kwietniu.

W przebiegu wieloletnim trendy maksymalnych opadów dobowych są istotne statystycznie na poziomie istotności 0,05, z wyjątkiem trendu w Ratułowie. Spośród 12 serii miesięcznych maksymalnych opadów dobowych zarejestrowanych w stacjach pomiarowych, trend istotny statystycznie na poziomie 0,05 dostrzeżono we wszystkich stacjach tylko w grudniu.

Na podstawie krzywych wygładzonych 5-letnim filtrem Gaussa, we wszystkich stacjach pomiarowych dostrzeżono okres 1990-1994 z opadami poniżej średniej wieloletniej oraz okres 2005-2009 z opadami powyżej średniej wieloletniej.

Najlepsze dopasowanie rozkładu teoretycznego do empirycznego maksymalnych opadów dobowych otrzymano dla rozkładu logarytmiczno – normalnego w Szaflarach oraz w Chyżnem, a w Ratułowie dla rozkładu Weibulla. Najwyższe zanotowane opady jakie wystąpiły w latach 1984-2013, w przybliżeniu odpowiadają prawdopodobieństwu przewyższenia 1%. W zakresie małego prawdopodobieństwa $p=1\%$, najmniejsze wartości opadów dobowych otrzymano z rozkładu normalnego oraz Weibulla, a największe z rozkładu GEV oraz Frecheta.

Opracowanie wykonano w ramach: DS/Ś-1/229/2015

Literatura

- [1] Brzeźniak E., Maksymalne sumy dobowe opadów w Ojcowie (Dolina Prądnika), Folia 93, Annales Universitatis Paedagogicae Cracoviensis, Studia Geographica I, 2010, 160-167.
- [2] Cebulak E., Maksymalne opady dobowe w dorzeczu Dunajca, Przegląd Geofizyczny XXVII, 1-2, 1982, 109-120.
- [3] Cebulak E., Wpływ sytuacji synoptycznej na maksymalne opady dobowe w dorzeczu górnej Wisły, Fol. Geogr. Ser. Geogr. Ph, 1992, vol. 22.
- [4] Cebulak E., Zmienność maksymalnych opadów dobowych w dorzeczu górnej Wisły, Wiadomości Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, tom XVII (XXXVIII), zeszyt 1, Krakowie, 1994, 83-91.
- [5] Cebulska M., Twardosz R., Cichoński J., Zmiany rocznych sum opadów atmosferycznych w dorzeczu górnej Wisły w latach 1881-2030, [w:] K. Piotrowicz, R. Twardosz (red.), Wahania klimatu w różnych skalach przestrzennych i czasowych, Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej UJ, Kraków, 2007, 383-390.

- [6] Cebulska M., Twardosz R., Maksymalne opady dobowe w Stróży w latach 1976-2006, [w:] R. Cieśliński, K. Jereczek-Korzeniewska (red.), Problemy badań wody w XX i XXI wieku wydawnictwo uniwersytetu Gdańskiego, 2014, 56-65.
- [7] Hess M., Piętra klimatyczne w polskich Karpatach Zachodnich. Prace Geograficzne nr 11, UJ, Kraków, 1965.
- [8] Kaczmarek Z., Metody statystyczne w hydrologii i meteorologii, Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1970.
- [9] Kirschenstein M., Wieloletnie zmiany sum opadów atmosferycznych na wybranych stacjach północno-zachodniej Polski, Słupskie Prace Geograficzne 2, 2005, 199-213.
- [10] Kożuchowski K. (red.), Skala, uwarunkowania i perspektywy współczesnych zmian klimatycznych w Polsce, Zakład Dynamiki Środowiska i Bioklimatologii UŁ, Łódź, 2004.
- [11] Mitosek H. T., Informacyjne kryterium Akaike i jego wykorzystanie w hydrologii (I). Dobór typu rozkładu prawdopodobieństwa, Przegląd Geofizyczny, 1, 1993, 19-23.
- [12] Mitosek H. T., Problemy hydrologii stochastycznej, Wydawnictwo Akademii Świętokrzyskiej, Kielce, 2003.
- [13] Mitosek H. T., Metody statystyczne w hydrologii, Wydawnictwo Uniwersytetu Hunabistycznego-Przyrodniczego Jana Kochanowskiego, Kielce, 2009.
- [14] Obrębska-Starkłowa B., Hess M., Olecki Z., Trepieńska J., Kowanetz L., Klimat, [w:] Karpaty polskie, przyroda, człowiek i jego działalność. Warszzyńska J. (red.), Wydawnictwo UJ, 1995, 31-47.
- [15] Pruchnicki J., Metody opracowań klimatologicznych, PWN, Warszawa, 1987.
- [16] Schönwiese C.-D., Praktische Statistik für Meteorologen und Geowissenschaftler, Gebrüder Borntraeger: Berlin-Stuttgart, ss. 298, 2000.
- [17] Schönwiese C.-D., Grieser J., Trömel S., Secular change of extreme monthly precipitation in Europe, Theor. Appl. Climatol. 75, 2003, 245-250.
- [18] Stach A., Analiza struktury przestrzennej i czasoprzestrzennej maksymalnych opadów dobowych w Polsce w latach 1956-1980, Seria Geografia nr 85, Wydawnictwo Naukowe UAM, Poznań, 2009.
- [19] Trepieńska J., Górskie klimaty, tom 20, Wydawnictwo Instytutu Geografii i Gospodarki Przestrzennej UJ, 2002.
- [20] Trömel S., Schönwiese C.-D., Probability change of extreme precipitation observed from 1901 to 2000 in Germany, Theor. Appl. Climatol. 87, 2007, 29-39.
- [21] Twardosz R., Wieloletnia zmienność sum dobowych opadów w Krakowie w powiązaniu z sytuacjami synoptycznymi, Prace Geograficzne, zeszyt 105, Kraków, 2000.
- [22] Twardosz R., Dobowy przebieg opadów atmosferycznych w ujęciu synoptycznym i probabilistycznym na przykładzie Krakowa (1886-2002), Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej UJ, Kraków, 2005, 176pp.
- [23] Twardosz R., Probabilistic model of maximum precipitation depths for Kraków (southern Poland, 1886-2002), Theoretical and Applied Climatology, 98, 1-2, 2009, 37-45.
- [24] Węglarczyk S., Metody statystyczne, Wyd. Politechnika Krakowska, Kraków, 1993.

**THE LONG-TERM VARIABILITY OF MAXIMUM DAILY
PRECIPITATIONS IN THE KOTLINA ORAWSKO–NOWOTARSKA
(ORAWA–NOWY TARG VALLEY) (1984-2013)**

S u m m a r y

The annual and long-term course of total maximum daily precipitations registered in 3 measuring stations located in the Kotlina Orawsko-Nowotarska were examined, as well as the probable values of the precipitations were determined based on theoretical distributions. There were considered the daily precipitations from the period of 30 years from the stations located in the following places: Chyżne, Ratułów and Szaflary. In this area the maximum daily precipitations occur from April till October, and particularly from June to September. They happen in December as well. The range of variability of the maximum daily precipitations in Chyżne was 72,1 mm, in Szaflary 80 mm, and in Ratułów 48,2 mm. The biggest percentage share of maximum daily precipitation in the monthly total was found in Ratułów (77%) in October 2013, and the biggest one in the annual total (10,8%) in Szaflary in 1997. The trends values of maximum daily precipitations are statistically insignificant on the significance level 0,05, except the maximum daily precipitations in Ratułów. The best adjustment of the theoretical distribution to the empirical maximum daily precipitation was received for the logarithmic - normal distribution in Szaflary and in Chyżne, whereas in Ratułów for Weibull distribution.

Keywords: frequency of maximum daily precipitation, statistical distributions, quantiles of precipitation, Kotlina Orawsko – Nowotarska (Orawa-Nowy Targ Valley)

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 1.12.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.94

Michał CISZEWSKI¹
Tomasz BURATOWSKI²
Tadeusz UHL³
Mariusz GIERGIEL⁴
Piotr MAŁKA⁵

MODELOWANIE I TESTY MOBILNEGO ROBOTA GAŚNIENICOWEGO DO INSPEKCJI ORAZ OCZYSZCZANIA ZBIORNIKÓW Z WODĄ PITNĄ

W artykule przedstawiono modelowanie oraz projekt i testy mobilnego robota gaśnicowego do inspekcji oraz oczyszczania zbiorników z wodą pitną. Urządzenia tego typu używane są do zwiększenia efektywności czynności związanych z utrzymaniem stanu technicznego obiektów przemysłowych. Przegląd dostępnych rozwiązań doprowadził do wyboru napędu gaśnicowego, zapewniającego najlepszą trakcję podczas poruszania się po dnie zbiorników. Zaprezentowany proces projektowania układów mechanicznych oraz elektronicznych zawiera opis doboru parametrów geometrycznych, materiałów konstrukcyjnych oraz tworzenie modelu trójwymiarowego robota. Zostały opisane różne warianty zastosowania robota w tym inspekcja przy użyciu sonaru 3D oraz transport robota pływającego. Wykonano także analizy przy użyciu Metody Elementów Skończonych (MES), konieczne do poprawnego zaprojektowania konstrukcji. Analizy obejmowały badania wytrzymałościowe obudowy układu sterowania w warunkach zanurzenia w cieczy oraz analizę modalną ramy nierdzewnej robota. W artykule przedstawiono model matematyczny dynamiki robota opisany równaniami Maggi'ego. Model pozwala na sterowanie silnikami w celu osiągnięcia zadanej pozycji i orientacji robota w przestrzeni roboczej. Na podstawie modelu matematycznego sporządzono symulacje ruchu robota, które zostały zweryfikowane laboratoryjnie. W symulacjach przedstawiono prędkości i momenty napędowe silników robota podczas ruchu po powierzchni płaskiej i po wniesieniu. W artykule przedstawiono

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Michał Ciszewski, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. 12 6173116, mcisz@agh.edu.pl

² Tomasz Buratowski, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. 12 6173631, tburatow@agh.edu.pl

³ Tadeusz Uhl, KRIM, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. 12 6173116, tuhl@agh.edu.pl

⁴ Mariusz Giergiel, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. 12 6173675, giergiel@agh.edu.pl

⁵ Piotr Małka, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. 12 6173116, piotr.malka@agh.edu.pl

również prototyp robota, który sprawdzono pod względem wymaganej funkcjonalności w środowisku pracy.

Słowa kluczowe: modelowanie, model dynamiki, mobilny robot, woda pitna, inspekcja zbiorników, robot gaśnicowy, testy prototypu, analizy MES

1. Wprowadzenie

Przeglądając dostępną literaturę na temat robotyki zauważyć można, iż coraz częściej podejmowane są tematy dotyczące wykorzystania robotyki w przemyśle działającym w obszarze prac pod wodą, między innymi w przemyśle okrętowym, w pracach związanych z uzdatnianiem wody oraz inspekcji przewodów kanalizacyjnych. Tego typu roboty wykorzystywane są do diagnostyki, konserwacji oraz serwisowania urządzeń technicznych. Głównymi zaletami tego typu robotów jest: mobilność, manewrowość, współdziałanie z człowiekiem oraz otoczeniem w sposób autonomiczny.

2. Konstrukcja robota inspekcyjnego

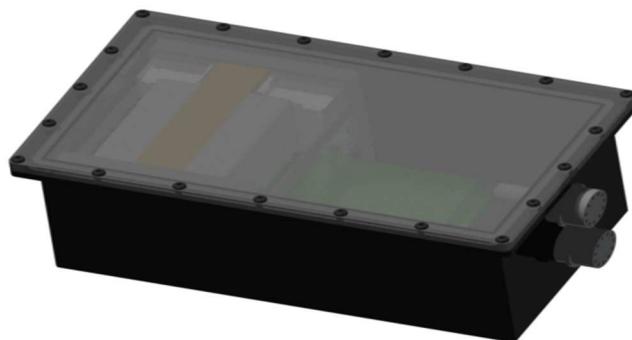
2.1. Układ napędowy

Konstrukcja robotów inspekcyjnych przeznaczonych do poruszania się w zmiennych warunkach musi być dostosowana w sposób zapewniający jak największą mobilność jednostki. W oparciu o przegląd dostępnych rozwiązań, zdecydowano się zastosować napędy gaśnicowe Inuktun Minitrac [3]. Główną zaletą napędu gaśnicowego w stosunku do napędu kołowego jest lepsza skuteczność w pokonywaniu nierówności oraz lepsza trakcja, uzyskiwana przez większą powierzchnię kontaktu gaśnicy z podłożem [6]. W tego typu konstrukcjach nie stosuje się aktywnego zawieszenia, gdyż wprowadza ono dodatkowe komplikacje podczas zapewnienia szczelności urządzenia w warunkach podwodnych. Moduły napędowe zastosowane w robocie zawierają zamknięte w szczelnej obudowie silnik z przekładnią, napędzające gumową gaśnicę. Elementy napędowe mają atest szczelności do 30 m głębokości.

Głównym elementem konstrukcji robota jest rama wykonana ze spawanych segmentów rur oraz złązek nierdzewnych. Podczas projektowania ramy została przewidziana możliwość zmiany konfiguracji przestrzennej elementów w przypadku potrzeby modyfikacji układu nośnego robota. W tym celu zastosowano połączenia skręcane części elementów. Konstrukcja ramy robota została przystosowana do instalacji dodatkowych komponentów w zależności od zastosowania robota. Montaż kamery CCTV wraz z oświetleniem można przeprowadzić za pomocą obejm mocowanych do segmentów ramy lub płyty umieszczonej z przodu robota, przeznaczonej do montażu pompy lub sonaru.

2.2. Układy elektroniczne

W wewnętrznej części ramy robota znajduje się układ elektroniczny odpowiedzialny za sterowanie podzespołami napędowymi oraz oprzyrządowaniem robota. Został on umieszczony w uszczelnianej obudowie aluminiowej pełniącej również funkcję wymiennika ciepła, przedstawionej na Rys. 1.



Rys. 1. Obudowa wodoszczelna na układy elektroniczne sterujące
Fig. 1. Waterproof case for control system electronics

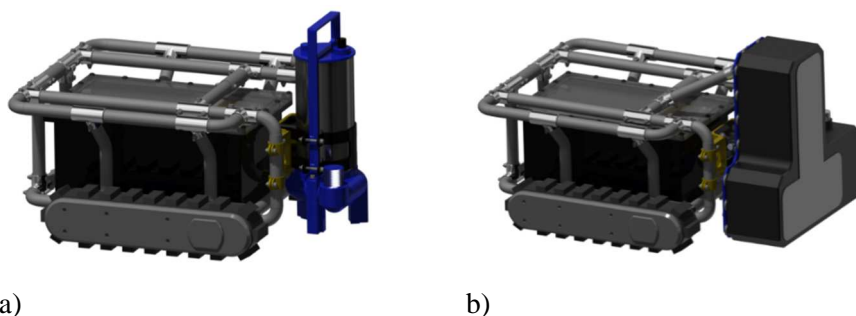
Kabel biegnący od operatora robota podłączany jest do obudowy za pomocą złącza wodoszczelnego. Do zasilania urządzeń podwodnych stosuje się kable wysokonapięciowe, o jak najmniejszej średnicy, aby zapewnić dostateczną ilość energii przy zredukowanej grubości przewodów. Elastyczność okablowania jest niezbędna do prawidłowego ruchu robota podwodnego. W robocie zastosowano kabel przystosowany do pracy pod napięciem 600 V, a robot zasilany jest prądem stałym. Aby umożliwić pracę urządzeń znajdujących się na wyposażeniu robota przewidziano zastosowanie przetwornicy podającej trzy różne napięcia, w tym 48 VDC do zasilania gaśnic i sterownika PLC oraz 230 V AC do zasilania pompy.

2.3. Zastosowanie

Do zastosowania robota do oczyszczania zbiorników z wodą pitną, wyposażono robota w pompę zatapialną do wody zanieczyszczonej o wydajności do $10,8 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ i nominalnej wysokości podnoszenia 10,3 m. Robot przemieszczając się po dnie zbiornika ma możliwość wykonania o wiele dokładniejszego czyszczenia bez potrzeby opróżniania zbiornika w stosunku do metody w której pompa jest wprowadzana w jedno miejsce. Dodatkowo, zamontowany do otworu ssawnego zgarniacz osadu ze szczotką pozwala na dokładniejsze zebranie grubszej frakcji zanieczyszczeń z dna zbiornika. Aby odprowadzić zanieczyszczoną wodę z dna zbiornika na zewnątrz, wykorzystany został przewód podłączony do pompy zamontowanej na robocie. Montaż pompy na robocie przeprowadzony został za pomocą rozszerzanej wraz z rozstawem gaśnic płyty montażowej.

Środek pompy z wlotem umieszczono w osi centralnej robota w celu uproszczenia nawigacji, koniecznej do wyczyszczenia całego dna zbiornika. Model robota z zamontowaną pompą przedstawiono na Rys. 2. a).

Do przeprowadzenia zadań inspekcyjnych w zbiornikach z cieczą stosowany jest sonar Tritech Eclipse, który posiada możliwość tworzenia trójwymiarowego obrazu przestrzeni podwodnych [8]. Montaż sonaru do ramy robota, zamiennie z pompą umożliwia regulowana płyta montażowa. Dodatkowo przewidziano regulację kąta nachylenia sonaru względem podłoża w celu zmiany skanowanego obszaru, gdyż pionowy kąt promienia sonaru wynosi $\pm 22^\circ$. Do otrzymania dokładnej regulacji kątowej zastosowano uchwyt kątowy Thorlabs AP/180M, za pomocą którego można otrzymać pozycje kątowe sonaru będące wielokrotnością 15° [7]. Na Rys. 2 b) pokazano model robota z zamontowanym sonarem w pozycji pionowej, stosowanej do pomiaru obszaru z przodu robota. Sonar Tritech Eclipse wyposażony jest fabrycznie w dedykowany kabel, dostosowany do parametrów urządzenia, który musi być prowadzony osobno, wzdłuż kabla zasilająco-sterującego robota.

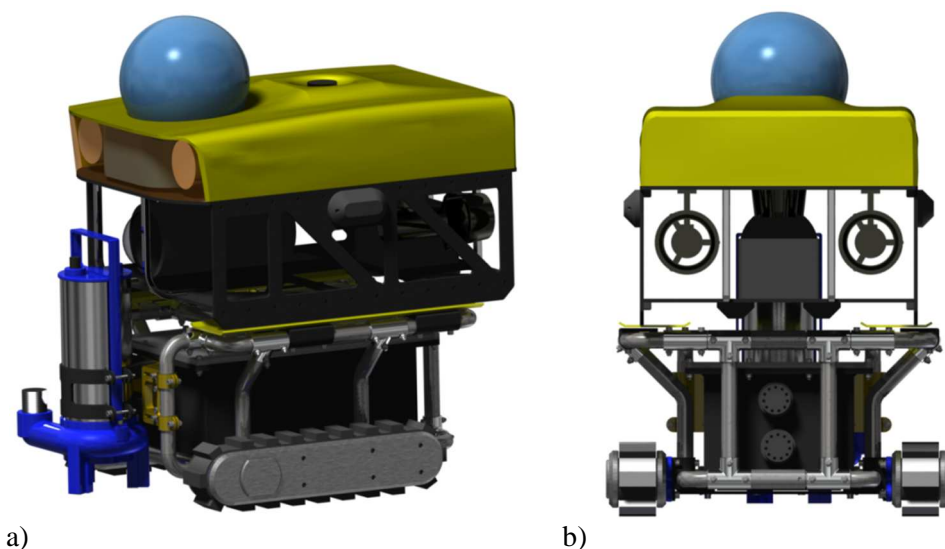


Rys. 2. Model CAD robota gąsienicowego: a) z zamontowaną pompą, b) z zamontowanym sonarem 3D
Fig. 2. CAD model of the tracked robot: a) with a suction pump, b) with a 3D sonar

2.4. Integracja z robotem pływającym

Mobilny robot gąsienicowy jest również przystosowany do transportu pływającego robota inspekcyjnego, mającego na celu dokładną ocenę stanu technicznego ścian zbiorników za pomocą systemu wizyjnego opartego na trzech kamerach, czterech dalmierzach laserowych, oraz innych czujnikach w zależności od zapotrzebowania. Na górnej części ramy robota gąsienicowego zamieszczono prowadnice, pełniące funkcję stacji dokującej robota pływającego. Dla zapewnienia trwałego połączenia zastosowane zostaną zamki elektromagnetyczne. Podczas przemieszczania się po zbiorniku robot pływający będzie zadokowany na robocie gąsienicowym. Po oddaleniu się robota pływającego, robot gąsienicowy będzie utrzymywał niezmienną pozycję bazową, mającą ułatwić późniejszy powrót i dokowanie. Na Rys. 2 przedstawiono robota pływającego zadokowanego na robocie gąsienicowym. W górnej części robota pływającego

umiejscowiona jest kamera wysokiej rozdzielczości z opcją obrotu w dwóch osiach oraz oddalania. Pozwoli ona na dokładne wykonanie inspekcji wizyjnej bez potrzeby nadmiernej zmiany pozycji robota. Na Rys. 2b) możemy zauważyć pędniki poziome robota, jak i umieszczony w osi centralnej pędnik pionowy.



Rys. 3. Transport zadokowanego robota pływającego: a) widok ogólny, b) widok od tyłu

Fig. 3. Transport of a docked ROV: a) general view, b) back view

3. Analizy MES podzespołów robota

3.1. Analiza modalna ramy robota

Do przeprowadzenia analizy modalnej ramy robota wykorzystane zostały środowiska ANSYS 14.0 oraz Autodesk Inventor 2013 Professional. Przygotowany uprzednio model w środowisku Autodesk Inventor został zaimportowany do środowiska ANSYS 14.0 Workbench oraz do zintegrowanego z programem do modelowania Autodesk Inventor środowiska Stress Analysis [4].

Celem wykorzystania różnych środowisk symulacyjnych była weryfikacja obliczeniowa. Do symulacji zostały przyjęte parametry przedstawione w Tab. 1.

W obydwóch przypadkach wykorzystano elementy skończone tego samego typu - czworościany o analogicznych parametrach.

W programie ANSYS 14.0 zastosowano typ szybki przejścia między elementami, dający możliwość zagęszczania siatki w obszarach tego wymagających bez zbytej komplikacji modelu [5].

Analizę ograniczono do identyfikacji 12 częstotliwości drgań własnych, a zakres obliczeń przyjęty został od 0.1 do 2000 Hz. Przeprowadzono analizę nietłumioną bez narzucenia więzów kinematycznych oraz obciążeń.

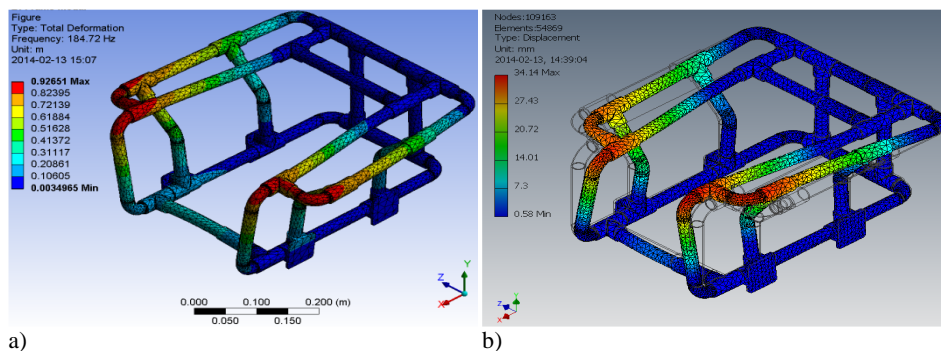
W wyniku analizy uzyskano 12 częstotliwości własnych w zakresie od 184,4-625,6 Hz. Na Rys. 4 oraz Rys. 5 przedstawiono dwie pierwsze postaci drgań uzyskane w obydwu środowiskach symulacyjnych dla częstotliwości odpowiednio 184,72 Hz i 184,40 Hz oraz 204,01 Hz i 205,77 Hz.

Tabela 1. Model MES – parametry symulacji

Table 1. Finite Element Model - parameters of simulation

Parametr	ANSYS 14.0	Autodesk Inventor Professional 2013
Materiał	stal nierdzewna	
Masa	8.25 kg	
Liczba elementów siatki	89976	54869
Elementy zakrzywione/ typ przejścia	tak/ szybkie	tak/kąt maks. 60°
Typ elementów	czworościany	
Zakres częstotliwości	0.1-2000 Hz	
Ilość poszukiwanych częstości własnych	12	
Typ analizy	nietłumiona	
Więzy kinematyczne	swobodne	

Jak można zauważyć, postaci drgań, choć są przesunięte fazowo na przedstawionych rysunkach, pokrywają się. Analogiczną sytuację zaobserwowano przy porównaniu kolejnych postaci drgań.

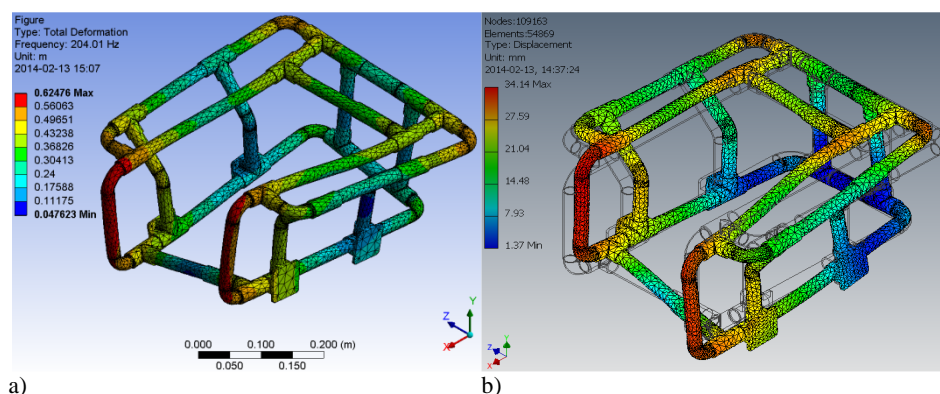


Rys. 4. Postaci drgań uzyskane dla pierwszej częstotliwości drgań własnych w ANSYS 14.0 (a) oraz Autodesk Inventor 2013 Professional (b)

Fig. 4. Mode shapes obtained from ANSYS 14.0 (a) and Autodesk Inventor 2013 Professional (b) for the first natural frequency

Najniższe częstotliwości uzyskane przy pomocy analizy modalnej wynoszą odpowiednio 184,72 Hz oraz 184,40 Hz. Porównując je z częstotliwością gene-

rowaną przez kontakt szponów gaśnic z podłożem, która przy maksymalnej prędkości gaśnic wynosi 4 Hz, możemy zauważyć, że wymuszenie ma o wiele niższą wartość niż częstotliwość własna ramy. Gdy dołączymy do ramy robota napędy gaśnicowe, obudowę z układami elektronicznymi oraz oprzyrządowanie inspekcyjne, rama zostanie jeszcze usztywniona, co dodatkowo podwyższy częstotliwość drgań własnych.



Rys. 5. Postaci drgań uzyskane dla pierwszej częstotliwości drgań własnych w ANSYS 14.0 (a) oraz Autodesk Inventor 2013 Professional (b)

Fig. 5. Mode shapes obtained from ANSYS 14.0 (a) and Autodesk Inventor 2013 Professional (b) for the second natural frequency

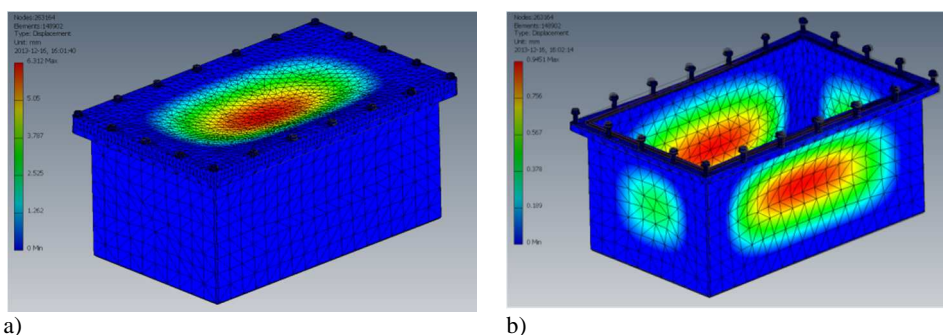
Porównanie wyników analizy obydwu środowisk symulacyjnych pozwoliło stwierdzić, że różnice w wynikach nie przekraczają 2.2%, a w większości przypadków wynoszą poniżej 1%, pomimo drobnych różnic w strukturze siatki elementów skończonych, co potwierdza poprawność przeprowadzonej analizy w obydwu środowiskach.

3.2. Analizy wytrzymałościowe obudowy

W celu zapewnienia poprawności funkcjonowania obudowy na układy sterowania robota przeprowadzono symulacje wytrzymałościowe aby dokonać doboru materiałów oraz elementów uszczelniających. Obudowy wodoszczelne zaprojektowane zostały w sposób umożliwiający szybki dostęp do podzespołów układu sterowania. Pokrywa górna zaprojektowana została z 12 mm grubości szkła akrylowego PMMA. Przezroczysta pokrywa pozwala na stały monitoring układów elektronicznych. Uszczelnienie czołowe z wykorzystaniem sznura oringowego daje możliwość użycia obudowy na dużej głębokości.

W procesie projektowania obudów wodoszczelnych zastosowano symulacje z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych. Część bazową obudowy wykonano ze spawanych płyt o grubości 5 mm, z aluminium 2017A. Wymiary zostały dobrane na podstawie symulacji MES (Rys. 6). Odkształcenie pły-

ty podczas działania ciśnienia 0.5 MPa (na głębokości 50 m) pokazano na Rys. 6 a) i wynosi ono 6.3 mm w środkowej części płyty. Warunek wytrzymałościowy materiału płyty jest spełniony. Ponieważ robot ma pracować na głębokości maksymalnie 30 m, wynik jest zadowalający. Na Rys. 6 b) przedstawiono odkształcenie pozostałej części obudowy, które wynosi 0.95 mm przy tych samych warunkach obciążenia.



Rys. 6. Analizy wytrzymałościowe MES obudowy wodoszczelnej: a) odkształcenie pokryw, b) odkształcenie obudowy

Fig. 6. Finite Element Analyses of a waterproof case: a) deformation of the case lid, b) deformation of the case

Przeprowadzone symulacje wytrzymałościowe pokazują iż obudowy spełniają wymogi odnośnie warunków pracy przy zapewnieniu szczelności połączeń spawanych.

4. Model matematyczny dynamiki robota

W celu oszacowania pozycji i orientacji robota w przestrzeni na podstawie parametrów sterujących napędów gąsienicowych, koniecznym było stworzenie modelu matematycznego robota. Pierwszym krokiem był model kinematyki, przedstawiony w [2] dla wczesnej wersji prototypu. W modelu kinematyki zdefiniowano pozycję i orientację robota względem założonego układu współrzędnych. Następny krok obejmuje stworzenie modelu dynamiki robota z uwzględnieniem oddziaływania środowiska, w którym ma wykonywać określone zadania. Zdecydowano się na użycie równań Lagrange'a II rodzaju dla układu nieholonomicznego, którym jest robot, opisanych przez (1):

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial E}{\partial \dot{q}} \right)^T - \left(\frac{\partial E}{\partial q} \right)^T = Q + J^T(q)\lambda \quad (1)$$

gdzie: q – wektor współrzędnych uogólnionych,

\dot{q} – wektor prędkości uogólnionych,
 $L = E - V$ - potencjał kinetyczny Lagrange'a
 $E = E(q, \dot{q})$ – energia kinetyczna układu,
 $V = V(q)$ – energia potencjalna układu,
 Q – wektor sił uogólnionych,
 $J(q)$ – jakobian więzów nieholonomicznych,
 λ – wektor mnożników Lagrange'a

Należy przyjąć, że energia kinetyczna robota E jest sumą energii poszczególnych jego elementów, zgodnie z wyrażeniem (2):

$$E = E_R + E_{M1} + E_{M2} \quad (2)$$

gdzie: E_R - energia kinetyczna ramy

E_{M1} – energia kinetyczna lewego modułu napędowego robota,

E_{M2} – energia kinetyczna prawego modułu napędowego robota.

Po wykonaniu przekształceń z uwzględnieniem więzów nieholonomicznych oraz zsumowaniu sił bezwładności działających na robota otrzymujemy równanie (3) dla modułów napędowych.

$$\begin{aligned}
 E_{M1} &= \frac{1}{2} m \left((\dot{x}_c - \dot{\beta} H \sin \beta)^2 + (\dot{y}_c - \dot{\beta} H \cos \beta)^2 + \dot{z}_c^2 \right) + \frac{1}{2} I_x \dot{\alpha}_1^2 + \frac{1}{2} I_z \dot{\beta}^2 \\
 E_{M2} &= \frac{1}{2} m \left((\dot{x}_c + \dot{\beta} H \sin \beta)^2 + (\dot{y}_c + \dot{\beta} H \cos \beta)^2 + \dot{z}_c^2 \right) + \frac{1}{2} I_x \dot{\alpha}_2^2 + \frac{1}{2} I_z \dot{\beta}^2
 \end{aligned} \quad (3)$$

Po zsumowaniu energii kinetycznej modułów napędowych robota oraz energii kinetycznej ramy otrzymano całkowitą energię kinetyczną (4):

$$\begin{aligned}
 E &= \frac{1}{2} m_R (\dot{x}_c^2 + \dot{y}_c^2 + \dot{z}_c^2) + \frac{1}{2} I_R \dot{\beta}^2 + \frac{1}{2} m \left((\dot{x}_c - \dot{\beta} H \sin \beta)^2 + (\dot{y}_c - \dot{\beta} H \cos \beta)^2 + \dot{z}_c^2 \right) + \\
 &+ \frac{1}{2} I_x \dot{\alpha}_1^2 + I_z \dot{\beta}^2 + \frac{1}{2} m \left((\dot{x}_c + \dot{\beta} H \sin \beta)^2 + (\dot{y}_c + \dot{\beta} H \cos \beta)^2 + \dot{z}_c^2 \right) + \frac{1}{2} I_x \dot{\alpha}_2^2
 \end{aligned} \quad (4)$$

gdzie: r – promień kół napędowych gąsienice,

H – odległość pomiędzy osiami gąsienic,

P_u – siła uciągu,

m – masa modułu gąsienicowego, m_R – masa ramy,

I_R, I_z, I_x – masowe momenty bezwładności,

β – kąt obrotu ramy robota,

γ – kąt wzniesienia

$\ddot{\alpha}_1$ – przyspieszenie kątowe koła napędowego gąsienicy 1,

$\ddot{\alpha}_2$ – przyspieszenie kątowe koła napędowego gąsienicy 2,

- $\dot{\alpha}_1$ – prędkość kątowa koła napędowego gaśienicy 1,
 $\dot{\alpha}_2$ – prędkość kątowa koła napędowego gaśienicy 2,
 s_1 – poślizg gaśienicy 1,
 s_2 – poślizg gaśienicy 2.

Energia kinetyczna robota została użyta w równaniach Lagrange'a II rodzaju. Na podstawie przekształceń i po odprężeniu mnożników Lagrange'a, uzyskano równania dynamiczne ruchu robota, postępując analogicznie do przekształceń przedstawionych w [1]. Są to równania Maggi'ego, pozwalające na sterowanie silnikami robota w celu osiągnięcia zadanej pozycji i orientacji (5),(6).

$$\begin{aligned}
 & \left(\begin{array}{l} \frac{r}{2} [\ddot{\alpha}_1(1-s_1) + \ddot{\alpha}_2(1-s_2)] \sin\beta + \\ + \frac{r}{2} [\dot{\alpha}_1(1-s_1) + \dot{\alpha}_2(1-s_2)] \frac{r\ddot{\alpha}_2(1-s_2) - r\dot{\alpha}_1(1-s_1)}{H} \cos\beta \end{array} \right) (m_R + 2m) \frac{1}{2} r(1-s_1) \sin\beta + \\
 & + \left(\begin{array}{l} \frac{r}{2} [\ddot{\alpha}_1(1-s_1) + \ddot{\alpha}_2(1-s_2)] \cos\beta \cos\gamma - \\ + \frac{r}{2} [\dot{\alpha}_1(1-s_1) + \dot{\alpha}_2(1-s_2)] \frac{r\ddot{\alpha}_2(1-s_2) - r\dot{\alpha}_1(1-s_1)}{H} \sin\beta \cos\gamma \end{array} \right) (m_R + 2m) \frac{1}{2} r(1-s_1) \cos\beta \cos\gamma + \\
 & + \left(\frac{r}{2} [\ddot{\alpha}_1(1-s_1) + \ddot{\alpha}_2(1-s_2)] \sin\gamma \right) (m_R + 2m) \frac{1}{2} r(1-s_1) \sin\gamma - \\
 & + \left(\frac{r\ddot{\alpha}_2(1-s_2) - r\dot{\alpha}_1(1-s_1)}{H} \right) (I_R + 2I_z + 2mH^2) \frac{r(1-s_1)}{H} + I_x \ddot{\alpha}_1 \\
 & = M_{n1} + (-0,5P_u - 0,5F_D - 0,5G \sin\gamma + 0,5F_w \sin\gamma - 0,5W_{t1}) r(1-s_1) + M_p \frac{r(1-s_1)}{H}
 \end{aligned} \tag{5}$$

$$\begin{aligned}
 & \left(\begin{array}{l} \frac{r}{2} [\ddot{\alpha}_1(1-s_1) + \ddot{\alpha}_2(1-s_2)] \sin\beta + \\ + \frac{r}{2} [\dot{\alpha}_1(1-s_1) + \dot{\alpha}_2(1-s_2)] \frac{r\ddot{\alpha}_2(1-s_2) - r\dot{\alpha}_1(1-s_1)}{H} \cos\beta \end{array} \right) (m_R + 2m) \frac{1}{2} r(1-s_2) \sin\beta + \\
 & + \left(\begin{array}{l} \frac{r}{2} [\ddot{\alpha}_1(1-s_1) + \ddot{\alpha}_2(1-s_2)] \cos\beta \cos\gamma - \\ + \frac{r}{2} [\dot{\alpha}_1(1-s_1) + \dot{\alpha}_2(1-s_2)] \frac{r\ddot{\alpha}_2(1-s_2) - r\dot{\alpha}_1(1-s_1)}{H} \sin\beta \cos\gamma \end{array} \right) (m_R + 2m) \frac{1}{2} r(1-s_2) \cos\beta \cos\gamma + \\
 & + \left(\frac{r}{2} [\ddot{\alpha}_1(1-s_1) + \ddot{\alpha}_2(1-s_2)] \sin\gamma \right) (m_R + 2m) \frac{1}{2} r(1-s_2) \sin\gamma + \\
 & + \left(\frac{r\ddot{\alpha}_2(1-s_2) - r\dot{\alpha}_1(1-s_1)}{H} \right) (I_R + 2I_z + 2mH^2) \frac{r(1-s_2)}{H} + I_x \ddot{\alpha}_2 \\
 & = M_{n2} + (-0,5P_u - 0,5F_D - 0,5G \sin\gamma + 0,5F_w \sin\gamma - 0,5W_{t2}) r(1-s_2) - M_p \frac{r(1-s_2)}{H}
 \end{aligned} \tag{6}$$

Należy jednak nadmienić, że przy wystąpieniu poślizgu obydwóch gaśnic, którego wartość będzie zmieniać się w czasie, określona pozycja i orientacja robota będzie jedynie orientacyjna.

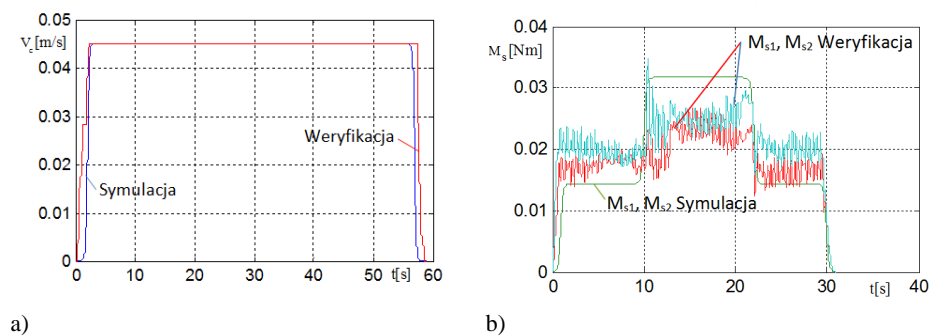
Na podstawie modelu matematycznego przeprowadzono symulacje przejazdu robota w środowisku wodnym.

5. Testy laboratoryjne prototypu

Na podstawie stworzonych modeli trójwymiarowych CAD został wykonany prototyp robota. Po podłączeniu układów elektronicznych oraz zasilania, gotowy prototyp został przetestowany oraz jego parametry ruchu zostały porównane z symulacją otrzymaną przy użyciu modelu matematycznego, opisującego równania dynamiki robota (5),(6).

Trajektorią przejazdu robota był odcinek powierzchni płaskiej przechodzący we wzniesienie o nachyleniu 15° , na którego końcu ponownie znajdowała się powierzchnia płaska.

Na Rys. 7 przedstawiono wykresy prędkości robota oraz momentów napędowych silników gaśnic, uzyskane z symulacji wykonanej w oprogramowaniu Matlab/Simulink oraz podczas testów laboratoryjnych na stanowisku o analogicznie zadanej trajektorii.



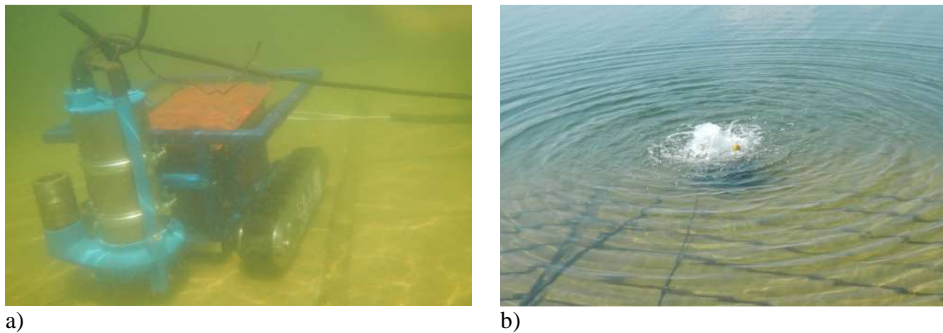
Rys. 7. Symulacja oraz weryfikacja ruchu prototypu robota: a) prędkość, b) momenty napędowe silników gaśnic

Fig. 7. Simulation and verification of motion of the prototype: a) velocity, b) driving torque of track drive motors

W przypadku prędkości można zaobserwować analogię pomiędzy symulacją i weryfikacją laboratoryjną. Wykresy momentów pokazują natomiast, że podczas przejazdu po płaskiej powierzchni, większy moment konieczny jest do poruszania robotem. Zauważalne również są cykliczne zmiany wartości momentu spowodowane zmianą kontaktu ostróg gaśnic z podłożem. Przeprowadzone testy pozwoliły na dostosowanie parametrów modelu matematycznego.

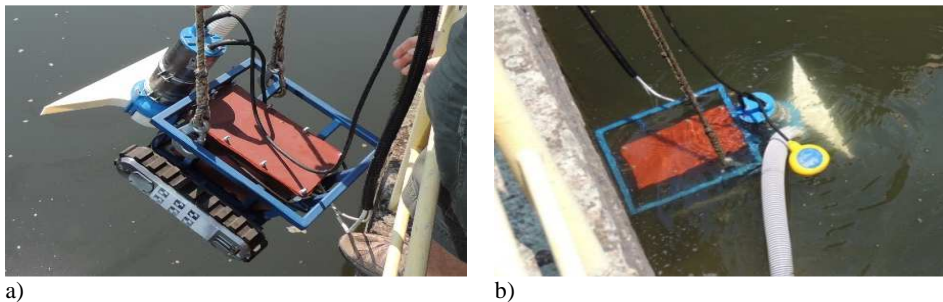
6. Testy środowiskowe prototypu

Po przeprowadzeniu testów laboratoryjnych prototypu robota, przystąpiono do testów środowiskowych, podczas których sprawdzone zostały poszczególne podzespoły w warunkach pracy. Na Rys. 8 przedstawiono prototyp robota podczas testów przejazdu po betonowym dnie zbiornika. Testy wykazały dużą skuteczność zastosowanych napędów gąsienicowych. Rys. 9 przedstawia prototyp robota przystosowany do oczyszczania dna zbiorników. Testy wykazały, że pompa wraz z zamontowanym zgarniaczem osadu posiada założoną funkcjonalność.



Rys. 8. Prototyp robota podczas poruszania się po dnie zbiornika: a) test pracy gąsienic, b) test pracy pompy

Fig. 8. Robot prototype during motion underwater: a) test of track drive module, b) verification of pump performance



Rys. 9. Prototyp robota podczas oczyszczania zbiornika wody pitnej z osadów: a) opuszczanie prototypu robota, b) zanurzony prototyp

Fig. 9. Robot prototype during cleaning operation of a water storage tank: a) lowering the robot, b) submerged prototype

Po przeprowadzeniu testów środowiskowych prototypu stwierdzono, że robot po niewielkich modyfikacjach może być zastosowany do konserwacji i inspekcji zbiorników z wodą pitną.

7. Wnioski i dalsze prace

W pracy przedstawiony został robot do inspekcji i oczyszczania zbiorników z wodą pitną. Zastosowanie takiego urządzenia może ułatwić czynności konserwacyjne związane z oczyszczaniem i monitorowaniem stanu technicznego zbiorników, zmniejszyć czasy przestojów i przynieść korzyści ekonomiczne.

W artykule przedstawiono proces projektowy począwszy od modelu CAD, w którym uwzględnione zostały wszystkie podzespoły robota, włącznie z układami zasilania i sterowania. Stworzenie modelu CAD poprzedzone było analizą dostępnych rozwiązań w zakresie robotów przeznaczonych do pracy w warunkach wodnych.

Podczas procesu projektowego przeprowadzone zostały analizy modalne ramy robota, które pozwoliły potwierdzić poprawność rozwiązania konstrukcyjnego ze względu na możliwość wystąpienia niepożądanych drgań podczas pracy. Do analiz wykorzystano dwa środowiska symulacyjne, a uzyskane wyniki są zbieżne.

Na podstawie parametrów modelu CAD stworzony został model matematyczny robota, pozwalający na uzyskanie wymaganych parametrów układów napędowych w celu realizacji zadanej trajektorii. Weryfikacja symulacji wykonanej na podstawie przygotowanego modelu oraz pomiarów podczas przejazdów prototypu robota wykazała zbieżność założeń teoretycznych z praktyką. Badania funkcjonalności podzespołów robota w środowisku pracy dowiodły, iż zaproponowane rozwiązanie gotowe jest do rozpoczęcia pracy w założonych warunkach.

W ramach dalszych prac przewidziany jest rozwój systemu sterowania, który w chwili obecnej funkcjonuje w trybie teleoperatorskim. Doprecyzowanie modelu matematycznego zgodnie z wykonanymi testami prototypu umożliwi stworzenie uproszczonego planera trajektorii koniecznego do półautomatycznej inspekcji i oczyszczania zbiorników z cieczą. Dodatkowo przewidziany jest montaż uzupełniającej aparatury inspekcyjnej w zależności od zapotrzebowania.

Literatura

- [1] Ciszewski M., Buratowski T., Giergiel M., Kurc K., Małka, P.: Virtual prototyping, design and analyses of an in-pipe inspection mobile robot. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics* 52 No.2 (2014), 417–429.
- [2] Giergiel M. et al: Kinematics of underwater inspection robot. *Pomiary automatyka Robotyka*, 2012, vol. 12, pp. 122–116.
- [3] Inuktun Minitracs, <http://www.inuktun.com/crawler-tracks/minitracs.html>, [dostęp 12.03.2012].
- [4] Jaskulski A.: Autodesk Inventor Professional. Fusion 2013PL/2013+, *Metodyka projektowania*, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2012.
- [5] Łączek, S.: Przykłady analizy konstrukcji w systemie MES ANSYS-Workbench v.12.1, Wydawnictwo PK, Kraków, 2013.
- [6] Małka P., Kurc K., Kohut P., Majkut K.: M. Giergiel, T. Buratowski. The project of tank inspection robot, *Key Engineering Materials*, 2012, vol. 518, s. 375–383.

- [7] Thorlabs: Adjustable mounting plate, <http://www.thorlabs.de/thorproduct.cfm?partnumber=AP180/M>, [dostęp 15.04.2014].
- [8] Tritech: Eclipse multibeam sonar, <http://www.tritech.co.uk/product/multibeam-sonar-for-3d-model-view-of-sonar-imagery-eclipse>, [dostęp 13.03.2014].

MODELING AND TESTING OF A TRACKED MOBILE ROBOT FOR INSPECTION AND CLEANING OF WATER STORAGE TANKS

Summary

This paper presents modeling, design and testing of a tracked mobile robot intended to cleaning and inspection of water tanks. This kind of devices is used to increase effectiveness of maintenance of industrial facilities. A market and literature research lead to selection of a track drive as the main motion unit due to good traction. The presented design process consists of design of mechanical components and electronics and creation of a 3D model. Different applications of the robot, including transport of a ROV robot and inspection tasks with the use of a 3D sonar were described. Finite Element Method analyses (FEM) were used to check strength of waterproof casing for power supply and electronics in environment simulating submersion. Additionally, modal analysis of the main frame of the robot was performed. A mathematical model of the robot that describes dynamics was presented with usage of Maggi equations. The model provides parameters required for the drives to control the robot's position and orientation. The mathematical model was used to create motion simulations of the robot that were verified experimentally in laboratory. The simulations and tests featured generation and measurement of velocities and driving torques of motors. The functionality of the prototype of the robot was tested in operating conditions.

Keywords: modeling, dynamic model, mobile robot, drinking water, tank inspection, tracked robot, prototype testing FEM analyses

Przestano do redakcji: 30.05.2015r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015r.

DOI: 10.7862/rb.2015.95

Joanna CZARNOTA¹
Adam MASŁOŃ²

ANALIZA EFEKTYWNOŚCI TECHNOLOGICZNEJ OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W NISKU

Przedmiotem pracy jest analiza efektywności technologicznej oczyszczalni ścieków komunalnych w Nisku (woj. podkarpackie). Mechaniczno-biologiczna oczyszczalnia ścieków została wybudowana i oddana do eksploatacji w 1997 r. Projektowa wielkość obiektu wynosi 40 000 RLM, a jej przepustowość obliczeniowa wynosi $Q_{\text{śred}}=7\ 147\ \text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ i $Q_{\text{maks}}=11\ 000\ \text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$. Proces technologiczny opiera się na mechanicznym i biologicznym oczyszczaniu ścieków metodą osadu czynnego w rowach cyrkulacyjnych. Ciąg technologiczny oczyszczalni składa się z przepompowni głównej, komory krat schodkowych automatycznych, dwóch poziomych dwukomorowych piaskowników napowietrzanych, dwóch naprzemiennie pracujących rowów cyrkulacyjnych oraz osadnika wtórnego radialnego. Z kolei przeróbka osadów ściekowych opiera się na zagęszczaniu grawitacyjnym, odwadnianiu osadów na prasie i higienizacji osadów za pomocą wapna. W rozpatrywanym okresie w 2013 r. do obiektu dopływały ścieki w ilości ok. $4\ 300\ \text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$, stanowiąc średnio ok. 60% przepustowości projektowanej. Z kolei wielkość oczyszczalni wyrażona równoważną liczbą mieszkańców kształtuje się na poziomie 7 815 RLM. Jakość ścieków oczyszczonych odpowiadała warunkom określonym w pozwoleniu wodnoprawnym. Określona średnia efektywność usunięcia zanieczyszczeń ze ścieków w analizowanym okresie wyniosła odpowiednio: BZT₅ – 97,6%; ChZT_{Cr} – 91,2%; Z_{og} – 96,0%, N_{og} – 83,1% i P_{og} – 86,1% i była wyższa od minimalnych stopni redukcji zanieczyszczeń dla oczyszczalni o wielkości RLM=15000÷99999 określonych w Rozporządzeniu Ministra Środowiska. Dodatkowym potwierdzeniem wysokosprawnego i niezawodnego funkcjonowania technologicznego oczyszczalni ścieków są wyznaczone wskaźniki niezawodności.

Słowa kluczowe: oczyszczanie ścieków, komory cyrkulacyjne, związki biogenne

1. Wprowadzenie

Ścieki komunalne, czyli wody zużyte m.in. w gospodarstwach domowych oraz na cele produkcyjne w przemyśle, mogą mieć bardzo duży wpływ na jakość naszych zasobów wodnych, w szczególności jeśli nie są właściwie oczyszczane [1]. Nieprawidłowa eksploatacja oczyszczalni ścieków powoduje wprowadzenie do

¹ Joanna Czarnota, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651964, askalucz@prz.edu.pl

² Autor do korespondencji/corresponding author: Adam Masłoń, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 7432407, amaslon@prz.edu.pl

środowiska niedozwolonych ładunków zanieczyszczeń, co zazwyczaj skutkuje pogorszeniem jakości wód odbiorników ścieków (rzek, jezior) i stanu środowiska naturalnego. Następstwem tych „działań” w dużej mierze jest ograniczenie przydatności zasobów wodnych do celów rolniczych, przemysłowych, a przede wszystkim zaopatrzenia w wodę pitną, jak również zmniejszenie walorów rekreacyjnych pobliskich terenów [2, 3]. W związku z powyższym istotnym jest:

- zaprojektowanie odpowiedniego ciągu technologicznego oczyszczalni ścieków,
- prawidłowa eksploatacja zastosowanych urządzeń, co pozwoli na odprowadzenie do odbiornika ścieków o odpowiedniej jakości,
- podjęcie działań, które pozwolą na utrzymanie we właściwym stanie techniczno-eksploatacyjnym urządzeń służących do oczyszczania ścieków,
- odprowadzanie do odbiornika ścieków o parametrach nieprzekraczających wartości ustalonych w pozwoleniu wodno-prawnym,
- wykonywanie analiz ścieków dopływających do oczyszczalni oraz ścieków oczyszczonych [1].

W pracy przeprowadzono analizę efektywności oczyszczalni ścieków w Nisku w roku 2013, w oparciu o podstawowe wskaźniki zanieczyszczeń: BZT₅, ChZT_{Cr}, zawiesinę ogólną, N_{og} i P_{og}. Dodatkowo określono dla w/w wskaźników współczynniki niezawodności, które stanowiły dodatkowe kryterium oceny pracy oczyszczalni ścieków.

2. Charakterystyka oczyszczalni ścieków w Nisku

Mechaniczno-biologiczna oczyszczalnia ścieków w Nisku (woj. podkarpackie) została uruchomiona w 1997 r., stanowiąc w ówczesnym okresie obiekt o wysokim standardzie wyposażenia, wysokim stopniu redukcji zanieczyszczeń oraz zautomatyzowanym procesie technologicznym. Projektowa wielkość obiektu wynosi 40000 RLM, a jej przepustowość obliczeniowa wynosi $Q_{\text{śrd}}=7147 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ i $Q_{\text{maxd}}=11000 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$. Do oczyszczalni dopływają ścieki siecią kanalizacyjną sanitarną i ogólnospławną, która obejmuje miejscowości: Nisko, Raclawice i Zarzeczce, jak również trafiają ścieki bytowo-gospodarcze dowożone taborem asenizacyjnym. Doprowadzane ścieki stanowią mieszaninę ścieków bytowych, przemysłowych, wód opadowych, roztopowych i infiltracyjnych. Odbiornikiem ścieków oczyszczonych zgodnie z pozwoleniem wodno-prawnym jest rzeka San w km 36+600. W ramach Krajowego Programu Oczyszczania Ścieków Komunalnych wielkość Aglomeracji Nisko została określona na poziomie 16706 RLM [4].

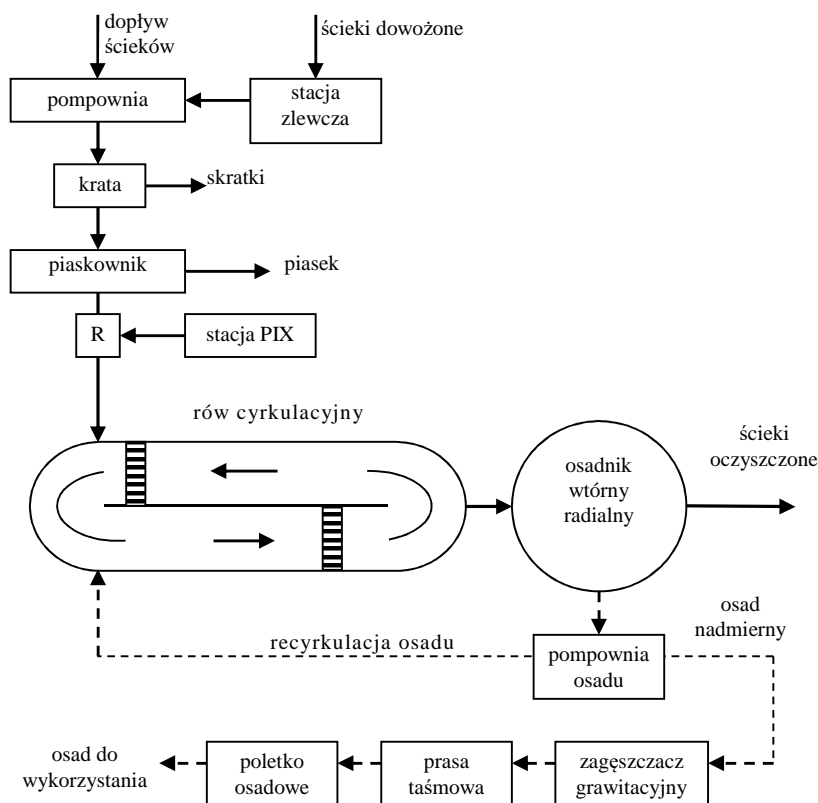
Proces technologiczny opiera się na mechanicznych i biologicznym oczyszczaniu ścieków metodą osadu czynnego w rowach cyrkulacyjnych (Rys. 1). Ciąg technologiczny oczyszczalni składa się z przepompowni głównej, komory krat schodkowych automatycznych, dwóch poziomych dwukomorowych piaskowników napowietrzanych, dwóch naprzemiennie pracujących rowów cyrkulacyjnych oraz osadnika wtórnego radialnego. Z kolei przeróbka osadów ściekowych opiera się na zagęszczaniu grawitacyjnym, odwadnianiu osadów na prasie i higienizacji osadów za pomocą wapna (Rys. 2).



Rys. 1. Oczyszczalnia ścieków w Nisku [5]

Fig. 1. Wastewater treatment plant in Nisko [5]

W pierwszym etapie ścieki surowe dopływają do przepompowni ścieków i pompami zatapialnymi tłoczone są do kanału w budynku krat. Za pomocą automatycznych krat schodkowych następuje oddzielenie od ścieków zanieczyszczeń wleczonych i pływających w postaci skrutek. Dalej ścieki przepływają do dwukomorowego napowietrzanego piaskownika poziomego wraz z odfuszczaczem, gdzie następuje wytrącenie piasku oraz zatrzymanie substancji flotujących. Piasek kierowany jest do separatora piasku, skąd odcieki odprowadzane są ponownie do pompowni dopływu, a piasek trafia do kontenera. Na końcu piaskownika ścieki spływają przez przelew do części biologicznej oczyszczalni. W części biologicznej ścieki, poprzez rozdzielacz dopływu (R), doprowadzane są naprzemiennie do dwóch połączonych ze sobą rowów cyrkulacyjnych, w których mieszanie i napowietrzanie osadu czynnego zapewniają szczotki napowietrzające. Rowy cyrkulacyjne stanowią odmianę klasycznych komór osadu czynnego, którą charakteryzuje specyficzny przepływ tłokowy na granicy pełnego wymieszania. Ruch na zakolach ma złożony charakter – trójwymiarowy i posiada cechy ruchu śrubowego. Komory cyrkulacyjne osadu czynnego nazywane są również rowami oksydacyjnymi, rowami biologicznymi, komorami obiegowymi lub komorami Caroussel [6]. Biologiczne oczyszczanie prowadzone jest niskoobciążonym osadem czynnym dzięki kombinacji procesów nityfikacji i denityfikacji oraz biologicznej defosfatacji. Rowy cyrkulacyjne w przedmiotowej oczyszczalni wyposażone są w automatycznie regulowane przelewy dla odprowadzania osadu czynnego do jednego osadnika wtórnego radialnego, w którym następuje sedymentacja osadu czynnego i klarowanie ścieków oczyszczonych. Ścieki oczyszczone kierowane są do zbiornika wody gospodarczej (wykorzystywane częściowo do płukania instalacji odwodnienia osadu) i poprzez komorę pomiarową odprowadzane do odbiornika [4].



Rys. 2. Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków w Nisku

Fig. 2. The technological scheme of the Nisko WWTP

Z kolei powstały osad nadmierny jest zagęszczany z dodatkiem koagulantu, a następnie odwadniany na prasie filtracyjnej taśmowej do ok. 20% suchej masy, higienizowany i podajnikiem ślimakowym kierowany na poletko składowania osadu. Wody nadosadowe z procesu zagęszczania oraz odcieki z odwadniania osadu doprowadzone są do kolektora głównego przed kratami. Ponadto na oczyszczalni znajduje się instalacja chemicznego strącania fosforu, która okresowo jest używana do wspomaganie biologicznej redukcji fosforu. Zaprojektowano ją na wypadek przekroczenia zawartości fosforu w ściekach dopływających do oczyszczalni. PIX (40% wodny roztwór $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$) dozowany jest bezpośrednio do ścieków doprowadzanych do zbiorników osadu czynnego. Powstające na oczyszczalni komunalne osady ściekowe, były dotychczas wykorzystywane między innymi do rekultywacji biologicznej zamykanego składowiska odpadów w Nisku oraz przekazywane do uprawy roślin nieprzeznaczonych do spożycia [4].

Analizę pracy obiektu przeprowadzono na podstawie wyników badań ścieków surowych i oczyszczonych z roku 2013, odpowiednio kwartalnych i miesięcznych, udostępnionych przez eksploatatora oczyszczalni [4]. Ocenę sprawności działania

oczyszczalni oparto na wielkości zmniejszenia wskaźników zanieczyszczeń BZT₅, ChZT_{Cr}, zawiesiny ogólnej, azotu ogólnego oraz fosforu ogólnego i porównania względem wymagań prawnych w zakresie usuwania zanieczyszczeń [7, 8]. W tabeli 1 zestawiono dopuszczalne wartości stężeń zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych dla analizowanej oczyszczalni ścieków. Dla wymienionych wskaźników obliczono podstawowe statystyki opisowe, takie jak: minimum, maksimum, średnia, mediana, rozstęp, odchylenie standardowe oraz współczynnik zmienności.

Tabela 1. Dopuszczalne stężenia zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych

Table 1. Permissible concentration of pollutants in the treated wastewater

Najwyższe dopuszczalne wartości zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych	Wskaźnik zanieczyszczeń				
	BZT ₅ [mg O ₂ ·dm ⁻³]	ChZT _{Cr} [mg O ₂ ·dm ⁻³]	Zaw. og. [mg·dm ⁻³]	Azot og. [mg·dm ⁻³]	Fosfor og. [mg·dm ⁻³]
wg pozwolenia wodno-prawnego [7]	25,0	125,0	35,0	15,0	2,0
wg Rozporządzenia Ministra Środowiska [8]	25,0	125,0	35,0	15,0*	2,0*

* - wartości wymagane wyłącznie w ściekach wprowadzanych do jezior i ich dopływów oraz bezpośrednio do sztucznych zbiorników wodnych usytuowanych na wodach płynących.

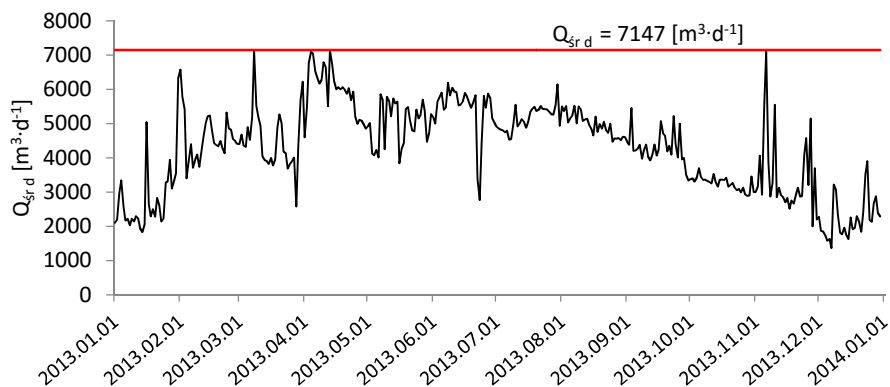
3. Efektywność oczyszczalni ścieków

Na podstawie przeprowadzonej analizy obciążenia hydraulicznego stwierdza się, że miejska oczyszczalnia ścieków w Nisku, w rozpatrywanym okresie, funkcjonowała w zmiennych warunkach hydraulicznych, a wartości przepustowości kształtowała się na poziomie od 1358,0 ÷ 7143,0 m³·d⁻¹ (Tab. 2). Średni przepływ dobowy dla rozpatrywanego okresu wynosił 4302,08 m³·d⁻¹, tym samym średnie obciążenie w tym okresie stanowiło nieco ponad 60% obciążenia projektowanego, przy czym należy dodać, że ilość ścieków dopływających do oczyszczalni w analizowanym okresie wahała się w granicach od 19% do 99,9% przepustowości zaprojektowanej. Najwyższe wartości przepływów wystąpiły w miesiącach: marzec, kwiecień oraz listopad, co jest następstwem wystąpienia roztopów śniegu oraz intensywnych opadów (Rys. 3).

Tabela 2. Charakterystyka ilościowa ścieków dopływających do oczyszczalni w Nisku w 2013 r.

Table 2. Quantitative characteristics of the Nisko WWTP influent in 2013 year

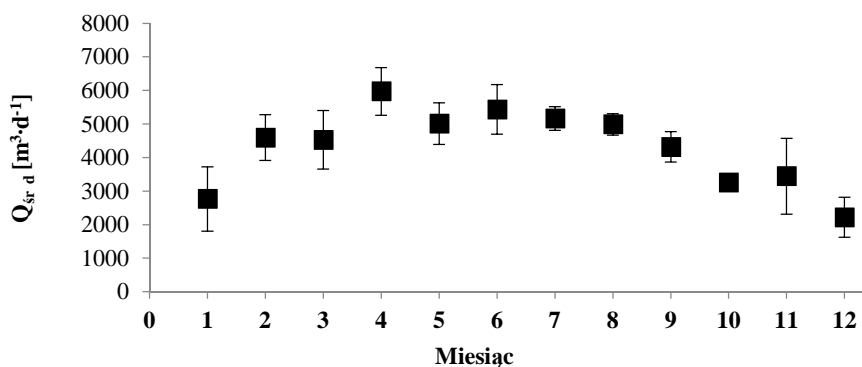
Q _{śrd} [m ³ ·d ⁻¹]	Wartość
Wartość średnia	4302,08
Mediana	4464,00
Wartość minimalna	1358,00
Wartość maksymalna	7143,00
Odchylenie standardowe	1290,60
Percentyl 15%	2838,0
Percentyl 85%	5557,4
Współczynnik zmienności	0,30



Rys. 3. Ilość ścieków doprowadzanych do oczyszczalni w 2013 r. (linią ciągłą zaznaczono projektowaną przepustowość oczyszczalni)

Fig. 3. The average daily volume of wastewater flowing into the WWTP in 2013 year

Analiza ilości ścieków dopływających na oczyszczalnię wykazała, że miesiącami o najwyższych sumarycznych przepływach były kwiecień ($179178 \text{ m}^3 \cdot \text{miesiąc}^{-1}$) oraz czerwiec ($162908 \text{ m}^3 \cdot \text{miesiąc}^{-1}$), zaś o najniższych styczeń ($85697 \text{ m}^3 \cdot \text{miesiąc}^{-1}$) i grudzień ($66528 \text{ m}^3 \cdot \text{miesiąc}^{-1}$). Ponadto określenie wartości średniej przepływu średniego dobowego dla każdego miesiąca oraz odchylenia standardowego umożliwiło wskazanie miesięcy (lipiec, sierpień, wrzesień, październik), które charakteryzowały małą zmiennością wielkości przepływu (Rys. 4).



Rys. 4. Przepływ średniodobowy (wartość średnia miesięczna)

Fig. 4. The average daily volume of wastewater (monthly average value)

Jakość ścieków surowych dopływających do oczyszczalni w Nisku, w rozpatrywanym roku, charakteryzowała się znaczącym zróżnicowaniem. Wraz ze zmianami ilościowymi widoczne były również zmiany jakościowe. Przykładowo

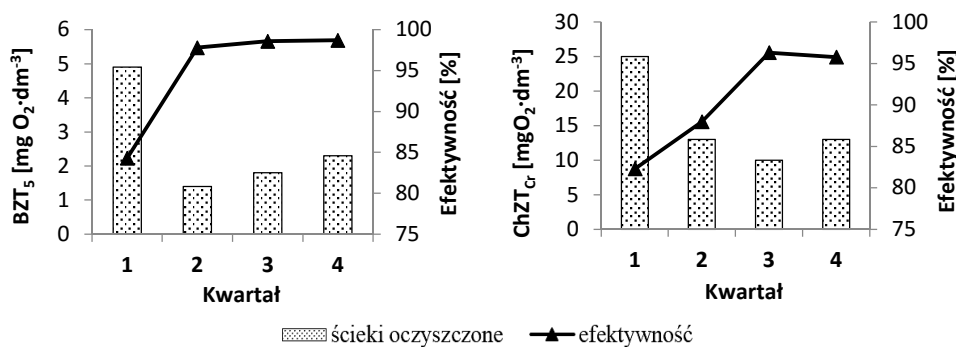
w ostatnim kwartale roku odnotowano najniższą średnią wartość sumarycznego przepływu średnio-dobowego ($90221,0 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$) i najwyższe wartości średnie wskaźników zanieczyszczeń: $\text{BZT}_5 = 180,0 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, $\text{ChZT}_{\text{Cr}} = 308,0 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, zawiesina ogólna $= 87,0 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$, $\text{N}_{\text{og}} = 31,1 \text{ mg N} \cdot \text{dm}^{-3}$. Natomiast najniższe wartości średnie zanieczyszczeń, wynoszące odpowiednio $\text{ChZT}_{\text{Cr}} = 108,0 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, $\text{N}_{\text{og}} = 20,4 \text{ mg N} \cdot \text{dm}^{-3}$ oraz $\text{P}_{\text{og}} = 2,07 \text{ mg P} \cdot \text{dm}^{-3}$, przypadają na II kwartał roku, w którym odnotowano najwyższą średnią wartość sumarycznego przepływu średnio-dobowego ($165800,0 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$). Analizując dane zestawione w tabeli 3 stwierdza się, że wartości BZT_5 dla ścieków surowych wahały się od $32,1 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ do $180,0 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Rozstęp wynosił $148,8 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Wartość minimalna ChZT_{Cr} dla ścieków surowych wynosiła $108,0 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, maksymalna $308,0 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, a średnie stężenie tego wskaźnika uplasowało się na poziomie $206,8 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Wartość średnia dla zawiesiny ogólnej wynosiła $67,5 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$, przy minimum wynoszącym $49,0$ i maksimum równym $87,0 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$. W przypadku związków biogennych wartości średnie w ściekach surowych wynosiły odpowiednio $24,8 \text{ mg N} \cdot \text{dm}^{-3}$ i $3,3 \text{ mg P} \cdot \text{dm}^{-3}$. Wartości minimalne i maksymalne ukształtowały się odpowiednio na poziomie $20,4$ i $31,3 \text{ mg N} \cdot \text{dm}^{-3}$ dla azotu ogólnego oraz $2,1$ i $4,35 \text{ mg P} \cdot \text{dm}^{-3}$ dla fosforu ogólnego. Jako uzupełnienie powyższych charakterystyk poniżej podano wartości ładunków zanieczyszczeń w ściekach dopływających do oczyszczalni. Rozkład ładunków zanieczyszczeń organicznych wyrażonych wskaźnikiem BZT_5 oraz ChZT_{Cr} kształtował się odpowiednio na poziomie od $135,1$ do $583,3 \text{ kg O}_2 \cdot \text{d}^{-1}$ oraz od $610,7$ do $1230,4 \text{ kg O}_2 \cdot \text{d}^{-1}$. Ładunek zawiesiny ogólnej wynosił od $223,3 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$ do $382,2 \text{ kg} \cdot \text{d}^{-1}$. Natomiast zakres ładunków związków biogennych oscylował w przedziale od $89,6$ do $113,5 \text{ kg N} \cdot \text{d}^{-1}$ oraz od $9,9$ do $19,8 \text{ kg P} \cdot \text{d}^{-1}$. Analiza danych wskazuje, że obciążenie oczyszczalni ścieków w 2013 roku wyrażone wielkością równoważnej liczby mieszkańców wynosiło 7815 RLM, co stanowi ok. 20% wielkości obliczeniowej.

Analiza wartości wskaźników zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych (Tab. 3) wskazuje, że średnie wielkości BZT_5 , ChZT_{Cr} , zawiesiny ogólnej, azotu ogólnego oraz fosforu ogólnego są niższe od wielkości określonych w pozwoleniu wodnoprawnym [7] oraz Rozporządzeniu Ministra Środowiska [8]. Nie odnotowano przypadków przekroczenia wymagań prawnych. Wartość średnia BZT_5 w odpływie z oczyszczalni wynosiła $2,4 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ i stanowiła ok. 16% wartości dopuszczalnej ($15 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$). W przypadku ChZT_{Cr} wartość średnia kształtowała się na poziomie $18,2 \text{ mg O}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ i była o ok. 85% niższa od wartości dopuszczalnej. Analiza współczynników zmienności dla obu wskaźników wykazała, że zarówno wartości BZT_5 i ChZT_{Cr} charakteryzowały się większym zróżnicowaniem w przypadku ścieków oczyszczonych. Wartości średnie BZT_5 i ChZT_{Cr} w ściekach surowych i oczyszczonych oraz efektywność ich zmniejszania w kolejnych kwartałach roku przedstawiono na Rys. 5. Stopień redukcji za nieczyszczeń dla obu wskaźników był powyżej 80%, a najniższe wartości odnotowano w I kwartale – zarówno dla BZT_5 , jak i ChZT_{Cr} . W 2013 r. stwierdzono średnią efektywność usuwania związków organicznych na poziomie 97,6% (BZT_5) i 91,2% (ChZT_{Cr}).

Tabela 3. Zestawienie statystyk opisowych wartości wskaźników zanieczyszczeń w ściekach surowych i oczyszczonych w 2013 r.

Table 3. Values of descriptive statistics parameters in raw and treated wastewater in 2013 year

Wskaźnik zanieczyszczeń w ściekach	Minimum	Maksimum	Średnia	Mediana	Rozstęp	Odchylenie standardowe	Wspł. zmienności
BZT₅ [mg O₂·dm⁻³]							
ścieki surowe	31,2	180,0	100,9	96,1	148,8	57,4	0,57
ścieki oczyszczone	0,6	7,1	2,4	1,8	6,5	1,8	0,76
ChZT_{Cr} [mg O₂·dm⁻³]							
ścieki surowe	108,0	308,0	206,8	205,5	200,0	84,2	0,41
ścieki oczyszczone	10,0	45,0	18,2	18,0	35,0	9,2	0,51
Zawiesina ogólna [mg·dm⁻³]							
ścieki surowe	49,0	87,0	67,5	67,0	38,0	16,3	0,24
ścieki oczyszczone	2,0	5,8	2,7	3,7	3,8	1,3	0,46
N_{og} [mg N·dm⁻³]							
ścieki surowe	20,4	31,3	24,8	23,9	10,7	3,95	0,16
ścieki oczyszczone	0,5	7,5	4,2	4,2	7,0	2,1	0,50
P_{og} [mg P·dm⁻³]							
ścieki surowe	2,1	4,35	3,3	3,4	2,3	0,95	0,28
ścieki oczyszczone	0,1	1,1	0,5	0,4	1,0	0,3	0,63

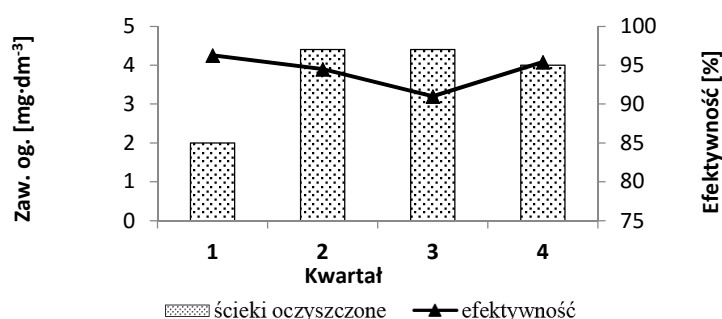


Rys. 5. Efektywność usuwania związków organicznych ze ścieków (wartości średnie kwartalne)

Fig. 5. Efficiency of organic compounds removal (quarterly average values)

Określone ładunki zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych utrzymywały się w zakresie od 1,8 do 22,0 kg O₂·d⁻¹ oraz od 38,0 do 161,9 kg O₂·d⁻¹, odpowiednio w odniesieniu do BZT₅ i ChZT_{Cr}.

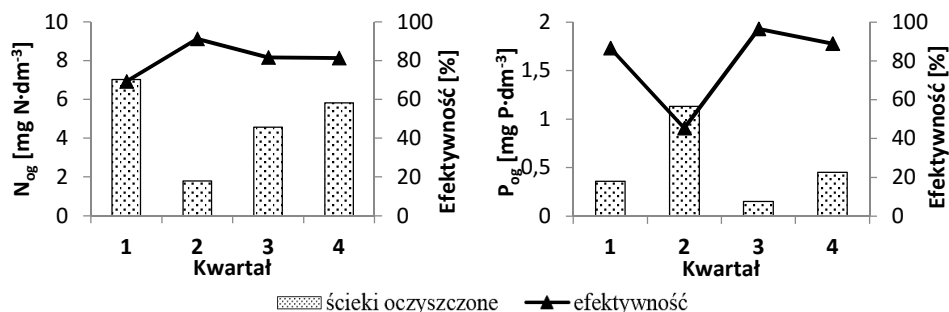
Średnie stężenie zawiesiny ogólnej (2,73 mg·dm⁻³) w ściekach oczyszczonych również było niższe od wartości dopuszczalnej. Efektywność usuwania zawiesiny ze ścieków nie spadła poniżej 90%, a najniższą wartość redukcji zaobserwowano w III kwartale roku (Rys. 6). W rozpatrywanym okresie uzyskano średnią sprawność usuwania zawiesiny ogólnej na poziomie 96,0%. Ładunki zanieczyszczeń zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych zmieniały się w zakresie od 6,1 do 24,9 kg·d⁻¹.



Rys. 6. Efektywność usuwania zawiesiny ogólnej (wartości średnie kwartalne)

Fig. 6. Efficiency of TSS removal (quarterly average values)

W przypadku azotu ogólnego i fosforu ogólnego średnie wartości w ściekach oczyszczonych były niższe odpowiednio o ok. 72% i 77%, od wartości dopuszczalnych, które wynoszą odpowiednio 15 mg N·dm⁻³ i 2 mg P·dm⁻³. Dla ścieków oczyszczonych, w obu przypadkach, zaobserwowano wyższe współczynniki zmienności, co świadczy o większym zróżnicowaniu wartości N_{og} i P_{og}. Efektywność usuwania związków azotu w kolejnych kwartałach roku, z wyjątkiem I, była powyżej 80%, natomiast w przypadku fosforu ogólnego spadek efektywności zaobserwowano w II kwartale (Rys. 7). Średnia roczna sprawność usuwania związków biogennych wyniosła 83,1% (N_{og}) oraz 86,1% (P_{og}). W przypadku ładunków związków biogennych były to następujące wartości: 1,7 do 31,8 kg N·d⁻¹ oraz od 0,7 do 5,5 kg P·d⁻¹.



Rys. 7. Efektywność usuwania związków biogennych (wartości średnie kwartalne)

Fig. 7. Efficiency of nutrients removal (quarterly average values)

Dodatkowo w pracy oszacowano współczynniki niezawodności (WN) w odniesieniu do wymaganej jakości ścieków oczyszczonych. Określone wartości współczynników niezawodności, dla poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń są niskie i przemawiają o prawidłowej i niezawodnej pracy oczyszczalni ścieków (Tab. 4).

Tabela 4. Wskaźniki niezawodności technologicznej oczyszczalni ścieków w Nisku

Table 4. The technological reliability indicators for the Nisko WWTP

	BZT ₅ [mg O ₂ ·dm ⁻³]	ChZT _{Cr} [mg O ₂ ·dm ⁻³]	Zaw. og. [mg·dm ⁻³]	Azot og. [mg·dm ⁻³]	Fosfor og. [mg·dm ⁻³]
Wartość średnia wskaźnika zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych [mg·dm ⁻³]	2,4	18,2	2,73	4,18	0,46
Dopuszczalne wartości zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych wg [7] i [8] [mg·dm ⁻³]	25,0	125,0	35,0	15,0	2,0
Współczynnik niezawodności (WN)	0,1	0,15	0,08	0,28	0,23

4. Podsumowanie i wnioski

Analiza efektywności oczyszczalni ścieków w Nisku oraz konfrontacja parametrów jakościowych ścieków oczyszczonych z wymaganiami pozwolenia wodnoprawnego pozwala wnioskować, że oczyszczalnia pracuje prawidłowo i zapewnia odpowiedni stopień usuwania zanieczyszczeń. Zastosowana w oczyszczalni ścieków w Nisku technologia oparta na metodzie niskoobciążonego osadu czynnego w komorach cyrkulacyjnych sprawdza się już od blisko 20 lat jej eksploatacji. Niewątpliwą zaletą stosowanych w niskiej oczyszczalni rowów cyrkulacyjnych jest połączenie funkcji uśredniania i oczyszczania ście-

ków, co jest wskazane w warunkach dużej zmienności obciążenia ilościowego i jakościowego obiektu. Dzięki temu uzyskuje się stały i wyrównany odpływ ścieków oczyszczonych. Oczyszczalnie ścieków z komorami cyrkulacyjnymi posiadają zmniejszoną ilość urządzeń i uproszczoną gospodarkę osadową w porównaniu do klasycznych wielofazowych układów technologicznych.

W rozpatrywanym okresie do obiektu dopływały ścieki w ilości ok. $4300 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, stanowiąc średnio ok. 60% przepustowości projektowanej. Z kolei wielkość oczyszczalni wyrażona równoważną liczbą mieszkańców kształtuje się na poziomie 7815 RLM. Jakość ścieków oczyszczonych odpowiadała warunkom określonym w pozwoleniu wodnoprawnym. Określona średnia efektywność usunięcia zanieczyszczeń ze ścieków w analizowanym okresie wyniosła odpowiednio: $\text{BZT}_5 - 97,6\%$; $\text{ChZT}_{\text{Cr}} - 91,2\%$; $\text{Z}_{\text{og}} - 96,0\%$, $\text{N}_{\text{og}} - 83,1\%$ i $\text{P}_{\text{og}} - 86,1\%$ i była wyższa od minimalnych stopni redukcji zanieczyszczeń dla oczyszczalni o wielkości $\text{RLM}=15000\text{--}99999$ określonych w Rozporządzeniu Ministra Środowiska [8]. Dodatkowym potwierdzeniem wysokosprawnego i niezawodnego funkcjonowania technologicznego oczyszczalni ścieków są wyznaczone wskaźniki niezawodności.

Analiza efektywności oczyszczalni ścieków w Nisku wskazuje, że obiekt, dla którego określono wielkość aglomeracji na poziomie 16706 RLM, jest w pełni przystosowany do nowych regulacji prawnych obowiązujących w Polsce od dnia 1 stycznia 2016 r. [9].

Mimo zadowalającej efektywności oraz poprawnej funkcjonalności i eksploatacji obiektu w najbliższym czasie planowana jest modernizacja i rozbudowa oczyszczalni ścieków w Nisku, która obejmować będzie niemal wszystkie urządzenia technologiczne. W strefie oczyszczania mechanicznego planowane jest wyposażenie pompowni ścieków w kratę, modernizację hali krat i dmuchaw oraz piaskownika i odtłuszczacza. W strefie oczyszczania biologicznego przewiduje się z kolei modernizację rozdzielacza dopływu, rowów cyrkulacyjnych, remont osadnika wtórnego oraz zbiornika wody gospodarczej i rurociągu odprowadzającego ścieki oczyszczone. W strefie gospodarki osadowej modernizacji zostanie poddany budynek odwadniania osadu wraz z prasą do osadu oraz zostaną przebudowane poletka do składowania osadu odwodnionego. Ponadto planuje się modernizację budynku rozdzielni elektrycznej. Planowana modernizacja usprawni jeszcze bardziej pracę oczyszczalni i pozwoli na osiągnięcie większego stopnia usuwania zanieczyszczeń ze ścieków. Wykorzystanie zalet komór cyrkulacyjnych osadu czynnego oczyszczalni ścieków w połączeniu z nowoczesnym wyposażeniem obiektu po modernizacji zintensyfikuje efektywność oczyszczalni, a tym samym ulegnie poprawie jakość ekosystemów wodnych w obrębie zlewni dolnego Sanu.

Literatura

- [1] Dyrektywa Unii Europejskiej 91/271/EWG dot. oczyszczania ścieków komunalnych.
- [2] Masłoń A., Łuczyszyn J.: Analiza pracy oczyszczalni ścieków w Przemysłu po modernizacji i rozbudowie obiektu, Forum Eksploatatora, nr 5, 2011, s. 68-72.

- [3] Anders D., Wojaczek L.: Ochrona środowiska – ochrona wód. Poradnik przedsiębiorcy. Warszawa 2003.
- [4] Materiały udostępnione przez Miejski Zakład Komunalny Nisko Sp. z o.o. w Nisku
- [5] Portal internetowy Targeo (www.targeo.pl) [dostęp 30.04.2015 r.].
- [6] Malej J.: 1999. Oczyszczanie ścieków z zastosowaniem cyrkulacyjnych komór osadu czynnego. Wybrane zagadnienia technologiczne i zasady wymiarowania. Poznań.
- [7] Decyzja Starosty Niżańskiego z 23 grudnia 2005 r. z sprawie pozwolenia wodnoprawnego na odprowadzanie oczyszczonych ścieków z komunalnej oczyszczalni ścieków znajdującej się przy ul. Kościuszki 1 w Nisku, nr decyzji: OLRI.6223 – 13/05/B.
- [8] 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 (Dz. U. nr 137, poz. 984 z późn. zm.).
- [9] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (poz. 1800).

ANALYSIS OF TECHNOLOGICAL EFFECTIVENESS OF WASTEWATER TREATMENT PLANT IN NISKO

Summary

The aim of the paper is evaluation of technological effectiveness of wastewater treatment plant in Nisko (Podkarpackie Province). The mechanical-biological wastewater treatment plant was built in 1997 year. The calculated average daily capacity is $Q_{\text{śrd}}=7\ 147\ \text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$, $Q_{\text{dmax}}= 11\ 000\ \text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ and 40 000 PE. The technological process involves mechanical-biological treatment of wastewater based on a circulating activated sludge tanks. Technological line consists of main wastewater pumping station, automatic grating chamber, two double-chamber horizontal aerated grit chambers, two working alternately circulation tanks and radial secondary settling tank. The sludge treatment is based on gravity thickening, dewatering of sludge on the press and hygienisation of sludge using the lime. In 2013 year the average flow of raw wastewater amounted $4\ 300\ \text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ representing average of approx. 60% of the designed capacity. The size of wastewater treatment plant expressed as equivalent number of inhabitants amounted 7815 PE. The quality of wastewater effluent meet the conditions laid down in the water-legal permit. The average efficiency of pollutants removal in WWTP in Nisko was: BOD₅ – 97,6%; COD – 91,2%; TSS – 96,0%, TN – 83,1% and TP – 86,1% and was higher than the minimum levels of pollutions reduction for wastewater treatment plant of size PE = 15000 ÷ 99999 defined in the Regulation of the Minister of Environment. Designated reliability indicators confirm high performance of wastewater treatment plant in Nisko.

Keywords: wastewater treatment, circulating activated sludge tank, nutrient pollution

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.96

Grzegorz DZIENISZEWSKI¹

EKOLOGICZNE PROBLEMY BIOPALIW

Wskazano na potencjalne kierunki rozwoju zasilania paliwami pochodzenia roślinnego, zwłaszcza jako metody utylizacji zużytych olejów roślinnych. Przeanalizowano energochłonność procesu wytwarzania paliwa mierzoną emisją dwutlenku węgla w aspekcie celowości stosowania paliw pochodzenia roślinnego. Dokonano analizy energochłonności różnych koncepcji zasilania celem określenia rzeczywistych parametrów ekologicznych silnika zasilanego biopaliwami. Wykazano, że nakłady energetyczne mierzone emisją dwutlenku węgla są znacznie wyższe przy produkcji biopaliw niż przy produkcji paliw konwencjonalnych. Dowiedziono, że bilans energetyczny mierzony emisją CO₂ można zoptymalizować wykorzystując do napędu silników zużyte oleje roślinne. W przypadku stosowania surowych olejów roślinnych, lub jeszcze wyraźniej estrów olejów roślinnych, bilans energetyczny jest niekorzystny i wskazuje na znaczną energochłonność wytwarzania biopaliw. Prowadzone badania dowiodły, że warunkiem koniecznym dla prawidłowej pracy silnika zasilanego zużytym olejem roślinnym jest wyposażenie go w dwupaliwowy układ zasilania zapewniający rozruch silnika na oleju napędowym oraz dwustopniowe podgrzanie oleju rzepakowego do odpowiedniej temperatury. Udowodniono, że wskaźniki pracy silników zasilanych paliwami pochodzenia roślinnego są przeważnie gorsze niż w przypadku zasilania olejem napędowym. Zużycie biopaliw musi być zawsze wyższe niż zużycie oleju napędowego, gdyż wartość opałowa bioopaliwa jest niższa niż oleju napędowego. Dowiedziono, że jednym z wielu kierunków rozwoju koncepcji zasilania silników spalinowych biopaliwami jest stosowanie zużytych posmażalnicy olejów roślinnych. Silniki starszej konstrukcji pracują prawidłowo przy zasilaniu z układem podgrzewającym. Silniki najnowszej konstrukcji dają możliwość wyłącznie stosowania ograniczonych ilościowo domieszek estrów olejów roślinnych stosowanych jako mieszanki z olejem napędowym.

Słowa kluczowe: silniki spalinowe, paliwa alternatywne, wskaźniki ekologiczne, oleje roślinne, wskaźniki pracy silników spalinowych

1. Wstęp

Współczesne rozważania dotyczące aspektów stosowania paliw alternatywnych wielokrotnie są obciążone nieuzasadnionym optymizmem w odniesie-

¹ Grzegorz Dzieniszewski, Instytut Mechatroniki PWSW w Przemyślu, ul. Żołnierzy i Armii Wojska Polskiego 1E, 37-700 Przemyśl, tel. 16 735 52 62, twp@poczta.onet.pl

niu do wskaźników ekologicznych, ekonomicznych i technicznych. Paliwa pochodzenia roślinnego wymagają znacznego nakładu energetycznego a parametry pracy silników zasilanych tymi paliwami bardzo często są gorsze niż w przypadku stosowania paliw konwencjonalnych. Znacznie bardziej obiecujące są próby zasilania silników o zapłonie samoczynnym zużytym olejem roślinnym stanowiącym odpad przemysłu spożywczego. Ze względów technicznych i prawnych, zwłaszcza problemy fiskalne, badania są prowadzone w obszarze zasilania silników stacjonarnych generatorów energii elektrycznej surowymi olejami posmażalniczymi.

2. Cel i zakres

Celem niniejszych rozważań jest analiza celowości stosowania paliw roślinnych w różnych wariantach układu zasilania i rodzaju paliwa. Porównanie obejmuje estry oleju rzepakowego, surowy olej rzepakowy oraz zużyty w procesach gastronomicznych olej roślinny. W aspekcie zużytego oleju roślinnego nowatorskie ujęcie problemu polega na wdrożeniu koncepcji silnika dwupaliwowego, którego rozruch następuje na oleju napędowym, a następnie następuje przełączenie na zasilanie posmażalniczym olejem rzepakowym podgrzewanym w dwustopniowym podgrzewaczu [3].

Skomplikowana jest analiza nakładów energetycznych w produkcji paliwa rzepakowego. O ostatecznych wskaźnikach ekologicznych decyduje bowiem szereg czynników, wśród których dominujące są nakłady enegetyczne na zabiegi agrotechniczne, nakłady energetyczne na tłoczenie oleju zależne od technologii procesu, energetyczne koszty transportowo – logistyczne oraz nakłady energetyczne dotyczące procesu estryfikacji [4]. Możliwe jest także stosowanie do napędu silników Diesla nieprzetworzonego oleju rzepakowego, także zużytego oleju roślinnego, co pozwala pominąć nakłady energetyczne ponoszone w związku z procesem estryfikacji, lecz z drugiej strony wymaga ingerencji w układ paliwowy silnika [5].

3. Metodyka badań

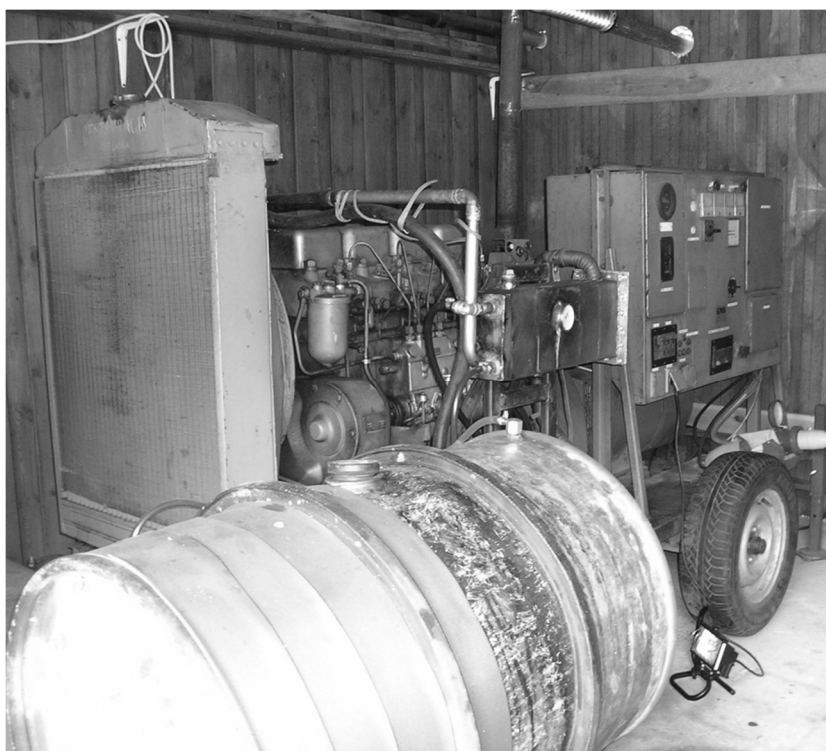
Czynniki ekologiczne związane z produkcją biopaliwa można obiektywnie zmierzyć emisją CO₂, gdyż nakłady energetyczne są ponoszone podczas całego procesu prowadzącego do wytworzenia paliwa. Wdrożenie projektu silnika zasilanego zużytym olejem roślinnym zostało zrealizowane poprzez opracowanie koncepcji układu zasilania silnika ZSWVB 7 o mocy 65 kW napędzającego generator elektryczny. Jest to czterocylindrowy, rzędowy silnik wysokoprężny o wtrysku bezpośrednim zasilany rzędową pompą wtryskową firmy MotorPAL.

Olej rzepakowy cechuje silna zależność lepkości od temperatury. Pomimo, że zależność lepkości od temperatury stanowi podstawę opracowania układu dwupaliwowego z dwustopniowym podgrzewaniem, który częściowo eliminuje

wymienione uprzednio niekorzystne zjawiska, należy pamiętać, że o procesie spalania w silniku o ZS decyduje jeszcze szereg innych czynników konstrukcyjnych i eksploatacyjnych [7].

Stąd prezentowane w dalszej części rozważań wyniki należy traktować jako wstępne, pamiętając o tym, że całe spektrum parametrów fizycznych i chemicznych paliwa oraz nastaw aparatury wtryskowej ma wpływ na proces spalania w silniku o ZS.

Podgrzewanie odbywa się dwustopniowo. Wymiennik pierwszego stopnia stanowi stalowy zbiornik wewnątrz którego jest wbudowany element grzejny (rys. 1).



Rys. 1. Agregat prądowórczy z widocznym pierwszym stopniem wymiennika ciepła

Fig. 1. Power generator with a visible first stage heat exchanger

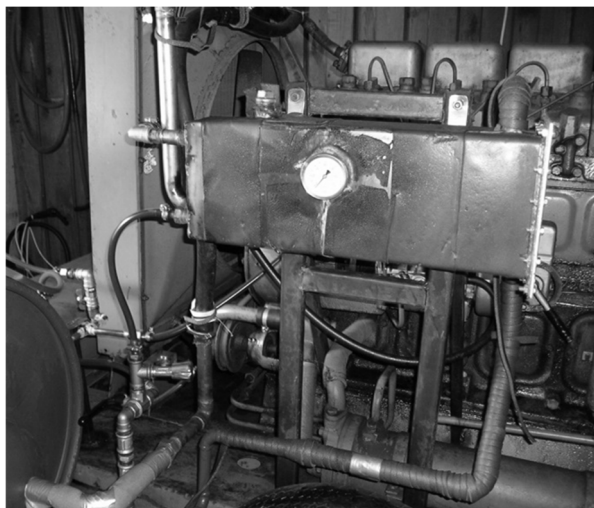
Do elementu grzejnego wymiennika pierwszego stopnia jest dostarczana ciecz z układu chłodzenia silnika (rys. 2). Zbiornik jest wypełniony przepalonym olejem jadalnym, który wstępnie nagrzewa się od elementu grzejnego do około 40°C , przy temperaturze cieczy w układzie chłodzenia około 70°C .



Rys. 2. Widok elementu grzejącego zabudowanego w wymienniku ciepła

Fig. 2. View of a heating element the is built-in the heat exchanger

Dla poprawnej pracy aparatury wtryskowej silnika olej o temperaturze 40°C jest nadal zbyt gęsty. Rozwiązaniem tego problemu jest dalsze podgrzewanie zużytego oleju roślinnego, tak aby wzrost jego temperatury spowodował obniżenie jego lepkości. Realizacja tego zadania odbywa się w wymienniku drugiego stopnia (rys. 3).

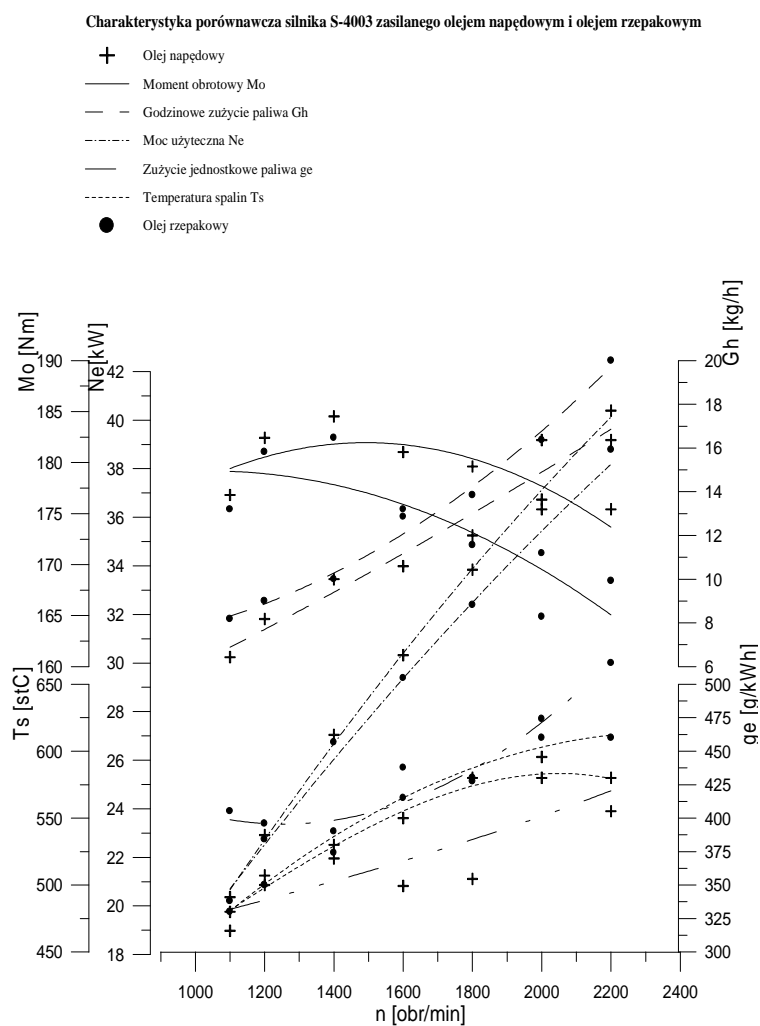


Rys. 3. Wymiennik drugiego stopnia

Fig. 3. Second degree exchanger

4. Wyniki analizy i dyskusja

Przeprowadzono badania terenowe silnika ZSWVB 7 napędzającego generator energii elektrycznej oraz porównawcze badania laboratoryjne silnika S-4003 wyposażonego w układ podgrzewający zapewniający temperaturę oleju rzepakowego na wejściu do pompy około 55°C zasilanego surowym olejem rzepakowym oraz zasilanego olejem napędowym (rys. 4).



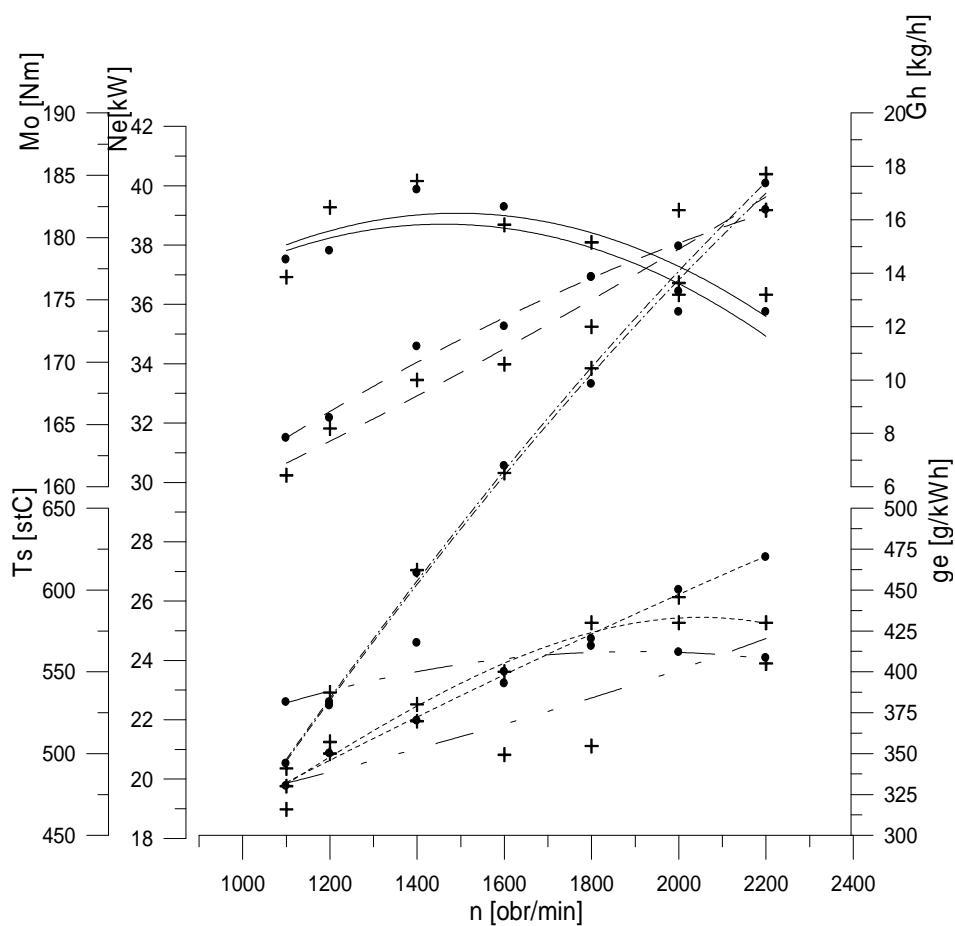
Rys. 4. Wskaźniki pracy silnika zasilanego surowym olejem rzepakowym i olejem napędowym

Fig. 4. Indicators of the engine powered by raw rapeseed oil and diesel fuel

Wykonano charakterystyki porównawcze silnika zasilanego estrami oleju rzepakowego i olejem napędowym (rys. 5).

Charakterystyka porównawcza silnika S-4003 zasilanego olejem napędowym i estrem oleju rzepakowego

- +
- Moment obrotowy M_o
- - Godzinowe zużycie paliwa G_h
- Moc użyteczna N_e
- Zużycie jednostkowe paliwa g_e
- Temperatura spalin T_s
- Ester oleju rzepakowego



Rys. 5. Wskaźniki pracy silnika zasilanego estrami oleju rzepakowego i olejem napędowym

Fig. 5. Indicators of the engine powered by rapeseed oil esters and diesel fuel

Analiza charakterystyk prezentowanych na rys. 4, rys. 5 pozwala zdefiniować następujące wnioski ogólne.

1. Spalanie zużytego oleju roślinnego w silniku o ZS jest możliwe. Zadymienie podczas pracy na oleju rzepakowym utrzymuje się na poziomie zbliżonym do osiąganego na oleju napędowym.
2. Nie występują problemy eksploatacyjne silników zasilanych surowym olejem roślinnym oraz użytym olejem roślinnym.
3. Wykorzystując zużyty olej do zasilania silnika spalinowego napędzającego generator energii elektrycznej z jednej strony w darmowy sposób utylizuje się duże ilości oleju posmażalniczego, a z drugiej strony produkuje znaczne ilości energii elektrycznej.
4. Moc silnika zasilanego surowym olejem rzepakowym jest niższa średnio o 3% w stosunku do mocy silnika zasilanego olejem napędowym.
5. Średnie zużycie jednostkowe paliwa jest większe o około 17% w przypadku zasilania surowym olejem rzepakowym.
6. Przy zasilaniu silnika estrem oleju rzepakowego średnia moc jest niemal identyczna jak moc silnika zasilanego olejem napędowym.
7. Średnie jednostkowe zużycie paliwa w przypadku silnika zasilanego estrami oleju rzepakowego jest większe o 9% od zużycia jednostkowego silnika zasilanego olejem napędowym.
8. Zasilanie surowym olejem powoduje średnio 3% spadek mocy oraz średnio 8% wzrost jednostkowego zużycia paliwa w stosunku do zasilania estrami oleju rzepakowego.
9. Zasilanie silnika biopaliwami powoduje podniesienie temperatury spalin. Wzrost temperatury spalin może powodować zwiększoną emisję tlenków azotu.

Wstępna analiza powyższych wniosków ogólnych może sugerować, że estry oleju rzepakowego są optymalnym biopaliwem do zasilania silników o zapłonie samoczynnym. Osiągi silnika są znacznie lepsze niż w przypadku surowego lub zużytego oleju roślinnego. Nie jest konieczna ingerencja w układ paliwowy silnika. Szczegółowa analiza wymaga jednak przeanalizowania sumarycznych nakładów energetycznych związanych z wytwarzaniem każdego z badanych paliw.

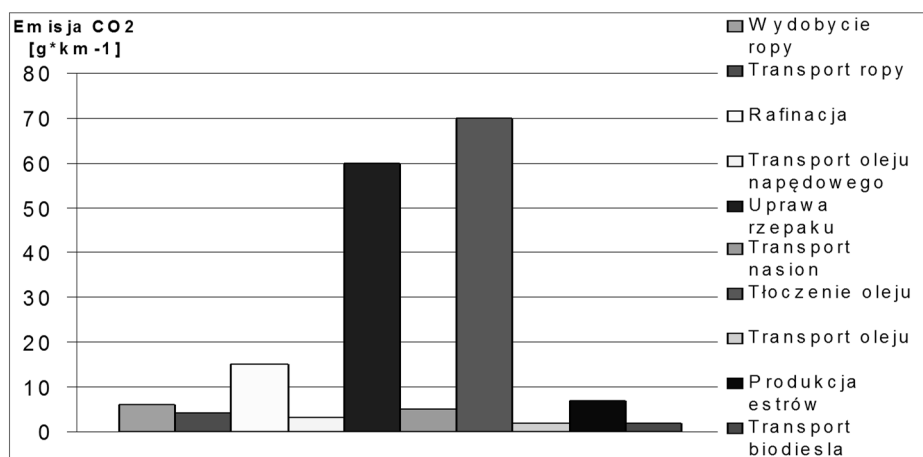
Przyjmując założenia, że z hektara uzyska się 3,5 tony ziarna rzepaku to można będzie wytłoczyć z niego około 1,35 tony oleju rzepakowego, z którego w procesie estryfikacji można uzyskać 1,32 tony estrów oleju rzepakowego. Uprawa rzepaku, zmechanizowane zabiegi agrotechniczne oraz zadania logistyczne spowodują (szacunkowo) wyemitowanie CO₂ w ilości około 1,3 tony na hektar, proces wyłaczania oleju spowoduje wyemitowanie około 0,7 tony CO₂ na hektar, natomiast w procesie estryfikacji do wytworzenia niezbędnej w procesie energii zostanie wytworzone około 0,25 tony CO₂ [2].

Otrzymane rezultaty dowodzą, że emisja CO₂ przy stosowaniu biopaliw jest wyższa niż przy stosowaniu paliw z ropy naftowej [1]. Rysunek 6 przed-

stawia porównanie energochłonności mierzonej ostateczną emisją CO₂ z pojazdu dla wytwarzania porównywanych paliw tj. estrów z rzepaku i oleju napędowego z ropy naftowej oraz biodiesla otrzymywanego z oleju rzepakowego.

Z prezentowanych danych wynika, że sumaryczna emisja obejmująca cały proces wytwarzania porównywanych paliw tj. estrów z rzepaku i oleju napędowego z ropy naftowej, a mierzona poziomem emisji z pojazdu jest wielokrotnie wyższa w przypadku paliwa pochodzenia roślinnego.

Otrzymane wyniki nie pozwalają jednak na formułowanie jednoznacznych wniosków, gdyż podczas uprawy rzepaku pochłaniane są w procesie fotosyntezy znaczne ilości CO₂, ponadto bilans energetyczny i ekologiczny poprawia możliwość wykorzystania wyłoków [1, 2].



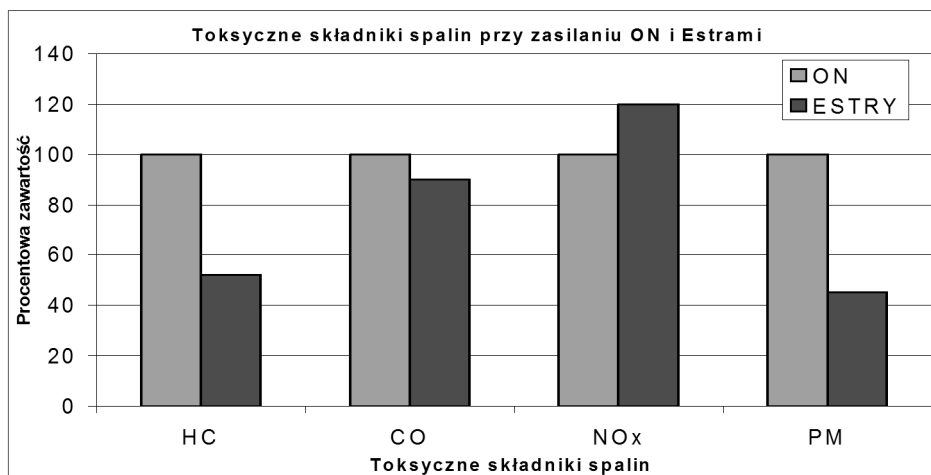
Rys. 6. Sumaryczna emisja CO₂ dla pojazdu zasilanego olejem napędowym i estrami oleju rzepakowego

Fig. 6. The total CO₂ emissions for a vehicle powered by diesel fuel and esters of rapeseed oil

Istotne jest ponadto, że wartość opałowa oleju napędowego wynosi 42 MJ/kg, natomiast wartość opałowa oleju rzepakowego 37 MJ/kg [6].

Wynika stąd wniosek, że zużycie paliwa rzepakowego musi być wyższe minimum o 15% w odniesieniu do zużycia oleju napędowego [8][9].

Analizując wyniki badań prowadzonych dla silników S-4003 można zauważyć, że stosowanie estrów oleju rzepakowego powoduje w stosunku do zasilania olejem napędowym spadek emisji węglowodorów HC, spadek emisji tlenku węgla CO oraz spadek zadymienia spalin mierzony emisją cząstek stałych PM, podnosi natomiast poziom emisji tlenków azotu NO_x (rys. 7).



Rys. 7. Poziom emisji toksycznych składników spalin przy zasilaniu olejem napędowym i estrami oleju rzepakowego

Fig. 7. The level of toxic exhaust emissions when powered by diesel and rapeseed oil esters

5. Podsumowanie i wnioski

Nakłady energetyczne mierzone emisją CO₂ są znacznie wyższe przy produkcji biopaliw niż przy produkcji paliw konwencjonalnych. Jednak znaczne ilości dwutlenku węgla są pochłaniane w zamkniętej cyrkulacji w procesie fotosyntezy.

Bilans energetyczny mierzony emisją CO₂ można zoptymalizować wykorzystując do napędu silników zużyte oleje roślinne. W przypadku stosowania surowych olejów roślinnych, lub jeszcze wyraźniej estrów olejów roślinnych, bilans energetyczny jest niekorzystny i wskazuje na znaczną energochłonność wytwarzania biopaliw. Warunkiem koniecznym dla prawidłowej pracy silnika zasilanego zużytym olejem roślinnym jest wyposażenie go w dwupaliwowy układ zasilania zapewniający rozruch silnika na oleju napędowym oraz dwustopniowe podgrzanie oleju rzepakowego do odpowiedniej temperatury.

Wskaźniki pracy silników zasilanych paliwami pochodzenia roślinnego są przeważnie gorsze niż w przypadku zasilania olejem napędowym.

Zużycie biopaliw musi być zawsze wyższe niż zużycie oleju napędowego, gdyż wartość opałowa bioapliwa jest niższa niż oleju napędowego.

Przeprowadzone badania i analizy wskazują, że jednym z wielu kierunków rozwoju koncepcji zasilania silników spalinowych biopaliwami jest stosowanie zużytych posmażalniczych olejów roślinnych. Silniki starszej konstrukcji pracują prawidłowo przy zasilaniu z układem podgrzewającym. Silniki najnowszej konstrukcji dają możliwość wyłącznie stosowania ograniczonych ilościowo domieszek estrów olejów roślinnych stosowanych jako mieszanki z olejem napędowym.

Literatura

- [1] Bocheński C. 2003. Biodiesel paliwo rolnicze. SGGW. Warszawa. ISBN 83-7244-412-9.
- [2] Bocheński C. I. 2006. Ocena nakładów energetycznych i emisji gazów przy produkcji estrów oleju rzepakowego. Inżynieria Rolnicza. Nr 5 (80). s. 31-37.
- [3] Dzieniszewski G., Piekarski W. 2006. The selected problems of feeding diesel engines with low-processed rape oil. Eksploatacja i Niezawodność 3/2006. PNTTE. Warszawa. s. 58-65.
- [4] Dzieniszewski G. 2007. Wybrane problemy zasilania silnika Diesla zużytym olejem roślinnym. Inżynieria Rolnicza. Nr 9 (97). s. 49–56.
- [5] Dzieniszewski G. 2008. Wybrane problemy stosowania biopaliw do zasilania silników z zapłonem samoczynnym. Inżynieria Rolnicza. Nr 10 (108). s. 39–45.
- [6] Jankowiak S. 2001. Budowa i działanie wytwórni paliwa ciągnikowego z oleju rzepakowego opracowanej w PIMR. Vol. 46, nr 1, s. 76-79.
- [7] Pawlak J. 2000. Czy biopaliwo może być opłacalne, Technika Rolnicza, 4/2000. s. 27-34.
- [8] Szlachta Z. 2002. Zasilanie silników wysokoprężnych paliwami rzepakowymi. WkiŁ. Warszawa. ISBN: 83-206-1459-7.
- [9] Tys J., Piekarski W., Jackowska J., Kaczor A., Zając G., Starobrat P. 2003. Technologiczne i ekonomiczne uwarunkowania produkcji biopaliw z rzepaku. Acta Agrophysica 99/ 2003. ISSN 1234-4125.

ECOLOGICAL PROBLEMS OF BIOFUELS

Summary

Pointed out potential directions of development of power from crop-based fuel, especially as a method of recycling used vegetable oils. Analyzed the energy consumption of the fuel production process measured by carbon dioxide emission in terms of the desirability of the use of crop-based fuels. We analyzed the energy consumption of various supply concepts in order to determine the actual environmental parameters of the engine powered by biofuels. It demonstrated that energy expenditure, measured by carbon dioxide emissions, is considerably higher in the production of biofuel than in the production of conventional fuel. It has been proved that the energy balance measured in CO₂ emission can be optimized by using used vegetable oils to power the engines. In the case of crude vegetable oils, or even better, in esters of plant oils, the energy balance is adverse and shows considerable energy consumption of biofuels. Conducted studies have shown that a necessary condition for the proper engine, powered by waste vegetable oil, to work is equipping it with a bi-fuel supply system that ensures the engine to start on a diesel and dual-stage heating of rapeseed oil to the proper temperature. It has been proven that the work indicators of engines powered by fuels of vegetable origin are generally worse than those for diesel fuel. The use of biofuels must always be higher than the diesel consumption, since the calorific value of them is lower than diesel. It has been proved that one of the many directions of development of the concept of powering combustion engines by the biofuels is using fried vegetable oils. Older engines work properly when running on a heating system. Engines of the latest design offer only the use of the limited quantity of vegetable oil esters used in a blend with diesel.

Keywords: combustion engines, alternative fuels, environmental indicators, vegetable oils, pointers to internal combustion engines

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.97

Wiesław GADEK¹

OCENA WPŁYWU WARTOŚCI LICZB LOSOWYCH W METODZIE HYDROPROJEKTU NA PARAMETRY FALI HIPOTETYCZNEJ

Metoda Hydroprojektu stosowana do wyznaczania fal hipotetycznych wykorzystuje wartości liczb losowych w zakresie od -0,1 do 0,2 uzyskane z generatora liczb losowych do uziarnienia przebiegu czasowego wezbrania. Celem niniejszej publikacji jest sprawdzenie, w jakim zakresie ulegają zmianom parametry wezbrania takie jak: objętość i czas trwania, w wyniku stosowania generatora liczb losowych. Analizę przeprowadzono dla danych zarejestrowanych na 30 wodowskazach położonych na obszarze zlewni górnej Wisły. Wybrane posterunki reprezentują zlewnie o różnej powierzchni i różnym charakterze. Reprezentowane są zlewnie górskie, podgórskie, wyżynne i nizinne. Najmniejsza zlewnia potoku Lubieńka ma powierzchnię 46,9 km², a największą jest zlewnia Wisły po przekrój wodowskazowy Zawichost 50 732 km². Przy wyborze tzw. hydrogramu wzorcowego dla metody Hydroprojektu, wykorzystano opracowaną przez autora publikacji „formułę na objętość”, która w sposób zadawalający wyznacza wartość objętości wezbrania dla zadanej powierzchni zlewni. Formuła ta może być stosowana zarówno dla dorzecza Wisły jak i Odry. Z uwagi na to, że w metodzie Hydroprojektu nie wyznacza się w sposób jednoznaczny poziomu odcięcia wezbrania, przyjęto dla celów porównawczych, że obliczenia będą prowadzone dla wartości przepływów większych od $Q_{\max 50\%}$. Jak wykazały przeprowadzone obliczenia zarówno wartość objętości jak i czasu trwania wezbrania wykazują duże zróżnicowanie w stosunku do wezbrania przy wyłączonym generatorze liczb losowych. Odchylenie przy wartości liczby generatora 0,2 w zakresie czasu wznoszenia i opadania w stosunku do wyłączzonego generatora liczb zmienia się od 16% do 58%. Podobne wartości odchylenia obliczono dla objętości wezbrania. Nie udało się ustalić przyczyn tak dużej rozpiętości wyników. Zaleca się ograniczenie górnej wartości liczby losowej do 0,1 i stosować generator w zakresie od -0,1 do 0,1.

Słowa kluczowe: metoda Hydroprojektu, fala hipotetyczna, formuła na objętość, metoda krakowska, parametry wezbrania, wezbranie

¹ Wiesław Gądek, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 30-155 Kraków, tel. 12 628 28 54, wieslaw.gadek@iigw.pk.edu.pl

1. Wstęp

Opracowana przez Hydroprojekt w 1989 roku metoda wyznaczania wezbrań teoretycznych (potocznie nazywanymi falami hipotetycznymi) należy do jednych z ciekawszych propozycji w tym zakresie. Jej unikatowość w stosunku do innych metod polega na zmianie przebiegu wezbrania w czasie przy zachowaniu maksymalnej wartości przepływu w hydrogramie [13]. Uzyskuje się to poprzez zastosowanie generatora liczb losowych w zakresie od -0,1 do 0,2, wydłużając lub skracając czasy wznoszenia i opadania fali. W stosowanych podobnych rozwiązaniach, zmianom podlega nie tylko czas przebiegu wezbrania, ale i wartości przepływu [22].

Wezbrania hipotetyczne znalazły szerokie zastosowanie w gospodarce wodnej, różnią się one od przepływów miarodajnych i kontrolnych tym, że posiadają dodatkową informację o przebiegu wezbrania, objętości, czasie wznoszenia oraz czasie trwania wezbrania. Dzięki tej nowej jakości danych można wykonywać obliczenia transformacji fali w korycie cieku lub poprzez zbiornik retencyjny [21]. Liczba możliwych zastosowań tych fal systematycznie rośnie. Na chwilę obecną znajdują one zastosowanie w szeroko rozumianym ryzyku powodziowym [1; 23; 24], gdzie oceniane jest przestrzenne ryzyko, w którym stara się określić straty mienia i o ile jest to możliwe ustalić stan zagrożenia dla życia ludzkiego [3; 14]. Podejmowane są próby ustalenia wpływu kanalizacji deszczowej na odpływ ze zlewni zurbanizowanej a także w zagadnieniach związanych z jakością wody. Brak jest podobnych rozwiązań w zakresie niżówek i suszy a ich negatywne skutki oddziaływania są podobne i dotyczą znacznie dłuższych czasów trwania [20].

Metod dotyczących wyznaczania wezbrań hipotetycznych w zlewniach kontrolowanych jest stosunkowo dużo w naszym kraju, brak jest ich dla zlewni niekontrolowanych. Dla zlewni niekontrolowanych podejmowane są próby wykorzystania modeli hydrologicznych do wyznaczania hydrogramów [8; 17; 25]. W rozwiązaniach tych zakłada się, że prawdopodobieństwo maksymalnego opadu jest takie samo jak prawdopodobieństwo odpływu ze zlewni. Brak w nich jest zasad wyznaczanie przebiegu w czasie opadu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia [2; 19; 26]. Trudno też jest jednoznacznie podać, dla jakiej maksymalnej powierzchni zlewni można tego typu rozwiązania stosować. Być może rozwiązaniem jest zastosowanie integralnych modeli hydrologicznych o parametrach rozłożonych takich jak model WISTOO [4; 5; 16] w który przeznaczony jest dla zlewni od 10 do 1000 km² lub stosowanie modeli o parametrach częściowo rozłożonych, w których modele hydrologiczne typu opad-odpływ były by wspomagane modelem hydrodynamicznym. W tych modelach nie ma ograniczeń powierzchni zlewni. Można też wykorzystać „formułę na objętość”, która umożliwi ustalenie wartości objętości wezbrania hipotetycznego dla zlewni do 1000 km² a przebieg wezbrania wyznaczany jest na podstawie hydrogramu jednostkowego UHI SCS [10; 11].

W zlewniach kontrolowanych do wyznaczania fal hipotetycznych stosowane są metody:

- Reitza i Krepsa [12],
- dwie metody Strupczewskiego [18],
- McEnroe [15],
- Hydroprojektu [13],
- Politechniki Warszawskiej [7],
- krakowska [6, 7].

Niezależnie od przyjętej metody użyte dane do wyznaczania hydrogramów teoretycznych powinny być zarejestrowane w systemie wodowskazowym lub telemetrycznym. Dane z systemu limnigraficznego nie powinny być stosowane z uwagi na uśredniony przepływ, który zniekształca przebieg w czasie przepływu teoretyczne [9].

Celem niniejszej publikacji jest dokonanie oceny jak skrajne wartości w stosowanym generatorze liczb losowych w metodzie Hydroprojektu wpływające na zmianę czasu wznoszenia i opadania wezbrania przekładają się na zmiany objętości obliczanego wezbrania. Tą ocenę przeprowadzono dla 30 przekroji wodowskazowych usytuowanych na obszarze górnej Wisły.

2. Metodyka badań

2.1. Krótki opis metody Hydroprojektu

Metoda Hydroprojektu wyznaczania fal hipotetycznych została opracowana w 1989 roku [13]. Metoda ta zakłada, że hydrogramy są maksymalnie dopasowane do rzeczywistych zarejestrowanych wezbrań. Założenie to realizowane jest poprzez wyznaczenie fali ze zbioru historycznych zarejestrowanych wezbrań o podobnym charakterze i tej samej genetyce powstania np. wezbrania opadowe lub roztopowe. Przy ich konstrukcji wykorzystuje się losowo wygenerowany czas trwania przebiegu fali w strefie wznoszenia i w strefie opadania. Przy wyborze fali wzorcowej ze zbioru fal historycznie zarejestrowanych stosowane jest jedno z trzech kryteriów:

- najwyższego przepływu dla zarejestrowanych wezbrań,
- maksymalnie zbliżonej wartości przepływu w kulminacji do maksymalnego zadanego przepływu dla fali hipotetycznej,
- typowego kształtu wezbrania rzeczywistego.

Przebieg części wznoszącej hydrogramu i części opadającej jest wyznaczany w sposób niezależny z wykorzystaniem generatora liczb losowych z przedziału od -0,1 do 0,2, który umożliwia modyfikację czasową przebiegu fali hipotetycznej stosunku do rzeczywistego przebiegu (rys.1).

Dla części wznoszącej współrzędne czasowe obliczane są z zależności:

$$t_{w_i}^h = t_{w_i} \left(1 + G_w \frac{Q_{maxp\%}}{Q_{max}} \right) \quad (1)$$

gdzie: $t_{w_i}^h$ - współrzędne czasowe fali hipotetycznej dla części wznoszącej [h],
 t_{w_i} - współrzędne czasowe dla części wznoszącej wezbrania rzeczywistego [h],
 G_w - liczba losowa z przedziału [-0,1; 0,2] ustalana na podstawie niezależnych losowań dla części wznoszącej wezbrania hipotetycznego [-],
 $Q_{maxp\%}$ - przepływ maksymalny o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia dla fali hipotetycznej [m^3s^{-1}],
 Q_{max} - przepływ maksymalny dla fali rzeczywistej [m^3s^{-1}],
 i - kolejne współrzędne czasowe.

Wartości przepływu dla części wznoszącej wyznacza formuła

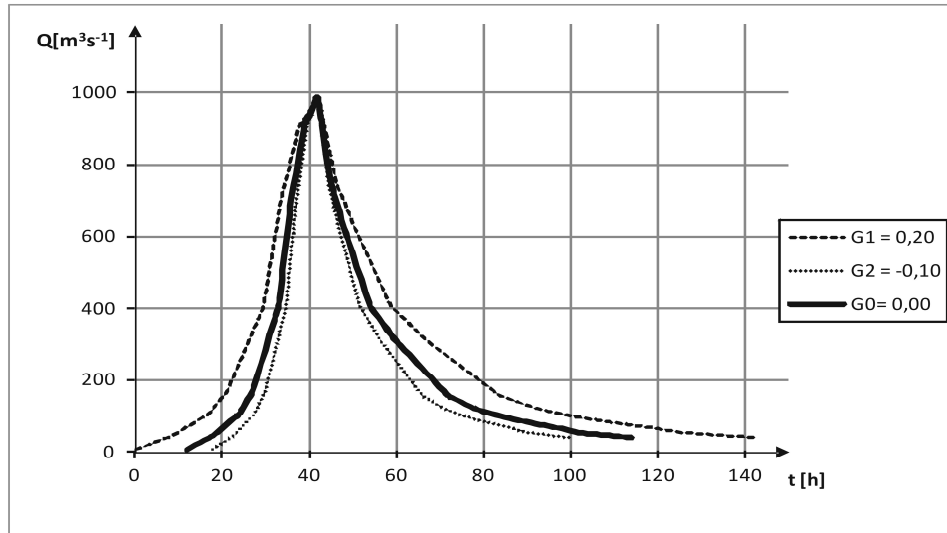
$$Q_{w_i}^h = Q_0^w + \frac{Q_{maxp\%} - Q_0^w}{Q_{max} - Q_0^w} (Q_{w_i} - Q_0^w) \quad (2)$$

gdzie: $Q_{w_i}^h$ - wartości przepływu dla fali hipotetycznej wyznaczonych współrzędnymi czasowymi $t_{w_i}^h$ [m^3s^{-1}],
 Q_0^w - wartości przepływu początkowego dla części wznoszącej wezbrania rzeczywistego [m^3s^{-1}],
 Q_{w_i} - wartości przepływu w części wznoszącej dla wezbrania rzeczywistego [m^3s^{-1}].

Dla części opadającej w podobny sposób wyznaczane są współrzędne czasowe i przepływu:

$$t_{o_i}^h = t_{o_i} \left(1 + G_o \frac{Q_{maxp\%}}{Q_{max}} \right) \quad (3)$$

gdzie: $t_{o_i}^h$ - współrzędne czasowe fali hipotetycznej dla części opadającej [h],
 t_{o_i} - współrzędne czasowe dla części opadającej wezbrania rzeczywistego [h],
 G_o - liczba losowa z przedziału [-0,1; 0,2] ustalana na podstawie niezależnych losowań dla części opadającej wezbrania hipotetycznego [-].



Rys. 1. Graniczne przebiegi wezbrań teoretycznych w metodzie Hydroprojektu dla wartości generatora w części wznoszącej i opadającej $G1=0,2$, $G2=-0,1$ i $G0 = 0.0$. Źródło: obliczenia własne

Fig. 1. Critical routes of the design floods in Hydroprojekt method for the generator values in the rising part and declining part $G1=0,2$, $G2=-0,1$ and $G0 = 0$. Source: own calculations

Wartości przepływu dla części opadającej wyznacza się

$$Q_{o_i}^h = Q_0^o + \frac{Q_{maxp\%} - Q_0^o}{Q_{max} - Q_0^o} (Q_{o_i} - Q_0^o) \quad (4)$$

gdzie: $Q_{o_i}^h$ - wartości przepływu dla fali hipotetycznej wyznaczonych współrzędnymi czasowymi $t_{o_i}^h$ dla części opadającej [m^3s^{-1}],

Q_0^o - wartości przepływu końcowego dla części opadającej wezbrania rzeczywistego [m^3s^{-1}],

Q_{o_i} - wartości przepływu w części opadającej dla wezbrania rzeczywistego [m^3s^{-1}].

2.2. Krótka charakterystyka wybranych zlewni

Analizę wpływu wartości generatora liczb losowych na objętość wezbrania i czas bazowy fali w metodzie Hydroprojektu przeprowadzono dla 30 przekroi wodowskazowych, których zlewnie położone są na obszarze górnej Wisły. Wybrane zlewnie reprezentują tereny o różnych powierzchniach i topografiach, są to zlewnie o charakterze górskim, podgórskim, wyżynne oraz nizinne. Zestawienie wytypowanych do analizy zlewni przedstawiono w tabeli 1, w której oprócz wartości powierzchni, podano współczynnik charakteryzujący charakter rzek pod względem dynamiki zmian przepływu $IQ_{p\%}$ (iloraz przepływów o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia).

Tabela 1. Powierzchnie zlewni oraz iloraz $IQ_{p\%}$ dla wytypowanych zlewni do przeprowadzanej oceny wpływu generatora liczb losowych na objętość wezbrania hipotetycznego w metodzie Hydroprojektu. Źródło: obliczenia własne.

Table 1. Catchment surface area and the quotient $IQ_{p\%}$ for the selected catchments for conducting the assessment of the influence of the random number generator on the design flood volume in Hydroprojekt method. Source: own study

Lp.	Rzeka – wodowskaz	Powierzchnia [km ²]	$IQ_{p\%}$ [%]
1	Lubieńka - Lubień	46,9	5,6
2	Żylica – Łodygowice	48,0	6,2
3	Bystra - Kamesznica	48,2	5,0
4	Grajcarek - Szczawnica	73,6	6,4
5	Wisłok – Puławy Dolne	131	5,6
6	Wieprzówka –Rudze	154	3,8
7	Jasiołka - Jasło	164	3,6
8	Uswica –Borzęcin	265	5,3
9	Wisła - Skoczów	297	6,3
10	Ośława - Szczawne	302	3,2
11	Raba - Kasinka	353	5,9
12	Skawa - Sucha Beskidzka	468	4,6
13	Koprzywianka – Koprzywnica	498	3,4
14	Czarna - Staszów	571	4,7
15	Raba - Stróża	644	5,0
16	Dunajec – Nowy Targ-Kowaniec	681	4,7
17	Czarna Nida - Morawica	755	4,7
18	Skawa - Wadowice	835	4,3
19	Biała – Koszyce Wielkie	957	6,3
20	Raba - Proszówki	1 470	4,9
21	Przemsza - Jeleń	2 006	2,1
22	Poprad - Stary Sącz	2 071	4,1
23	Nida – Brzegi	3 359	4,5
24	San - Przemyśl	3 686	3,4
25	Wisłoka – Mielec	3 893	3,1
26	Dunajec - Nowy Sącz	4 341	5,8
27	Dunajec - Żabno -	6 735	5,19
28	San - Radomyśl	16 824	2,8
29	Wisła - Sandomierz	31 847	4,0
30	Wisła – Zawichost	50 732	3,4

Iloraz $IQ_{p\%}$ obliczono:

$$IQ_{p\%} = \frac{Q_{\max 1\%}}{Q_{\max 50\%}} \quad (5)$$

gdzie: $IQ_{p\%}$ - iloraz maksymalnych przepływów rocznych o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia, [-];

$Q_{\max 1\%}$, $Q_{\max 50\%}$ - maksymalny przepływ roczny o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ i 50% , [$m^3 \cdot s^{-1}$].

2.3 Przyjęte założenia

W metodzie Hydroprojektu podstawowym założeniem jest maksymalne dopasowanie przebiegu wezbrania hipotetycznego do hydrogramu rzeczywistego. Przebieg wezbrania jest w zakresie wznoszenia i opadania modyfikowany poprzez zastosowanie generatora liczb losowych z przedziału od -0,1 do 0,2. Zakres ten równocześnie wyznacza obszar możliwych przebiegów fal teoretycznych (rys.1). Zasadne jest zatem uzyskanie odpowiedzi jak wpływa proponowany zakres zmienności czasowej przebiegu fali w części wznoszącej i w części opadającej na objętość wezbrania oraz na czas bazowy. Przyjęto następujące założenie, że zmienność tych parametrów będzie oceniana względem wezbrania, które zostało wyznaczone przy liczbie losowej 0. Ponieważ problem dotyczy wezbrań hipotetycznych przy ekstremalnych wartościach liczby losowej, czyli $G = -0,1$ i $G = 0,2$, oceniane wezbrania teoretyczne wyznaczone zostały dla 4 wariantów obliczeniowych:

1. dla części wznoszącej wezbrania i opadającej wartość liczby losowej $G = G_w = G_o = -0,1$;
2. dla części wznoszącej wezbrania i opadającej wartość liczby losowej $G = G_w = G_o = 0,2$;
3. dla części wznoszącej wezbrania liczba losowa $G_w = 0,2$ a dla części opadającej wartość liczby losowej $G_o = -0,1$;
4. dla części wznoszącej wezbrania liczba losowa $G_w = -0,1$ a dla części opadającej wartość liczby losowej $G_o = 0,2$;

W metodzie Hydroprojektu nie ma zdefiniowanego przepływu bazowego, który wyznacza zakres czasowy wezbrania. Wartości przepływu, od którego rozpoczyna się i kończy wezbranie różnią się w niekontrolowanym zakresie. Z tego powodu przyjęto założenie, że poziomem odniesienia do prowadzonych ocen będzie wyznaczony przez wartość przepływu o prawdopodobieństwie przewyższenia $Q_{50\%}$. Założenie to zapewnia porównywalność wyników.

Wybór hydrogramu wzorcowego z pośród czterech wcześniej wytypowanych przeprowadzono na podstawie zgodności obliczonych objętości wezbrań przy wyłączonym generatorze (liczba losowa $G=0,0$) z „formułą na objętość” [10]. Kryterium wyboru – minimum różnic objętości. „Formuła na objętość” może być stosowana dla zlewni do 1000 km², dla większych zlewni w celu utrzymania porównywalności wyników przyjęto zasadę najbliższej wartości objętości hydrogramu wzorcowego z „formułą na objętość”. Dodatkowo kontrolnie korzystano z obliczonych wartości objętości z metody krakowskiej [6]. Dla wybranych przekroji wodowskazowych nie zaistniała konieczność skorzystania z takiego wyboru. Przyjęcie odpowiedniego wezbrania jest w tej metodzie podstawowym zadaniem, które decyduje o parametrach i przebiegu wezbrania hipotetycznego. Jak wykazano we wcześniejszych publikacjach, proponowane kryteria w metodzie Hydroprojektu wyboru wezbrania jako wzorcowego nie sprawdzają się [11; 13]. „Formuła na objętość” umożliwi wskazanie odpowiedniego wezbrania.

3. Wyniki badań

Wyniki obliczeń dla poszczególnych wodowskazów uszeregowano według wielkości powierzchni zlewni - od najmniejszej do największej. Wartości objętości zredukowanej fal hipotetycznych (objętość powyżej poziomu odniesienia $Q_{\max 50\%}$) obliczono dla przyjętego przepływu maksymalnego w kulminacji fali $Q_{\max 1\%}$. i przedstawiono w tabeli 2. Wartości czasu bazowego wezbrań dla poziomu odniesienia $Q_{\max 50\%}$ zamieszczono w tabeli 3.

Na rysunku 2 zostały zamieszczone odchylenia względne obliczone dla objętości maksymalnej fali hipotetycznej B_v przy liczbie losowej 0,2 dla części wznoszącej i dla części opadającej. Na rysunku 3 przedstawiono odchylenie względne maksymalne dla czasu trwania B_t . Wartość odchylenia dla objętości obliczono:

$$B_v = \frac{V_{0,2} - V_0}{V_0} 100\% \quad (6)$$

gdzie: $V_{0,2}$ - objętość zredukowana (objętość powyżej poziomu odniesienia $Q_{\max 50\%}$) obliczona dla wezbrania przy wartości liczby losowej generatora $G = 0,2 [10^6 \text{ m}^3]$,

V_0 - objętość zredukowana (objętość powyżej poziomu odniesienia $Q_{\max 50\%}$) obliczona dla wezbrania przy wartości liczby losowej generatora $G = 0,0 [10^6 \text{ m}^3]$.

Na podobnych zasadach obliczono odchylenie dla czasu bazowego fali B_t :

$$B_t = \frac{t_{0,2} - t_0}{t_0} 100\% \quad (7)$$

gdzie: $t_{0,2}$ - czas bazowy fali hipotetycznej liczony na poziomie odniesienia $Q_{\max 50\%}$ dla wezbrania przy wartości liczby losowej generatora $G = 0,2 [\text{h}]$,

t_0 - czas bazowy fali hipotetycznej liczony na poziomie odniesienia $Q_{\max 50\%}$ dla wezbrania przy wartości liczby losowej generatora $G = 0,0 [\text{h}]$.

Tabela 2. Objętość fal hipotetycznych w metodzie Hydroprojektu przy wartościach: liczby losowej 0,0 dla całej fali, dla liczb losowych -0,1 dla części wznoszącej i dla opadającej wznbrania, dla liczb losowych 0,2 dla części wznoszącej i dla opadającej, dla liczb losowych -0,1 dla części wznoszącej a dla opadającej 0,2, dla liczb losowych 0,2 dla części wznoszącej i dla opadającej -0,1. Źródło: obliczenia własne

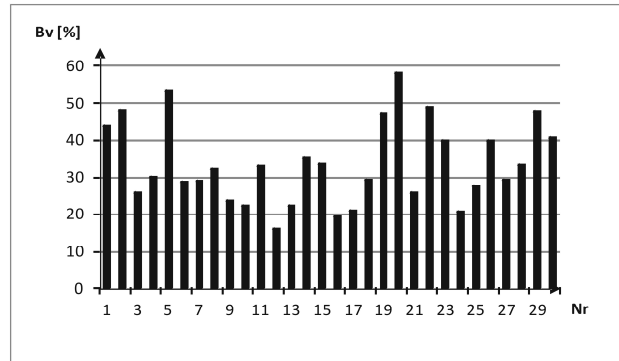
Table 2. The volume of the design floods in Hydroprojekt method at the following values: the random number 0,0 for the whole wave, for the random numbers -0,1 for the rising part and declining part of the flood, for the random numbers 0,2 for the rising part and declining part, for the random numbers -0,1 for the rising part, and for the declining part 0,2, for the random numbers 0,2 for the rising part and declining part -0,1. Source: own study

Lp	Rzeka – wodowskaz	Objętość zredukowana wezbrania [10^6 m^3] przy zastosowanych wartościach liczb losowych [wznosząca; opadająca]				
		[0,0; 0,0]	[-0,1; -0,1]	[0,2; 0,2]	[-0,1; 0,2]	[0,2; -0,1]
1	Lubieńka - Lubień	4,55	3,55	6,54	4,58	5,51
2	Żylica – Łodygowice	5,18	3,92	7,68	6,03	5,57
3	Bystra - Kamesznica	3,48	3,02	4,38	3,69	3,71
4	Grajcarek - Szczawnica	3,37	2,86	4,39	3,27	3,98
5	Wiśłok – Puławy Dolne	13,65	10,00	20,96	16,12	14,83
6	Wieprzówka –Rudze	8,49	7,26	10,95	9,43	8,78
7	Jasiołka - Jasło	19,66	16,79	25,41	19,91	22,28
8	Uszwica –Borzęcin	30,20	25,28	40,03	34,04	31,27
9	Wiśla - Skoczów	26,59	23,44	32,89	29,08	27,25
10	Ośława - Szczawne	12,43	11,03	15,21	13,09	13,16
11	Raba - Kasinka	25,51	21,29	33,97	26,41	28,85
12	Skawa - Sucha Beskidzka	31,00	28,51	35,96	30,90	33,57
13	Koprzywianka – Koprzywnica	4,12	3,66	5,04	4,48	4,21
14	Czarna - Staszów	15,03	12,37	20,35	18,88	13,84
15	Raba - Stróża	42,25	35,11	56,53	47,35	44,30
16	Dunajec – Nowy Targ - Kowaniec	32,55	29,38	38,87	35,00	33,25
17	Czarna Nida - Morawica	23,36	20,90	28,30	26,34	22,85
18	Skawa - Wadowice	55,81	47,60	72,25	59,29	60,55
19	Biała – Koszyce Wielkie	73,73	56,23	108,73	75,95	89,00
20	Raba - Proszówki	108,2	76,67	171,1	112,5	135,3
21	Przemsza - Jeleń	11,54	10,05	14,52	12,18	12,39
22	Poprad - Stary Sącz	63,38	47,90	94,34	73,68	68,57
23	Nida – Brzegi	47,29	37,86	66,16	56,71	47,31
24	San - Przemyśl	135,9	121,8	164,0	140,1	145,7
25	Wiśłoka – Mielec	106,1	91,3	135,7	117,5	111,9
26	Dunajec - Nowy Sącz	298,1	238,3	417,7	343,7	312,3
27	Dunajec - Żabno	545,3	465,3	705,4	574,4	596,3
28	San - Radomyśl	242,9	202,3	324,3	236,4	290,1
29	Wiśla - Sandomierz	944,6	718,8	1396,0	1139,0	976,4
30	Wiśla – Zawichost	1026,0	816,4	1445,0	1287,0	974,8

Tabela 3. Czas trwania fal hipotetycznych w metodzie Hydroprojektu przy wartościach liczby losowej: 0,0 dla całej fali, dla liczb losowych -0,1 dla części wznoszącej i dla opadającej wzbrania, dla liczb losowych 0,2 dla części wznoszącej i dla opadającej, dla liczb losowych -0,1 dla części wznoszącej a dla opadającej 0,2, dla liczb losowych 0,2 dla części wznoszącej i dla opadającej -0,1. Źródło: obliczenia własne

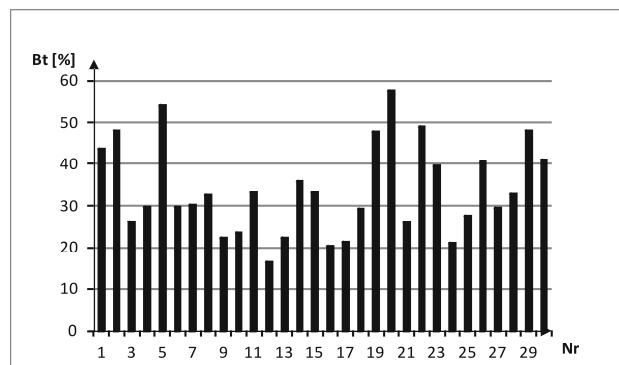
Table 3. Duration time of the design waves in Hydroprojekt method at the following values: the random number 0,0 for the whole wave, for the random numbers -0,1 for the rising part and declining part of the flood, for the random numbers 0,2 for the rising part and declining part, for the random numbers -0,1 for the rising part and for the declining part 0,2, for the random numbers 0,2 for the rising part and declining part -0,1. Source: own study

Lp	Rzeka – wodowskaz	Czas trwania fali hipotetycznej [h] przy zastosowanych wartościach liczb losowych [wznosząca; opadająca]				
		[0,0; 0,0]	[-0,1; -0,1]	[0,2; 0,2]	[-0,1; 0,2]	[0,2; -0,1]
1	Lubieńka - Lubień	64	50	92	65	77
2	Żylica – Łodygowice	56	42	83	68	58
3	Bystra - Kamesznica	61	53	77	67	63
4	Grajcarek - Szczawnica	57	48	74	57	66
5	Wiśłok – Puławy Dolne	37	27	57	42	42
6	Wieprzówka –Rudze	47	40	61	51	50
7	Jasiołka - Jasło	43	37	56	44	48
8	Uszwica –Borzęcin	43	36	57	48	45
9	Wiśla - Skoczów	40	35	49	46	39
10	Ośława - Szczawne	38	34	47	39	41
11	Raba - Kasinka	51	43	68	54	56
12	Skawa - Sucha Beskidzka	72	66	84	71	78
13	Koprzywianka – Koprzywnica	40	36	49	42	43
14	Czarna - Staszów	78	64	106	101	69
15	Raba - Stróża	54	45	72	62	56
16	Dunajec – Nowy Targ - Kowaniec	39	35	47	43	38
17	Czarna Nida - Morawica	112	100	136	128	107
18	Skawa - Wadowice	41	35	53	45	43
19	Biała – Koszyce Wielkie	69	53	102	65	89
20	Raba - Proszówki	45	32	71	47	56
21	Przemsza - Jeleń	108	94	136	119	111
22	Poprad - Stary Sącz	55	42	82	67	56
23	Nida – Brzegi	106	85	148	132	101
24	San - Przemyśl	61	55	74	63	65
25	Wiśłoka – Mielec	65	56	83	120	81
26	Dunajec - Nowy Sącz	64	51	90	76	65
27	Dunajec - Żabno	112	96	145	124	117
28	San - Radomyśl	91	76	121	92	105
29	Wiśla - Sandomierz	110	84	163	132	115
30	Wiśla – Zawichost	105	84	148	131	101



Rys. 2. Odchylenie względne objętości zredukowanej przy zastosowanej liczbie losowej generatora $G = 0,2$ dla wodowskazów z obszaru górnej Wisły usystematyzowanych według wielkości zlewni. Nr – numer porządkowy zlewni według tabeli 2. Źródło: obliczenia własne.

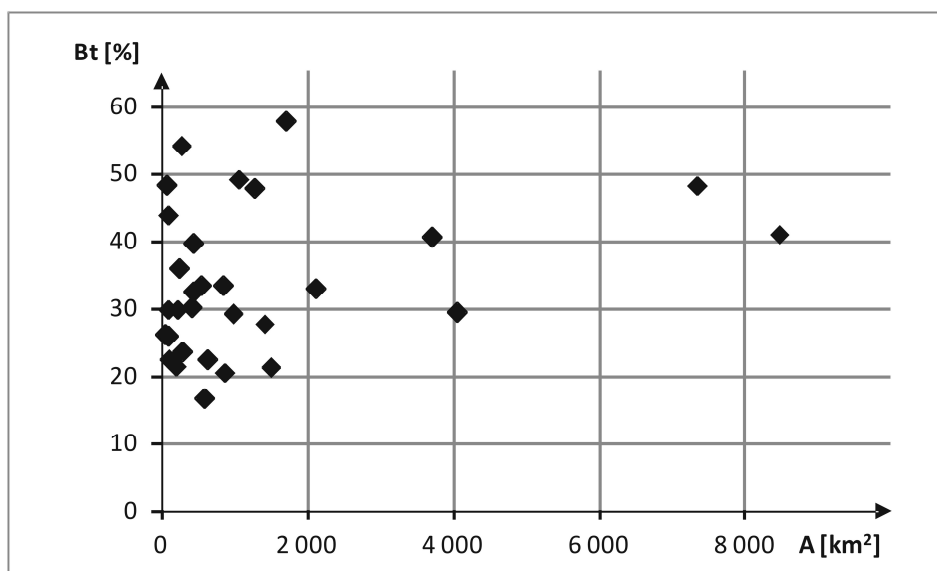
Fig. 2. Relative deviation of the reduced volume at the applied random number of the generator $G = 0,2$ for the water-gauges from the region of the Upper Vistula systematised according to the catchment size. Nr – the catchment ordinal number according to the table 2. Source: own calculations



Rys. 3. Odchylenie względne czasu trwania wezbrania hipotetycznego na wysokości poziomu porównawczego $Q_{\max 50\%}$ przy zastosowanej liczbie losowej generatora $G = 0,2$ dla wodowskazów usystematyzowanych według wielkości zlewni. Nr – numer porządkowy według tabeli 3. Źródło: obliczenia własne.

Fig. 3. Relative deviation of the design flood duration time at the height of the comparative level $Q_{\max 50\%}$ at the applied random number of the generator $G = 0,2$ for the water-gauges systematised according to the catchment size. Nr – the ordinal number according to the table 3. : Source: own calculations

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że odchylenia dla objętości i czasu bazowego kształtują się na bardzo zbliżonym do siebie poziomie. Ich wartości wahają się od 8% do 29 dla liczby losowej generatora 0,1 dla części wznoszącej i opadającej i od 16% do 58% dla liczby losowej 0,2. Wprowadzona korekta przebiegu w czasie wezbrania poprzez generator liczb losowych ma istotny wpływ na zmianę parametrów wezbrania. Przeprowadzone próby uzależnienia wartości odchylenia względnego od powierzchni zlewni oraz od przepływu maksymalnego nie wykazały współzależności. Na rysunku 4 przedstawiono wzajemne relację pomiędzy odchyleniem względnym dla czasu bazowego B_t a powierzchnią zlewni.



Rys. 4. Zależność odchylenia względnego dla czasu bazowego B_t fal hipotetycznych wyznaczonych metodą Hydroprojektu przy liczbie losowej generatora 0,2 dla części wznoszącej i opadającej od powierzchni zlewni dla przekroji wodowskazowych na obszarze górnej Wisły.

Fig. 4. The relation of the relative deviation for the basic time B_t of the design floods determined with the Hydroprojekt method at the random number of the generator 0,2 for the rising part and declining part for the catchment surface area for the water-gauged cross-sections in the region of the Upper Vistula. Source: own calculations

4. Podsumowanie i wnioski

Metoda Hydroprojektu ponad ćwierć wieku temu wprowadziła uzmiennienie parametrów wezbrania hipotetycznego przy zadanej stałej wartości przepływu maksymalnego. Charakteryzuje się ona nadal w warunkach krajowych odmiennym podejściem do problemu wyznaczania fal hipotetycznych. Metoda ta jednak wymaga wprowadzenia pewnych modyfikacji z uwagi na poszerzenie zakresu stosowania fal hipotetycznych. We wcześniejszej publikacji zapropono-

nowano by wybór wezbrania wzorcowego był dokonywany przez największą zgodność z „formułą na objętość” [11].

Zastosowany w metodzie Hydroprojektu generator liczb losowych w sposób istotny wpływa na końcowe parametry wyznaczanych fal hipotetycznych. Duża rozpiętość odchylenia względnego dla objętości fali hipotetycznej i czasu bazowego wezbrania, wskazują na niekontrolowany sposób wyznaczania przebiegu fal teoretycznych. Może mieć to negatywne konsekwencje przy wyznaczaniu stref zalewu lub przy ocenie ryzyka. Proponuje się aby górne ograniczenie wartości liczby losowej było obniżone z poziomu 0,2 do 0,1. Przy takim ograniczeniu uzyskuje się maksymalne wartości odchylenia względnego poniżej 30%. Niekontrolowany wpływ generatora liczb losowych na parametry wezbrania hipotetycznego mogą być również ograniczone poprzez kontrolę ich zmian w stosunku do wartości parametrów przy wyłączonym generatorze. Takie podejście ma zasadniczą zaletę, wartość górnego i dolnego ograniczenia losowego może być dobierana w zależności od rozwiązywanego problemu i przyjętych a priori dopuszczalnych zmian wartości parametrów. W czasie prowadzonych analiz stwierdzono, że przy stosowanych formułach na wyznaczenie wartości przepływu ma istotny wpływ poziom odcięcia dla części wznoszącej i części opadającej. To zagadnienie wymaga dodatkowych analiz.

Literatura

- [1] Apel H., Thieken A. H., Merz B., Blöschl G.: A probabilistic modelling system for assessing flood risks. *Natural Hazards*. Vol. 38 2006, s. 295-308.
- [2] Banasik K.: Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych, Wydawnictwo SGGW 2009, ss. 27.
- [3] Ernst J., Dewals B., Detremleux S., Archambeau P.: Micro-scale flood risk analysis based on detailed 2D hydraulic modelling and high resolution geographic data *Natural Hazards*. *Natural Hazards*. Vol. 55, 2010 s. 181-209.
- [4] Gądek W., Książczyński K., Nachlik E., Szczepanek R., Ozga-Zielińska M.: Matematyczny model transformacji opadu w odpływ WISTOO. Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN. - Z. 18 2001 ss. 118.
- [5] Gądek W.: Matematyczny model odpływu ze zlewni z zastosowaniem zdekomponowanej przestrzennie siatki obliczeniowej. *Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej* 49 2002 ss. 134.
- [6] Gądek W.: Fale hipotetyczne o zadanym prawdopodobieństwie przepływu w kulinacji. *Hydrologia w inżynierii i gospodarce wodnej*. T. 1. Warszawa. Komitet Inżynierii Środowiska PAN. Monografia. Nr 68. 2010, s. 177-186.
- [7] Gądek W.: Wyznaczanie wezbrań hipotetycznych metodą Politechniki Warszawskiej i metodą Politechniki Krakowskiej w zlewniach kontrolowanych. Cz. I. Opis metod. *Czasopismo Techniczne*. 2-Ś/2012 z.23. 2012 b, s. 95-104.
- [8] Gądek W., Banach Wł., Fiołka I.: Zastosowanie modelu geomorfologicznego do wyznaczania wezbrań hipotetycznych w zlewniach niekontrolowanych. *Czasopismo Techniczne* z. 1-Ś/2012 z. 4, 2012, s.59-67.

- [9] Gądek W.: Assessment of limnigraph data usefulness for determining the hypothetical flood waves with the Cracow method. *Journal of Water and Land Development*. No. 21 2014a, s. 71-78.
- [10] Gądek W.: Fale hipotetyczne dla zlewni niekontrolowanej. *Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN* z. 20, 2014b, s. 139-149.
- [11] Gądek W.: Typowy hydrogram przepływu dla potrzeb wyznaczania wezbrań hipotetycznych. *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*. Praca w druku 2015.
- [12] Gądek W., Środula A.: Ocena parametrów wezbrań hipotetycznych wyznaczonych metodą Reitza i Krepisa w zlewniach kontrolowanych. *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*. t. 14. z. 3 (47) 2014a s. 29-47.
- [13] Gądek W., Środula A.: The evaluation of the design flood hydrographs determined with the Hydroproject method in the gauged catchments. *Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich*. 4/3 2014b, s. 1355-1366.
- [14] Jonkman S. N., Vrijling J. K., Vrouwenvelder A. C. W.: Methods for the estimation of loss of life due to floods: a literature review and a proposal for a new method. *Natural Hazards*. Vol. 46, 2008, s. 353-358.
- [15] McEnroe B. M. 1992. Sizing stormwater detention reservoirs to reduce peak flow. *W: Hydraulic engineering: saving a threatened resource – in search of solutions*. Conference Proceeding Paper. Reston. VA. ASCE 1992, s. 719-724.
- [16] Ozga-Zielińska M., Gądek W., Książczyński K., Nachlik E., Szczepanek R.: Mathematical model of rainfall-runoff transformation – WISTOO. *Mathematical Models of Large Watershed Hydrology*, Ed. Singh V. P., Frevert D.K. Water Resources Publications, LLC, Littleton, Colorado 2002, s. 811-860.
- [17] Pietrusiewicz I., Cupak A., Wałęga A., Michalec B. 2014. The use of NRCS synthetic unit hydrograph and Wackermann conceptual model in the simulation of a flood wave in an uncontrolled catchment. *Journal of Water and Land Development*. No. 23 2014 s. 53–59.
- [18] Strupczewski W.: Równanie fali powodziowej. *Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej*. 2(57) 1964, s. 35-58.
- [19] Szalińska W., Otop I.: Ocena struktury czasowo-przestrzennej opadów z wykorzystaniem wybranych wskaźników do identyfikacji zdarzeń ekstremalnych. *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*. T. 12. Z. 2 (38) 2012 s. 269-282.
- [20] Twaróg B. Optymalna ochrona przed powodzią z uwzględnieniem ryzyka – *Gospodarka Wodna* nr 4 2005 s. 137-142.
- [21] Twaróg B.: Zastosowanie funkcji Copula do budowy rozkładów prawdopodobieństwa wielowymiarowej zmiennej losowej określanej dla zbioru parametrów fali powodziowej. *Czasopismo Techniczne* 10-Ś/2006, 2006, s. 177-198.
- [22] Twaróg B.: Elementy ryzyka i zarządzania bezpieczeństwem obiektów przeciwpowodziowych - *Czasopismo Techniczne* z. 3-Ś/2008, 2008 s. 143-159.
- [23] Vrijling J. k., Van Hengel W., Houben R. J.: Acceptable risk as a basis for design. *Reliability Engineering and System Safety*. Vol. 59 1998 s. 141-150.
- [24] Tokarczyk T. Szalińska W.: The operational drought hazard assessment scheme – performance and preliminary results . *Archives of Environmental Protection* Vol 39 no. 3, 2013 s. 61-77.

- [25] Wałęga A.: Application of HEC-HMS programme for the reconstruction of a flood event in an uncontrolled basin. Journal of Water and Land Development. No 18 2013 s. 13-20.
- [26] Wypych A., Ustrnul Z., Henek E.: Meteorological Hazards – Visualization System for National Protection Against Extreme Hazards for Poland. Meteorology Hydrology and Water Management. Vol 2; no 1/2014, s. 37-42.

ASSESSMENT OF VALUES OF THE RANDOM NUMBER INFLUENCE IN HYDROPROJEKT METHOD ON THE DESIGN WAVE PARAMETERS

Summary

Hydroprojekt method applied for determining determining the design waves uses the values of random number within the range from -0,1 to 0,2 from random number generator for showing the time route variation of the flood. The aim of this publication is to verify to what extent the flood parameters such as: volume and duration time, are subject to change as a result of the application of this random number generator. The analysis was conducted for the data registered on 30 water gauges located within the boundaries of the upper Vistula catchment. The selected posts represent the catchments with different surface areas and of different nature. They represent mountainous, mountain-foot, upland and lowland catchments. The smallest catchment Lubieńki has the surface area of 46,9 km², and the biggest catchment is Vistula catchment up to Zawichost with the area of 50 732 km². While choosing so-called standard design hydrograph for the method, the developed by the author 'formula for volume' was used, and this formula designates satisfactory the value of volume for a set surface area of the catchment. This formula may be used for both Vistula and Odra catchment areas. Due to the fact that in Hydroprojekt method the flood cut-off level is not determined explicitly, for comparative purposes it was assumed that the calculations are to be done for the discharges not smaller than $Q_{\max 50\%}$. As the conducted calculations indicate, both the volume value and flood duration show great diversity in relation to the flood at the disabled random number generator. The deviation at the number value from the generator 0,2 in the range of rising and declining time in relation to the disabled number generator varies from 16% to 58%. The similar deviation values were calculated for the values of the flood duration time. The causes for such big range of the results could not be established.

Keywords: Hydroprojekt method, design wave, „formula for volume”, Cracow method, flood parameters, standard design flood, random number generator

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.98

Wiesław GADEK¹
Włodzimierz BANACH²
Robert SZCZEPANEK³

HYDROLOGICZNY MODEL WISTOO - REAKTYWACJA

Model transformacji opadu w odpływ WISTOO został opracowany w 1996 r. w Zakładzie Hydrologii Instytutu Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej przy współdziałaniu Politechniki Warszawskiej. Został on stworzony na zamówienie Ministerstwa Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa, finansowany ze środków Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej. Model WISTOO, czyli Wizualizacja Integralnego Systemu Transformacji Opadu w Odpływ, jest jedynym modelem w kraju określanym jako model integralny o parametrach rozłożonych, który może być stosowany dla zlewni o powierzchni od 10 do 1000 km². Parametry do modelu wyznaczone są automatycznie na podstawie czterech warstw tematycznych: NMT (Numerycznego Modelu Terenu), sieci hydrograficznej, kategorii pokrycia terenu oraz kategorii gleb. Warstwy tematyczne są przetwarzane do formatu IDRISI. Zapotrzebowanie na obliczenia hydrologiczne prowadzone przy użyciu modeli hydrologicznych o parametrach rozłożonych wzrosło w ostatnim okresie, lecz największym ograniczeniem jest nadal przygotowanie aktualnych warstw tematycznych. Wychodząc naprzeciw takiemu zapotrzebowaniu rozpoczęto prace nad wykorzystaniem w modelu WISTOO danych pochodzących z usług sieciowych (WMS, WFS, WCS). W artykule omówiono zalety oraz wady takiego rozwiązania.

Słowa kluczowe: spływ powierzchniowy, spływ podpowierzchniowy, procesy hydrologiczne, WMS, WFS, WCS

1. Wstęp

Opracowany blisko dwadzieścia lat temu w Zakładzie Hydrologii Instytutu Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej przy współdziałaniu Politechniki Warszawskiej model WISTOO jest nadal w naszym kraju jedynym modelem integralnym o parametrach rozłożonych [12].

¹ Autor do korespondencji/ corresponding author: Wiesław Gądek, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 30-155 Kraków, tel. 12 628 28 54, wieslaw.gadek@iigw.pk.edu.pl

² Włodzimierz Banach, Państwowa Wyższa Szkoła Wschodnioeuropejska w Przemyślu, ul. Żołnierzy 1 Armii Wojska Polskiego 1E, 37-700 Przemyśl, tel. 16 735 52 54, wbanach@pwsz.pl

³ Robert Szczepanek, Instytut Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej, ul. Warszawska 24, 30-155 Kraków, tel. 12 374 20 80, robert.szczepanek@iigw.pk.edu.pl

Został on opracowany na zamówienie Ministerstwa Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa, finansowany ze środków Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej.

Model WISTOO, czyli *Wizualizacja Integralnego Systemu Transformacji Opadu w Odpływ*, był zastosowany w szeregu prac naukowych dotyczących problematyki powodziowej dla zlewni: Soły, Bystrzycy Dusznickiej, Trzebuńki, Wielkiej Puszczy, Isepnicy oraz na obszarze Francji dla rzeki l'Yzeron [2, 3, 4, 5, 7, 11, 14].

W okresie w którym powstawał model WISTOO, zagadnienia związane z Systemami Informacji Geograficznej (GIS) były na etapie dynamicznego rozwoju, lecz bez wyraźnie dominujących standardów. Uznano, że najbardziej odpowiadającym wymogom tworzonego modelu będzie format opracowany przez Clark Labs w Clark University [1] dla potrzeb program IDRISI.

Obecnie można zauważyć zwiększone zainteresowanie modelowaniem hydrologicznym. Stosowane są głównie modele hydrologiczne o parametrach skupionych, zaś do wyznaczania opadu efektywnego często wykorzystuje się metodę SCS CN [6, 13, 15].

Tego typu podejście ma szereg zalet, związanych głównie z dużą szybkością obliczeń i łatwością przygotowania danych wejściowych do modelu. Wadą jest to, że wyniki są obciążone błędami wynikającymi z przybliżonego sposobu wyznaczania opadu efektywnego oraz prowadzenia obliczeń transformacji opadu w odpływ w odniesieniu do środka ciężkości zlewni.

Błędy te są częściowo eliminowane przez założenie, że obliczenia prowadzone są dla małych zlewni.

W praktyce jednak modele takie są stosowane dla większych zlewni, przekraczając granice stosowalności modeli o parametrach skupionych. Problem ten rozwiązywany jest poprzez zastosowanie modeli o parametrach częściowo rozłożonych z dodatkowym zastosowaniem modeli hydrologicznych transformacji w korytach cieków.

Wspomniane powyżej czynniki spowodowały, że zaistniały sprzyjające warunki przywrócenia do szerszego stosowania modelu WISTOO. Model ten może spełniać rolę niezależnego weryfikatora dla modeli o parametrach skupionych lub częściowo rozłożonych, lub też do prowadzenia niezależnych obliczeń symulacyjnych.

2. Opis struktury modelu

W modelu WISTOO można wyróżnić dwie części:

- wstępną obróbkę i przygotowanie danych, w tym wyznaczenie wartości parametrów dla poszczególnych modeli cząstkowych i ustalenie hierarchii obliczeniowej rastrów,
- właściwe obliczenia transformacji opadu w odpływ.

W ramach części dotyczącej obróbki i przygotowania danych wykorzystywane są procedury:

- przygotowania numerycznego modelu terenu (NMT),
- estymacji parametrów dla zadanego przestrzennego rozkładu gleb i pokrycia terenu z uwzględnieniem zagospodarowania,

Struktura modelu zakłada: a) Jest to integralny model hydrologiczny o parametrach rozłożonych, bez podziału obszaru na zlewnie kontrolowane i niekontrolowane.

- b) Uwzględniane są istotne procesy wpływające na symulowaną transformację opadu w odpływ, a w szczególności: intercepcja, ewapotranspiracja, infiltracja, spływ powierzchniowy i podpowierzchniowy, odpływ gruntowy i całkowity.
- c) Do opisu poszczególnych procesów zastosowano modele hydrodynamiczne.
- d) Model zawiera wbudowany moduł estymacji parametrów, umożliwiającą automatyczne przyporządkowanie parametrów modeli cząstkowych odpowiedzialnych za symulację poszczególnych procesów hydrologicznych. Parametry wyznaczone są na podstawie przestrzennej informacji o rozmieszczeniu gleb i zagospodarowaniu terenu.
- e) Model został opracowany w środowisku Systemów Informacji Geograficznej dla systemu operacyjnego Windows.
- f) Przyjętym elementem obliczeniowym jest raster, którego wymiary boku mogą wynosić od 10 do 100 m. Dla każdego takiego elementu wykonywane są obliczenia wszystkich wymienionych w punkcie b) procesów hydrologicznych.
- g) Żaden z wymiarów rastrowej warstwy obliczeniowej nie może przekroczyć 2000 elementów. Jest to maksymalna liczba wierszy i kolumn.

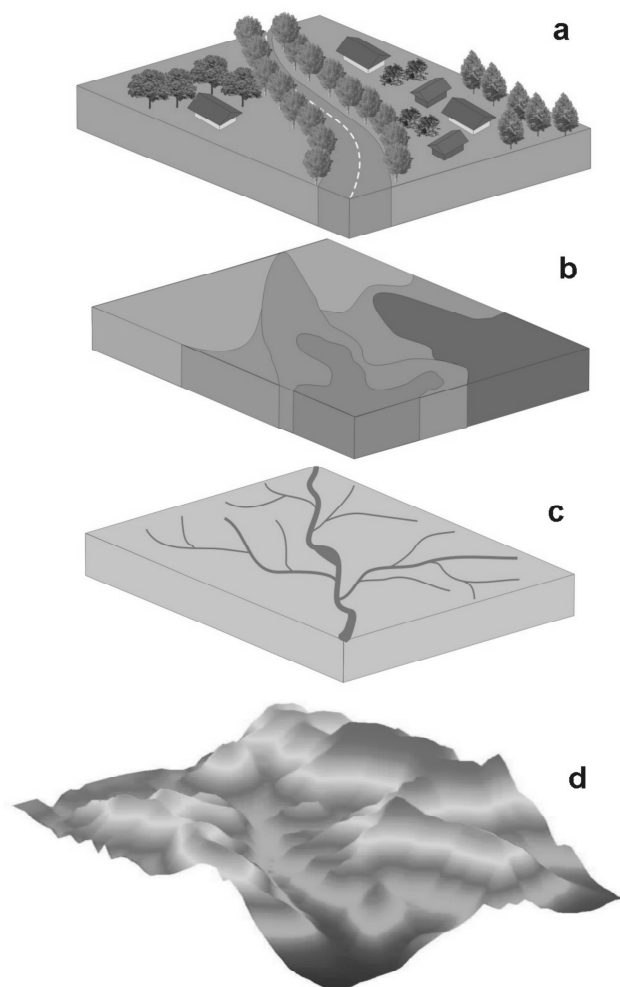
2.1. Procedury przygotowania danych wejściowych

Procedura estymacji parametrów wyznacza na potrzeby obliczeniowe modelu WISTOO parametry dla poszczególnych procesów hydrologicznych.

Programy te podzielono w zależności od cyfrowych warstw tematycznych:

- estymacja parametrów pokrycia,
- estymacja parametrów topograficznych,
- estymacja parametrów infiltracyjnych.

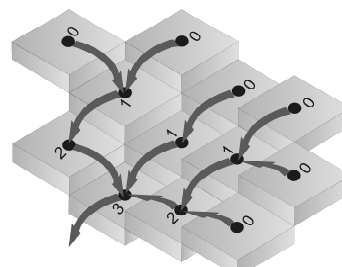
Na podstawie informacji pozyskanych z czterech wymienionych warstw, wyznaczone są w sposób automatyczny (niezależny od użytkownika) następujące wielkości: hierarchia zasilania, wektor zasilania, współrzędne x i y, nachylenie (spadek terenu i cieków), moduł prędkości dla fali kinematycznej, wysokość retencji pokrycia, wysokości pokrycia, współczynnik rozdziału opadu w modelu intercepcji, maksymalna przewodność hydrauliczna gruntu, porowatość gruntu.



Rys.1. Cyfrowe warstwy tematyczne wykorzystywane w toku obliczeń modelu WISTOO: a) zagospodarowanie przestrzenne terenu, b) rozmieszczenie gleb, c) sieć hydrograficzna, d) numeryczny model terenu NMT

Fig.1. Digital thematic layers used in the calculations of the model WISTOO: a) spatial land use, b) distribution of soil, c) hydrographical network, d) digital terrain model DTM

Program estymacji przetwarza układ przestrzenny (x, y) na wektorowy. Ma to na celu optymalizację czasu obliczeniowego, aby program w trakcie wykonywania operacji dokładnie znał kolejność przetwarzania rastrów. Wektor obliczeniowy opracowany jest na podstawie hierarchii zasilania poszczególnych rastrów w procesie spływu powierzchniowego. Pierwszymi elementami są rastry, które rozpoczynają spływ powierzchniowy a ostatnim raster w przekroju zamykającym zlewnię (rys. 2).



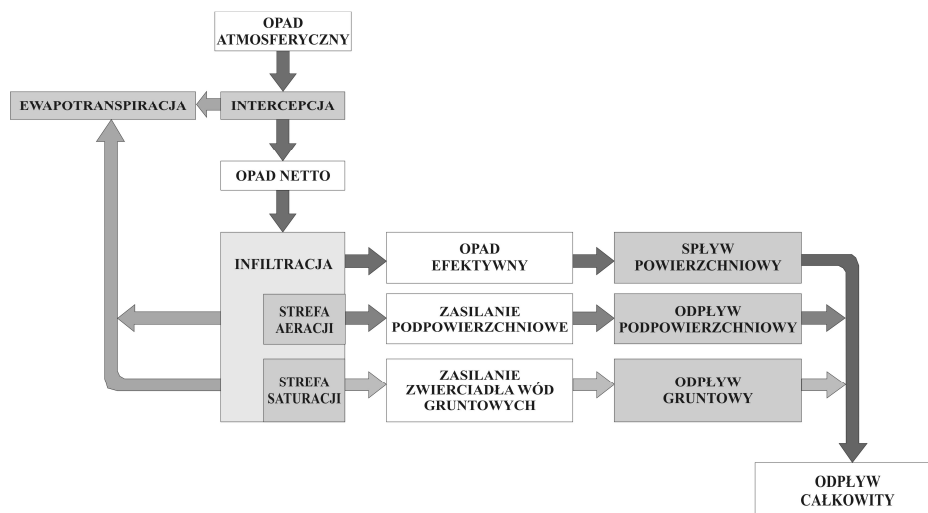
Rys. 2. Schemat wymiany wody pomiędzy rastrami w układzie quasideuwymiarowym stosowany w modelu WISTOO

Fig. 2. Water exchange scheme between rasters in quasi two-dimensional system applied in the model WISTOO

2.2. Transformacja opadu w odpływ – model właściwy

Procedura transformacji opadu w odpływ umożliwia śledzenie hydrogramów przepływu w dwudziestu pięciu dowolnie wybranych przekrojach. Na rysunku 3 przedstawiono uproszczony schemat ideowy modelu WISTOO.

W przedstawionym schemacie opad efektywny wyznaczany jest na podstawie zdolności infiltracyjnej gruntu, czyli przekroczenia potencjalnych możliwości wsiąkania i przesiąkania przez powierzchnię gruntu natężenia opadu netto. Dodatkowo w modelu WISTOO uwzględniono spływ podpowierzchniowy, który odbywa się w strefie gleby. Proces ten bierze czynny udział w formułowaniu się wezbrań.



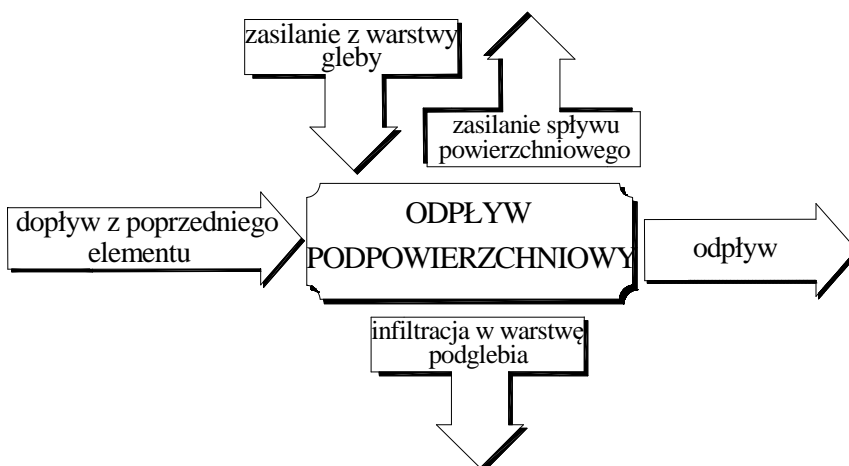
Rys. 3. Uproszczony schemat algorytmu obliczeniowego dla modelu transformacji opadu w odpływ

Fig. 3. Simplified scheme of the calculation algorithm for the model of rainfall-runoff transformation



Rys. 4. Schemat obliczeniowy spływu powierzchniowego

Fig. 4. Calculation scheme of the surface flow



Rys. 5. Schemat obliczeniowy odpływu podpowierzchniowego

Fig. 5. Calculation scheme of the subsurface flow

Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono wzajemną wymianę wody, jaką przewidziano w strukturze modelu pomiędzy spływem powierzchniowym i podpowierzchniowym. To odmienne podejście do opisu transformacji na obszarze zlewni skutkuje znacznie lepszym dopasowaniem do wezbrań rzeczywistych w wyznaczonych przekrojach. Tego typu rozwiązanie możliwe jest dzięki dwuwarstwowemu podziału gruntu na glebę i podglebie.

3. Usługi sieciowe OGC

Kluczowym elementem niezbędnym do uruchomienia każdego modelu hydrologicznego są dane. W klasycznym modelu hydrologicznym dane pobierane są z komputera, na którym działa model, lub w bardziej zaawansowanych rozwiązaniach bezpośrednio z baz danych. W ostatnich latach niezwykłą popularność zyskała technologia usług sieciowych Open Geospatial Consortium (OGC) [8, 10], która prezentuje alternatywny sposób dystrybucji danych. Cechą wspólną usług sieciowych OGC jest praca w technologii klient-serwer oraz komunikacja z wykorzystaniem zstandaryzowanych protokołów. Przy pomocy usługi sieciowej pobierane są dane jedynie dla ściśle określonego obszaru. Dzięki standaryzacji, stosunkowo łatwe jest tworzenie aplikacji klienckich, które mogą pobierać dane przestrzenne z serwerów. Usługi sieciowe wykorzystywane są praktycznie przez wszystkie serwery mapowe (np. Google Maps) oraz aplikacje desktopowe (np. QGIS). Dostęp do usług sieciowych jest możliwy również z poziomu terminala lub przeglądarki internetowej, bez udziału żadnego dodatkowego programu.

Usługa pobierania danych przestrzennych *Web Coverage Service* (WCS) umożliwia pobieranie przez aplikację kliencką warstwy rastrowej z serwera. Na polskim centralnym serwerze Geoportal.gov.pl podane są adresy serwerów WCS udostępniających mapy: topograficzną, sozologiczną, hydrograficzną, hipsometryczną, ortofotomapę i cieniowanie.

Usługa pobierania danych przestrzennych *Web Feature Service* (WFS) zwraca obiekty geometryczne wraz z ich atrybutami, najczęściej w postaci wektorowej. Na Geoportalu [16] podane są adresy serwerów WFS udostępniających 17 warstw tematycznych.

Niestety jak podano na Geoportalu „usługi pobierania WCS podobnie jak usługi pobierania WFS są zabezpieczone tzn. dostęp do zbioru źródłowego mają wyłącznie autoryzowani użytkownicy”. Na dzień dzisiejszy można więc uznać, że jedyną praktycznie funkcjonującą w Polsce usługą sieciową o dostępie publicznym jest usługa przeglądania - *Web Map Service* (WMS) [9]. Udostępnia ona kompozycje mapowe w postaci obrazów bitmapowych. Jest to więc znakomite narzędzie dla potrzeb wizualizacji, ale niestety nie do analiz przestrzennych. Pozyskane obrazy bitmapowe mogą zostać zapisane lokalnie, ale pozyskane informacje opisane są w przestrzeni barw RGB, co utrudnia ich bezpośrednie wykorzystanie. Dodatkowym ograniczeniem jest maksymalny rozmiar pobieranego obrazu, definiowany w konfiguracji serwera dane usługi.

4. Wykorzystanie usług sieciowych OGC przez model WISTOO

W ramach prac nad reaktywacją modelu WISTOO i dostosowaniem go do współczesnych źródeł danych zostały przygotowane i przetestowane narzędzia służące do półautomatycznego pobierania danych z serwerów WMS oraz konwersji tak pozyskanych danych do formatu warstw rastrowych. Pierwsze próby są bardzo obiecujące, choć standard WMS jest najmniej nadający się do takich ce-

łów w porównaniu z takimi formatami jak WFS czy WCS. Opracowane metody wykorzystania danych WMS, pozyskiwanych w sposób dynamiczny przez model WISTOO, dają gwarancje łatwego i skutecznego zintegrowania pozostałych, prostszych formatów przestrzennych.

Dotychczas dla potrzeb modelu WISTOO opracowano następujące metody:

- pozyskiwania danych dla większych obszarów poprzez ich podział na mniejsze fragmenty (tzw. kafle),
- konwersji 3-kanalowych bitmapowych obrazów RGB na indeksowane warstwy rastrowe z georeferencją,
- scalania kafli w jednolitą warstwę rastrową,
- przenoszenia kategorii tematycznych z referencyjnych warstw rastrowych na pobraną warstwę rastrową,
- wyznaczania statystyk dla zadanych obszarów (np. zlewni) na podstawie danych pochodzących z warstw rastrowych.

Na obecnym etapie prac, jako źródło informacji o pokryciu terenu wykorzystywane są dane z projektu CORINE Land Cover (CLC) [<http://land.copernicus.eu/pan-european/corine-land-cover>]. Są to dane aktualizowane dla całej Europy w cyklach kilkuletnich i udostępniane z rozdzielczością przestrzenną 100 m. Ostatnie dane pochodzą z roku 2012.

Dotychczasowe dane o glebach pozyskiwane były z map glebowo-rolniczych. Alternatywnym źródłem danych glebowych może być European Soil Database v2.0 udostępniana w ramach europejskiego projektu Eurosoils [<http://eussoils.jrc.ec.europa.eu/>]. Rastrowe dane o glebach mają rozdzielczość przestrzenną 1 km i podobnie jak CLC obejmują swoim zasięgiem całą Europę.

Niezaprzeczalną zaletą wykorzystania europejskich baz danych jest możliwość zaimplementowania modelu WISTOO w dowolnej zlewni na obszarze Europy. Pozostałe dane o charakterze topograficznym (NMT i hydrografia) są również możliwe do pozyskiwania w sposób zautomatyzowany.

Połączenie zautomatyzowanego pre-processingu danych mapowych dla celów kalibracji modelu WISTOO z danymi meteorologicznymi pozyskiwanymi np. z serwisu OGIMET stwarza całkiem nowe perspektywy wykorzystania modeli tego typu.

5. Podsumowanie i wnioski

Tempo rozwoju modelu WISTOO oraz liczba jego wdrożeń zdeterminowane są funkcjonalnością modelu rozumianą jako łatwość jego implementacji w dowolnej zlewni. Dotychczasowe podejście polegające na każdorazowym przygotowywaniu podkładów mapowych znacząco ograniczało liczbę potencjalnych użytkowników. Wraz z wdrożeniem rozwiązań automatyzujących proces wstępnego przygotowania danych z wykorzystaniem usług sieciowych OGC, implementacja modelu stanie się możliwa również dla osób nie zaznajomionych z zagadnieniami systemów informacji przestrzennej.

Jako zalety takiego rozwiązania należy wymienić:

- skrócenie czasu poświęconego na przygotowanie danych (pre-processing),
- ułatwienie pracy z modelem hydrologicznym dla osób nie znających narzędzi GIS,
- możliwość wykorzystania najbardziej aktualnych danych.

Potencjalnymi zagrożeniami rozwoju modelu WISTOO w kierunku usług sieciowych jest restrykcyjna polityka udostępniania danych w Polsce oraz nie zawsze dostosowana infrastruktura informatyczna (przepływność łącza, wydajność serwerów usług OGC). Prace nad wykorzystaniem usług WFS oraz WCS jako źródeł danych do modelu WISTOO rozpoczną się, gdy zostaną publicznie udostępnione w Polsce dane w tych standardach. Innowacyjne rozwiązania wymagają nie tylko nowoczesnych rozwiązań technicznych, lecz również otwartości w obszarze udostępniania informacji.

Praca została wykonana w ramach projektu Ś-1/229/2015/DS „Wpływ czynników antropogenicznych na ilościowe i jakościowe właściwości procesów hydrologicznych w zlewni”; Zadanie 2 „Identyfikacja i estymacja parametrów matematycznych modeli podstawowych procesów hydrologicznych”.

Literatura

- [1] Eastman J.R.: IDRISI32 Release2, Guide to GIS and Image Processing. Clark University. Vol. 2, 2001 Worcester.
- [2] Gądek W., Banach Wł., Bodziony M., Książczyński W., Łabuda P., Szczepanek R., Szypułka P.: Integral distributed rainfall-runoff model, Materiały konferencyjne „Las i woda” 1998 s. 142-148.
- [3] Gądek W., Książczyński K., Nachlik E., Szczepanek R., Ozga-Zieliński M.: Matematyczny model transformacji opadu w odpływ WISTOO. Monografia Komitetu Gospodarki Wodnej PAN „Wizualizacja Integralnego Systemu Transformacji Opadu w Odpływ [WISTOO] - podstawy i aplikacje w ocenie zagrożenia powodziowego” z. 18 2001 s. 9-69.
- [4] Gądek W.: Matematyczny model odpływu ze zlewni z zastosowaniem zdekomponowanej przestrzennej siatki obliczeniowej. Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej 49 2002 ss. 134.
- [5] Gądek W., Nachlik E.: Komputerowy model opad-odpływ dla zlewni Bystrzycy Dusznickiej. Materiały konferencyjne „Problemy hydrotechniki: Współczesne podstawy planowania i projektowania w inżynierii i gospodarce wodnej”. 2003 s. 353-368.
- [6] Gądek W., Banach Wł.; Fiołka I.: Zastosowanie modelu geomorfologicznego do wyznaczania wezbrań hipotetycznych w zlewniach niekontrolowanych, 2012 s. 59-67.
- [7] Gnouma R. Aide à la calibration d'un modèle hydrologique distribué au moyen d'une analyse des processus hydrologiques : application au bassin versant de l'Yzeron. <http://theses.insa-lyon.fr/publication/2006ISAL008>. 2006.
- [8] Kubik, T.: GIS – rozwiązania sieciowe, 2009, PWN, Warszawa.
- [9] Kubik, T., Iwaniak, A. (2007). Technologie interoperacyjne w projekcie geoportal na przykładzie użycia usługi WMS. Roczniki Geomatyki, 5, s. 71-83.

- [10] Michalak, J. "Inicjatywa OWS-5-kolejny etap rozwoju i harmonizacji specyfikacji OGC dotyczących geoprzestrzennych usług sieciowych." *Roczniki Geomatyki* 6 (2008): 65-74.
- [11] Osuch B., Gądek W., Homa A., Cebulska M., Szczepanek R., Hebda-Małocha A. Methods of estimating the elements of water balance in a forested catchment basin. *Journal of Water and Land Development*. 2009 s. 19-40.
- [12] Ozga-Zielińska M., Gądek W., Książczyński K., Nachlik E., Szczepanek R.: Mathematical model of rainfall-runoff transformation – WISTOO. *Mathematical Models of Large Watershed Hydrology*, Ed. Singh V. P., Frevert D.K. Water Resources Publications, LLC, Littleton, Colorado 2002, s. 811-860.
- [13] Pietrusiewicz I., Cupak A., Wałęga A., Michalec B. The use of NRCS synthetic unit hydrograph and Wackermann conceptual model in the simulation of a flood wave in an uncontrolled catchment. *Journal of Water and Land Development*. No. 23 2014 s. 53–59.
- [14] Szczepanek R., Gądek W. GIS-based mathematical model of rainfall-runoff transformation for mountain environment. *Conference on Geographic Information Systems and Remote Sensing in Mountain Environment Studies EnviroMount 2002*.
- [15] Wałęga A.: Application of HEC-HMS programme for the reconstruction of a flood event in an uncontrolled basin. *Journal of Water and Land Development*. No 18 2013 s. 13-20.
- [16] Geoportal, <http://geoportal.gov.pl> [dostęp: 1 maja 2015].

HYDROLOGICAL MODEL WISTOO – REACTIVATION

Summary

Model of rainfall - runoff transformation WISTOO was developed in 1996 in the Division of Hydrology in the Institute of Water Engineering and Water Management at the Cracow University of Technology in cooperation with the Warsaw University of Technology. It was made on the order of Ministry of Environment Protection, Natural Resources and Forestry, financed by the funds from the National Fund for Environmental Protection and Water Management. Model WISTOO i.e. *Visualisation of Integral Rainfall-Runoff Transformation System* is the only model in the country defined as the integral model with distributed parameters, that may be used for the catchments from 10 to 1000 km². The parameters for the model are determined based on four thematic layers: DTM (Digital Terrain Model), hydrographical network, land cover category and soil category. The thematic layers are processed into IDRISI format. The demand for hydrological calculations conducted while using the hydrological models with distributed parameters has increased recently, but the most significant limitation is still preparation of the current thematic layers. To meet this demand, the work on exploiting the data coming from the web services (WMS, WFS, WCS) in the model WISTOO has been started. In the article there are discussed the advantages and disadvantages of such solution.

Keywords: surface flow, subsurface flow, hydrological processes, WMS, WFS, WCS

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.99

Ewa ILBA¹
Grzegorz P. KASPRZYK²

WYKORZYSTANIE PRZEDZIAŁU UFNOŚCI KRZYWEJ KALIBRACYJNEJ DO OSZACOWANIA GRANICY WYKRYWALNOŚCI I OZNACZALNOŚCI MIEDZI W METODZIE FAAS

W pracy wykorzystano nowe metody obliczeniowe wykorzystywane do wyznaczenia wartości granic wykrywalności (LOD) i oznaczalności (LOQ), zalecane przez międzynarodowe organizacje normalizacyjne IUPAC i ACS, do oznaczenia śladowych ilości miedzi w metodzie FAAS. We wprowadzeniu przedstawiono podstawy teoretyczne standardowych metod statystycznych (SA1, SA2) wykorzystywanych do obliczania granic wykrywalności (LOD) i oznaczalności (LOQ), jak i nowe metody (ULA1, ULA2) wykorzystujące przedział ufności krzywej kalibracyjnej. W celu porównania metod wyznaczania LOD i LOQ w części eksperymentalnej przeprowadzono serie oznaczeń miedzi w metodzie płomieniowej atomowej spektrofotometrii absorpcyjnej w zakresie stężeń 0,0-1,0 mg/L. Obliczenia dla danych eksperymentalnych wykonane zgodnie z metodologią opisanych technik, pozwoliły na uzyskanie zbliżonych wartości granic oznaczalności i wykrywalności miedzi w metodzie FAAS na poziomie odpowiednio 30 µg/L (LOD) i 80-100 µg Cu/L (LOQ) dla wszystkich stosowanych metod. Wyniki uzyskane dla metod stosowanych w pracy są zgodne z danymi literaturowymi.

Słowa kluczowe: granica wykrywalności, LOD, granica oznaczalności, LOQ, płomieniowa spektrofotometria absorpcyjna, oznaczenie śladów miedzi, FAAS

1. Wprowadzenie

1.1. Granica wykrywalności i oznaczalności metody

Cechą charakterystyczną każdej ilościowej metody analitycznej są najmniejsze ilości substancji, które mogą być wykryte lub ilościowo oznaczone

¹ Ewa Ilba, Państwowa Wyższa Szkoła Wschodnioeuropejska, ul. Żołnierzy I Armii Wojska Polskiego 1E, 37-700 Przemyśl, tel. 16 735 51 73, ewailba@gmail.com

² Autor do korespondencji/corresponding author: Grzegorz P. Kasprzyk, Państwowa Wyższa Szkoła Wschodnioeuropejska, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Żołnierzy i Armii Wojska Polskiego 1E, 37-700 Przemyśl, tel. 16 735 51 73, kasprzyk.gp@gmail.com

z założonym poziomem ufności. Obie te wielkości określane są odpowiednio jako **granica wykrywalności** oraz **granica oznaczalności** danej procedury analitycznej. Wielkości te definiowane są następująco [1]:

Granica wykrywalności (ang. LOD - limit of detection) jest jako najmniejsze stężenie (lub ilość) substancji możliwe do wykrycia za pomocą danej metody analitycznej z określonym prawdopodobieństwem.

Granica oznaczalności (ang. LOQ - limit of quantification) jest jako najmniejsze stężenie (lub ilość) substancji możliwe do ilościowego oznaczenia za pomocą danej metody analitycznej z określonym prawdopodobieństwem. Zgodnie z definicją IUPAC [2,3] granica wykrywalności LOD w ujęciu statystycznym w domenie sygnałowej może być wyrażona równaniem:

$$y_D = \mu_b + k_D * \sigma_b \quad (1)$$

gdzie:

y_D – wartość sygnału analitycznego odpowiadającemu granicy wykrywalności metody,

μ_b – wartość oczekiwana sygnału dla tła (ślepej próby),

σ_b – odchylenie standardowe sygnału odpowiadającemu ślepej próbie.

Przyjmując założenie, że wartość sygnału analitycznego ma rozkład normalny dla dużej próby wartości μ_b oraz σ_b mogą być przybliżone odpowiednio przez wartość średnią sygnału dla tła \bar{y}_b oraz odchylenie standardowe próby s_b . Wówczas wyrażenie definiujące granicę oznaczalności (1) w domenie sygnałowej przyjmie postać:

$$y_D = \bar{y}_b + k_D * s_b \quad (2)$$

gdzie:

y_D – wartość sygnału analitycznego odpowiadającemu granicy wykrywalności metody,

\bar{y}_b – średnia wartość sygnału dla ślepej próby,

s_b – odchylenie standardowe sygnału odpowiadającemu ślepej próbie,

k_D - współczynnik dla LOD $k_D = 3$.

W sposób analogiczny można zdefiniować wartość sygnału dla granicy oznaczalności:

$$y_Q = \bar{y}_b + k_Q * s_b \quad (3)$$

gdzie:

y_D – wartość sygnału analitycznego odpowiadającemu granicy oznaczalności metody,

\bar{y}_b – średnia wartość sygnału dla ślepej próby,

s_b – odchylenie standardowe sygnału odpowiadającemu ślepej próbie;

k_Q - współczynnik dla LOQ $k_Q = 10$.

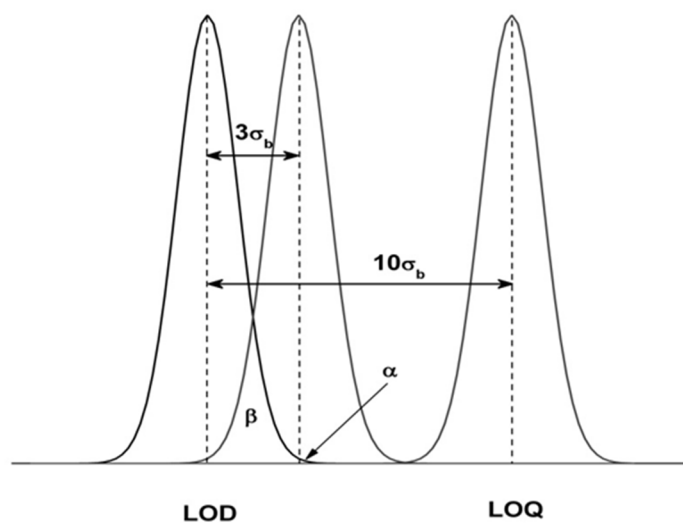
Zgodnie z równaniami (2) i (3) za granicę wykrywalności i oznaczalności metody analitycznej uznaje się stężenie analitu dla którego wartości sygnału analitycznego y_D , y_Q różnią się od sygnału zarejestrowanego dla próbki o stężeniu zerowym y_b o wielokrotność odpowiednio k_D i k_Q odchylenia standardowego wyznaczonego dla tła.

W praktyce przyjmuje się wartości współczynnika $k_D=3$ dla granicy wykrywalności (LOD) oraz wartość $k_Q=10$ dla granicy oznaczalności (LOQ).

$$y_D = \bar{y}_b + 3 * s_b \quad (4)$$

$$y_Q = \bar{y}_b + 10 * s_b \quad (5)$$

Przyjęcie wartości współczynnika $k_D=3$ dla granicy oznaczalności oznacza że istnieje niewielkie prawdopodobieństwo popełnienia błędu I rodzaju (0,135% prawdopodobieństwo że wartość sygnału dla tła przekroczy wartość LOD). Jednocześnie wartość współczynnika $k_D=3$ oznacza że prawdopodobieństwo błędu II rodzaju (uznania rzeczywistego sygnału dla próbki o niezerowym stężeniu za sygnał dla tła) jest bardzo wysokie $100\beta=50\%$. Schematycznie zostało to przedstawione poniżej.

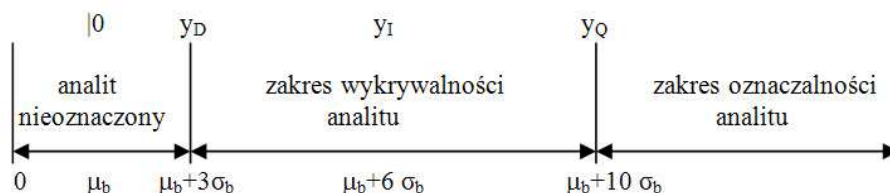


Rys. 1. Prawdopodobieństwo błędu I rodzaju dla granicy decyzji $k_D=3$ w domenie sygnałowej

Fig. 1. Probability of type I error for $k_D=3$ decision limit in signal domain

Z tego powodu w literaturze [5-7] sugerowane są wyższe wartości współczynnika dla granicy wykrywalności w zakresie $k_D = 3-6$, ($k_D = 6$ odpowiada jednakowemu prawdopodobieństwu popełnienia błędu I i II rodzaju) oraz war-

tość $k_Q=10$ dla granicy oznaczalności. Zostało to schematycznie przedstawione na rysunku poniżej.



Rys. 2. Granice różnych obszarów (wykrywalności i oznaczalności) w domenie sygnałowej

Fig. 2. Boundaries of different regions in signal domain

1.2. Granica wykrywalności i oznaczalności w metodzie standardowej

W praktyce laboratoryjnej posługujemy się rzeczywistymi wartościami granic wykrywalności i oznaczalności wyrażonymi w jednostkach stężenia, nie zaś wartościach sygnału analitycznego. Rzeczywiste wartości granic wykrywalności i oznaczalności oblicza się z równań regresji odwrotnej.

W przypadku najczęściej wykorzystywanego w praktyce modelu liniowego, zależność między wartościami LOD w domenie sygnałowej (y_{LOD}), a rzeczywistymi wartościami granicy wykrywalności wyrażonych w jednostkach stężenia c_{LOD} można przedstawić równaniem (6) oraz analogiczne dla granicy oznaczalności LOQ (c_{LOQ}) równaniem (7)

$$y_{LOD} = y_D = b_0 + b_1 * c_{LOD} \quad (6)$$

oraz

$$y_{LOQ} = y_Q = b_0 + b_1 * c_{LOQ} \quad (7)$$

gdzie:

y_D, y_Q – wartość sygnału analitycznego odpowiadające granicy wykrywalności i oznaczalności metody,

b_0, b_1 - współczynniki modelu kalibracyjnego,

c_{LOD}, c_{LOQ} - wartości stężeń analitu dla LOD i LOQ.

W niniejszej pracy przyjęto, że dla metody standardowej SA1 średnia wartość sygnału dla tła $\bar{y}_b = b_0$, jednocześnie wprowadzono uproszczony zapis wartości granic wykrywalności $c_{LOD} = LOD$ i oznaczalności $c_{LOQ} = LOQ$.

Korzystając wcześniejszych definicji LOD (4) i LOQ (5) oraz zapisu krzywych kalibracyjnych w postaci równań (6) i (7), odpowiednie wartości granic wykrywalności i oznaczalności w domenie stężeniowej można obliczyć korzystając z równań regresji odwrotnej:

$$\text{LOD} = \frac{y_{\text{LOD}} - b_0}{b_1} = \frac{3 \cdot s_b}{b_1} \quad (8)$$

$$\text{LOQ} = \frac{y_{\text{LOQ}} - b_0}{b_1} = \frac{10 \cdot s_b}{b_1} \quad (9)$$

Podsumowując klasyczna metoda obliczania granicy wykrywalności i oznaczalności (ang. SA – standard approach) oparta jest na następujących założeniach [8]:

- (1) przyjmuje się, że rozkład statystyczny wyników dla ślepej próby jest rozkładem normalnym,
- (2) obliczenia wykonuje się dla dużej próby $n_b > 30$, co pozwala przyjąć założenia:

$$\bar{y}_b = \bar{\mu}_b \text{ oraz } s_b = \sigma_b,$$

- (3) przyjmuje się (metoda SA1) że średnia wartość sygnału dla tła $\bar{y}_b = b_0$,

- (4) wszystkie punkty leżą dokładnie na krzywej kalibracyjnej, a parametry modelu kalibracyjnego b_1 i b_0 nie są obciążone błędem.

W praktyce laboratoryjnej powyższe warunki nie są spełnione ze względu na wykonywanie pomiarów dla małych serii pomiarowych, dlatego wartości liczbowe LOD i LOQ obliczone metoda klasyczną mogą być oszacowane niewłaściwie (zbyt mała próba). W kolejnym rozdziale opisana zostanie metoda oparta na przedziale ufności krzywej kalibracyjnej.

1.3. Zaawansowana metoda szacowania granica wykrywalności i oznaczalności oparta na przedziale ufności krzywej kalibracyjnej (ULA)

Standardowa metoda szacowania granic wykrywalności i oznaczalności wymaga zarejestrowania wielu powtórzeń dla ślepej próby, a ponadto nie uwzględnia niepewności związanej z konstruowaniem krzywej kalibracyjnej.

W codziennej praktyce laboratoryjnej ilość rejestrowanych pomiarów na podstawie których oblicza się granice LOD, LOQ i tworzy się krzywą kalibracyjną jest ograniczona. W rezultacie niespełnienie warunków dla metody standardowej może powodować niewłaściwe oszacowanie wartości granic oznaczalności.

Biorąc pod uwagę powyższe ograniczenia stosowanych metod międzynarodowe organizacja normalizacyjna IUPAC zaleca wykorzystanie metod opartych na przedziale ufności krzywej kalibracyjnej (ang. Upper Limit Approach ULA).

W zaproponowanej metodzie (ULA) granice wykrywalności i oznaczalności oszacowuje się na podstawie wartości górnej granicy przedziału ufności krzywej kalibracyjnej y_U w postaci równania:

$$y_U = \hat{y}(c_0) + t(v, \alpha)s \quad (10)$$

gdzie:

y_U – odpowiada wartości górnego przedziału ufności krzywej kalibracyjnej w punkcie c_0 ,

$\hat{y}(c_0)$ – wartość sygnału analitycznego wyznaczona na podstawie modelu kalibracyjnego w punkcie c_0 ,

$t(v, \alpha)$ – wartość z rozkładu t-Studenta dla przedziału ufności $\alpha=0,99$,

v – liczba stopni swobody $v = n - m$,

m – liczba parametrów modelu kalibracyjnego,

(ULA1 $m=1$, $y=b_1*c$; ULA2 $m=2$, $y=b_0+b_1*c$),

s – odchylenie standardowe dla wszystkich punktów krzywej kalibracyjnej.

Wartość s wyznacza się ze wzorów (11) i (12):

$$s = s_{yx} \left[1 + \frac{1}{n} + (c_0 - \bar{c})^2 / \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2 \right] \quad (11)$$

oraz:

$$s_{yx} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n - m} \right]^{1/2} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n - 2} \right]^{1/2} \quad (12)$$

gdzie:

s_{yx} – resztowe odchylenie standardowe dla krzywej kalibracyjnej (RSD),

y_i – wartość sygnału, \hat{y}_i – wartość funkcji modelowej,

n – całkowita ilość pomiarów dla krzywej kalibracyjnej i tła,

m – liczba stopni swobody,

\bar{c} – średnie stężenie dla krzywej kalibracyjnej,

c_0 – stężenie dla analitu dla ślepej próby (tła).

Ponieważ wartość LOD i LOQ obliczana jest na podstawie sygnału uzyskanego dla tła a więc $c_0 = 0$ więc $\hat{y}(c_0) = b_0$ równanie (10) i (11) przyjmują postać:

$$y_U = b_0 + t(v, \alpha)s \quad (13)$$

$$s = s_{yx} \left[1 + \frac{1}{n} + \bar{c}^2 / \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2 \right] \quad (14)$$

co odpowiada wartości dla górnej granicy przedziału ufności dla c_0 :

$$y_U = b_0 + t(v, \alpha)s_{yx} \left[1 + \frac{1}{n} + \bar{c}^2 / \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2 \right]^{1/2} \quad (15)$$

Ostatecznie wartości sygnałów analitycznych odpowiadającym granicom wykrywalności i oznaczalności (LOD i LOQ w domenie sygnałowej) oblicza się ze wzorów:

$$y_{LOD} = y_D = b_0 + t(v, \alpha) s_{yx} \left[1 + \frac{1}{n} + \bar{c}^2 / \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2 \right]^{1/2} \quad (16)$$

$$y_{LOQ} = y_Q = b_0 + 3t(v, \alpha) s_{yx} \left[1 + \frac{1}{n} + \bar{c}^2 / \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2 \right]^{1/2} \quad (17)$$

Korzystając z wcześniejszych równań krzywych kalibracyjnych w postaci równań (6) i (7) odpowiednie wartości granic wykrywalności i oznaczalności w domenie stężeniowej obliczamy ze wzorów zbliżonych do metody standardowej:

$$LOD = \frac{y_{LOD} - b_0}{b_1} = \frac{t(v, \alpha) s_{yx}}{b_1} * B(n) = \frac{k_D^{ULA2} s_{yx}}{b_1} \quad (18)$$

$$LOQ = \frac{y_{LOQ} - b_0}{b_1} = \frac{3t(v, \alpha) s_{yx}}{b_1} * B(n) = \frac{k_Q^{ULA2} s_{yx}}{b_1} \quad (19)$$

$$\text{gdzie } B(n) = \left[1 + \frac{1}{n} + \bar{c}^2 / \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2 \right]^{1/2} \quad (20)$$

$$k_D^{ULA2} = t(v, \alpha) * B(n) \qquad k_Q^{ULA2} = 3 * t(v, \alpha) * B(n)$$

Dla modelu kalibracyjnego $y=b_1*c$ (metody ULA1) odchylenie standardowe s z definicji danej wzorem (21) które dla t_0 ($c_0=0$) ulega dalszemu uproszczeniu.

$$s = s_{yx} \left[1 + \bar{c}_0^2 / \sum_{i=1}^n c_i^2 \right] = s_{yx} \quad (21)$$

Wartości sygnałów odpowiadające granicy wykrywalności i znaczości dla metody z jednym parametrem (ULA1) upraszczają się do zależności:

$$y_{LOD} = y_D = t(v, \alpha) s_{yx} \quad (22)$$

$$y_{LOQ} = y_Q = 3t(v, \alpha) s_{yx} \quad (23)$$

Biorąc pod uwagę jednoparametryczny model krzywej kalibracyjnej dla metody ULA1 w postaci :

$$y_{LOD} = y_D = b_1 * c_{LOD} \quad (24)$$

oraz

$$y_{LOQ} = y_Q = b_1 * c_{LOQ} \quad (25)$$

Wartości odpowiednich granic wykrywalności i oznaczalności w jednostkach stężenia obliczane są ze wzorów:

$$\text{LOD} = \frac{y_{\text{LOD}}}{b_1} = \frac{t(v, \alpha)s_{yx}}{b_1} = \frac{k_D^{\text{ULA1}}s_{yx}}{b_1} \quad (26)$$

$$\text{LOQ} = \frac{y_{\text{LOQ}}}{b_1} = \frac{3t(v, \alpha)s_{yx}}{b_1} = \frac{k_Q^{\text{ULA1}}s_{yx}}{b_1} \quad (27)$$

Gdzie wartość s_{yx} dla modelu jedno parametrycznego ($m=1$) wyznacza się na podstawie równania (28):

$$s_{yx} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad (28)$$

Podobnie jak standardowa metoda szacowania granicy oznaczalności (SA), również nowa metoda górnej granicy przedziału ufności krzywej kalibracyjnej (ULA, ang. Upper Limit Approach), oparta jest na założeniach:

1. metoda wykorzystuje rozkład t-Studenta, a wartość $3\sigma_b$ zastępowana jest przez wartości $t(v, \alpha)s_b$ dla liczby stopni swobody v i zadanego przedziału ufności w odróżnieniu od metody standardowej SA1, wykorzystanie rozkładu t-Studenta, pozwalana na obliczenia obu granic LOD i LOQ zarówno dla małej ilości pomiarów dla krzywej kalibracyjnej i tła $n < 30$ jak i dużych zbiorów danych kalibracyjnych,
2. metoda pozwala na wykorzystanie modelu liniowego z jednym $y = b_1 \cdot c$ (ULA1) lub dwoma parametrami $y = b_0 + b_1 \cdot c$, (ULA2),
3. obliczenia uwzględniają niepewność związaną z oszacowaniem parametrów (b_0, b_1) krzywej kalibracyjnej s_{b_0} i s_{b_1} .
4. dla krzywej kalibracyjnej zbudowanej z równoodległych punktów $\Delta c = \text{const}$, oszacowanie wartości LOD i LOQ upraszcza się do prostej operacji matematycznej z wykorzystaniem parametrów k_D^{ULA} i k_Q^{ULA} zestawionych w tablicach 1 i 2.

Przedstawione w niniejszym rozdziale metody szacowania wartości LOD i LOQ dla metod opartych o górną granice przedziału ufności są nieco bardziej zaawansowane obliczeniowo. W metodach ULA1 i ULA2 (w przypadku zachowania warunku (4) przy konstruowaniu krzywej kalibracyjnej), obliczanie obu granic można znacznie uprościć korzystając ze stabelaryzowanych wartości $t(v, \alpha)$ oraz współczynników $B(n)$.

Wyliczone współczynniki pozwalają łatwe obliczenie wartości LOD i LOQ w metodach ULA1 i ULA2.

W tym przypadku oszacowanie upraszcza się do prostej operacji matematycznej z wykorzystaniem parametrów k_D^{ULA} i k_Q^{ULA} zestawionych w tabelach 1 i 2 oraz danych modelu (parametr b_1) oraz odchylenia standardowego (s_{xy}) uzyskanych dla krzywej kalibracyjnej.

Wartości współczynników k_D^{ULA1} , k_Q^{ULA1} oraz k_D^{ULA2} , k_Q^{ULA2} obliczone dla przedziału ufności $100(1-\alpha)=99\%$ zestawiono w tablicach 1 i 2 (porównaj prace [9][10]).

W celu obliczenia rzeczywistych wartości granic oznaczalności i wykrywalności metali ciężkich przedstawionymi metodami SA i ULA, w części eksperymentalnej wykonano dwie serie pomiarowe dla śladowych ilości miedzi w metodzie płomieniowej spektrofotometrii absorpcyjnej (FAAS).

Tabela 1. Wartości współczynników k_D i k_Q dla metody jednoparametrycznej ULA1 oraz parametry pomocnicze $C(n)$ i $B(n)$

Table 1. Values of k_D and k_Q coefficients for ULA1 method and some auxiliary parameters $C(n)$ and $B(n)$

n	v v = n-1	ULA1 model $y=b_1c$; $t(v;\alpha)$; $v=n-1$; $\alpha=0,99$	
		$t(v;0,99) = k_D^{ULA1}$	k_Q^{ULA1}
2	1	31,821	95,463
3	2	6,965	20,895
4	3	4,541	13,623
5	4	3,747	11,241
6	5	3,365	10,095
7	6	3,143	9,429
8	7	2,998	8,994
9	8	2,897	8,691
10	9	2,821	8,463
11	10	2,764	8,292
12	11	2,718	8,154
13	12	2,681	8,043
14	13	2,65	7,95
15	14	2,624	7,872
16	15	2,602	7,806
17	16	2,583	7,749
18	17	2,567	7,701
19	18	2,552	7,656
20	19	2,539	7,617
21	20	2,528	7,584
22	21	2,518	7,554
23	22	2,508	7,524
24	23	2,5	7,5
25	24	2,492	7,476
26	25	2,485	7,455
27	26	2,479	7,437
28	27	2,473	7,419
29	28	2,467	7,401
30	29	2,457	7,371
32	31	2,449	7,347
34	33	2,441	7,323
36	35	2,435	7,305
38	37	2,429	7,287
40	39	2,326	6,978
∞	∞	2,326	6,978

*) n – liczba pomiarów dla tła i krzywej kalibracyjnej, v – liczba stopni swobody

Tabela 2. Wartości współczynników kD i kQ oraz parametry pomocnicze C(n) i B(n) dla metody ULA2

Table 2. Values of kD i kQ coefficients for ULA2 equidistant method and some auxiliary parameters C(n) i B(n)

n	C(n)	B(n)	ULA2 model $y=b_0+b_1c; t(v;\alpha); v=n-2; \alpha=0,99$			
			v	t(v;0,99)	k_D^{ULA2}	k_Q^{ULA2}
3	0,5	1,35401	1	31,821	43,08595	129,2579
4	0,45	1,30384	2	6,965	9,081246	27,24374
5	0,4	1,26491	3	4,541	5,743956	17,23187
6	0,35714	1,23443	4	3,747	4,625409	13,87623
7	0,32143	1,21008	5	3,365	4,071919	12,21576
8	0,29167	1,19024	6	3,143	3,740924	11,22277
9	0,26667	1,17379	7	2,998	3,519022	10,55707
10	0,24546	1,15994	8	2,897	3,360346	10,08104
11	0,22727	1,14812	9	2,821	3,238847	9,71654
12	0,21154	1,13792	10	2,764	3,145211	9,435633
13	0,1978	1,12904	11	2,718	3,068731	9,206192
14	0,18571	1,12122	12	2,681	3,005991	9,017972
15	0,175	1,1143	13	2,65	2,952895	8,858685
16	0,16544	1,10813	14	2,624	2,907733	8,723199
17	0,15686	1,10258	15	2,602	2,868913	8,606739
18	0,14912	1,09758	16	2,583	2,835049	8,505147
19	0,14211	1,09304	17	2,567	2,805834	8,417501
20	0,13571	1,08891	18	2,552	2,778898	8,336695
21	0,12987	1,08512	19	2,539	2,75512	8,265359
22	0,12451	1,08165	20	2,528	2,734411	8,203234
23	0,11957	1,07844	21	2,518	2,715512	8,146536
24	0,115	1,07548	22	2,508	2,697304	8,091912
25	0,11077	1,07274	23	2,5	2,68185	8,04555
26	0,10684	1,07019	24	2,492	2,666913	8,00074
27	0,10317	1,06781	25	2,485	2,653508	7,960524
28	0,09975	1,06558	26	2,479	2,641573	7,924718
29	0,09655	1,0635	27	2,473	2,630036	7,890107
30	0,09355	1,06155	28	2,467	2,618844	7,856532
32	0,08807	1,058	30	2,457	2,599506	7,798518
34	0,08319	1,0548	32	2,449	2,583205	7,749616
36	0,07883	1,052	34	2,441	2,567932	7,703796
38	0,0749	1,0494	36	2,435	2,555289	7,665867
40	0,07134	1,0471	38	2,429	2,543406	7,630218
∞	0	1	∞	2,326	2,326	6,978

*) $C(n) = \bar{c}^2 / \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2$; $B(n) = [1 + 1/n + C(n)]^{1/2}$

2. Część eksperymentalna

2.1. Materiały i zastosowana aparatura badawcza

Aparatura

badan wykorzystano dwuwiązkowy spektrofotometr AAS SensAA firmy GBC Scientific Equipment z korekcją tła (lampa deuterowa), lampą wielopierwiastkową z 6 katodami wnękowymi do oznaczeń Cu/Zn/Co/Pb/Cr. Oznaczenia przeprowadzono metodą płomieniową (FAAS) na spektrometrze wyposażonym w standardowy nebulizer, tytanowy palnik o długości szczeliny 100 mm i płomień o składzie acetylen – powietrze.

Parametry metody

- Prąd lampy: 3 mA,
- długość fali: 324 nm,
- szerokość szczeliny: 0,5 nm,
- korekcja tła: włączona,
- tryb pomiaru: wysokość pików,
- ilość powtórzeń: pomiaru: wynik jako średnia arytmetyczna z 3 pomiarów,
- liczba powtórzeń dla pojedynczego punktu krzywej kalibracyjnej: 10,
- rodzaj kalibracji: liniowa metodą najmniejszych kwadratów,
- czas próbkowania: 3s.

Ustawienie pozycji palnika, lampy, parametry metody i płomienia zostały zoptymalizowane dla uzyskania maksymalnej wartości absorbancji zalecanej przez producenta aparatury dla wzorca miedzi o stężeniu 5 ppm i pozostawały stałe dla przez cały czas analizy dla obu serii pomiarowych.

Odczynniki

Do analizy wykorzystano odczynniki analityczne posiadające certyfikat materiału referencyjnego z NIST w tym wzorzec miedzi czystości spektralnej - roztwór podstawowy o stężeniu 1000 mg Cu²⁺/L. Do przygotowania rozcieńczeń jako roztwory dodatkowe wykorzystano spektralnie czysty stężony HNO₃ (Supra Pure) i wodę dejonizowaną do oznaczeń ASA.

2.2. Zastosowana metodologia badawcza

Przygotowanie wzorców kalibracyjnych

W celu wykonania pomiarów dla krzywej kalibracyjnej przygotowano serię roztworów wzorcowych o stężeniach: 0,0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0 mg Cu/dm³. Wzorce kalibracyjne przygotowano przez rozcieńczanie wzorca podstawowego miedzi 1 g/ dm³. Jako roztwór podstawowy do pomiarów tła zastosowano 1% roztwór spektralnie czystego HNO₃ w wodzie dejonizowanej, który wykorzystany został do rozcieńczeń. Oznaczenia wykonano w szkle laboratoryjnym przygotowanym do oznaczeń śladów miedzi przemytym roztworem spektralnie czystego HNO₃ [10,11].

Opis procedury analitycznej

W celu oszacowania granic oznaczalności i wykrywalności miedzi w metodzie FAAS wykonano dwie serie pomiarowe dla roztworu podstawowego 1% HNO₃ spektralnie czystego oraz serie kalibracyjne dla roztworów wzorcowych w zakresie stężeń 0,2 – 1,0 mg Cu/dm³.

Dla oszacowania wartości LOD i LOQ dla metody standardowej wykonano serię pomiarów dla czystego 1% HNO₃ rejestrując n_b=52 wartości absorbancji dla próby zerowej (tła). Pomiarów dla krzywej kalibracyjnej wykonano dla serii pięciu roztworów wzorców o wzrastających stężeniach: 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0 mg/dm³. Zbiór danych kalibracyjnych składał się z dziesięciu powtórzeń dla każdego punktu kalibracyjnego. Dla całej serii pomiarowej wykonano łącznie n_b+n_k=52+5*9=97 pomiarów.

Dla oszacowania wartości LOD i LOQ dla metody zaawansowanej (ULA – Upper limit approach) wykonano serię pomiarową dla tła oraz dla serii pięciu roztworów wzorców o wzrastających stężeniach: 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0 mg/dm³. Liczba powtórzeń była jednakowa dla roztworu podstawowego 1% HNO₃ (pomiarów tła) (n_b=10) jak i dla każdego z punktów na krzywej kalibracyjnej. Dla całej serii pomiarowej wykonano łącznie n_b+n_k=9+5*9=54 pomiary.

Wyniki zapisano na dysku twardym przyrządu w celu dalszego przetworzenia za pomocą oprogramowania statystycznego.

2.3. Obliczenia wartości granic wykrywalności (LOD) i oznaczalności (LOQ) dla metody standardowej SA i metod wykorzystujących przedział ufności dla modelu kalibracyjnego

W metodzie płomieniowej spektrofotometrii absorpcyjnej (FAAS) w szerokim zakresie dopuszczalnym przez metodę dla miedzi 0,1 ppm-10 ppm zależność kalibracyjna zwykle przyjmuje postać nieliniową $A=1/(b_0+b_1*c)$. Testy statystyczne przeprowadzone dla krzywej kalibracyjnej wyznaczonej w ograniczonym zakresie stężeń pierwiastka (0,0-1,0 mg/L) wykazują, że adekwatnym modelem jest funkcja liniowa w postaci: $A=b_0+b_1*c$.

Obliczenia dla metody standardowej SA1 opierały się na wynikach otrzymanych dla pierwszej serii pomiarowej. Po obliczeniu wartości średniej sygnału analitycznego dla tła \bar{y}_b oraz odchylenia standardowego próby zerowej s_b , dokonano korekcji wartości wszystkich punktów pomiarowych w zbiorze danych o wartość \bar{y}_b .

W wyniku analiza dla pierwszej serii pomiarowej otrzymano model liniowy w postaci:

$$\text{Model krzywej kalibracyjnej SA1} \quad A=0,08569 *c$$

$$\text{Współczynnik determinacji} \quad R^2= 0,999$$

Krzywa kalibracyjna dla modelu SA1 oraz dane wykorzystane do obliczeń zostały graficznie przedstawione na rycinie 3.

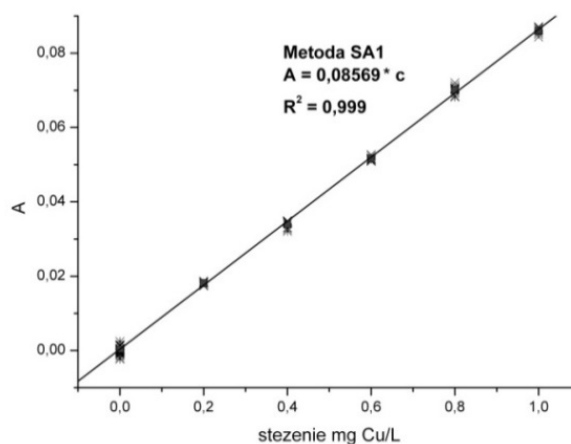
Rys. 3. Wykres dla modelu kalibracyjnego $Abs=b_1*c$ (metoda SA1)

Fig. 3. Series of experimental points for SA1 method and $Abs=b_1*c$ calibration curve for this method

Parametr krzywej kalibracyjnej b_1 oraz wartość odchylenia standardowego dla ślepej próby s_b pozwoliły oszacować wartości LOD i LOQ dla metody standardowej SA1. Wyniki obliczeń zestawiono w tabelicy 3.

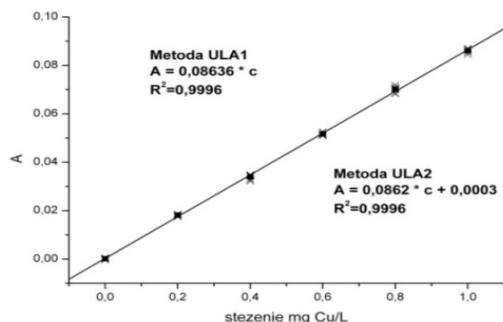
Obliczenia dla metody ULA1 i ULA2 zostały przeprowadzone dla drugiego mniej licznego zbioru danych składającego się z 9 powtórzeń pomiarów dla 6 punktów kalibracyjnych (pomiar dla tła włączono do zbioru jako dane kalibracyjne). Podobnie jak w metodzie standardowej wykonano analizę regresji liniowej metodą najmniejszych kwadratów korzystając z prostego modelu $A=b_1*c$ w przypadku metody ULA1 oraz pełnego modelu kalibracyjnego z dwoma parametrami $A=b_0+b_1*c$ dla metody ULA2.

Wyniki analizy serii pomiarowej dla obu metod przedstawiają równania:

$$\text{Model krzywej kalibracyjnej ULA1} \quad A = 0,08636*c \quad R^2 = 0,9996$$

$$\text{Model krzywej kalibracyjnej ULA2} \quad A = 0,0862*c + 0,0003 \quad R^2 = 0,9996$$

Krzywa kalibracyjna dla modelu ULA1 i ULA2 oraz dane wykorzystane do obliczeń zostały graficznie przedstawione na rysunku 4.



Rys. 4. Wykresy dla modelu kalibracyjnego (metoda ULA)

Fig. 4. Series of experimental points for ULA methods and calibration curves for these methods

Parametr y modelu oraz wartości odchylenia standardowego dla krzywych kalibracyjnych s_{xy} dla obu metod oraz obliczone wartości LOD i LOQ zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Porównanie obliczonych wartości granic wykrywalności (LOD) i oznaczalności (LOQ) miedzi w metodzie FAAS dla procedury metody standardowej SA i metod wykorzystujących przedział ufności dla modelu kalibracyjnego $y=b_1c$ (ULA1) oraz modelu $y=b_0+b_1c$ (ULA2)

Table 3. Determination of copper by FAAS method - comparison of results of the LOD and LOQ values obtained for standard (SA1) and upper limit ULA1 and ULA2 approaches

Metoda standardowa		Metoda górnej granicy przedziału ufności krzywej kalibracyjnej			
SA1, $y=b_1*c$		ULA1, $y=b_1*c$		ULA2, $y=b_0+b_1*c$	
n_b	52	n_b	9	n_b	9
n_k	45	n_k	45	n_k	45
n_t	97	n_t	54	n_t	54
\bar{y}_b		$v = n_t - 1$	53	$v = n_t - 2$	52
s_b	0,00084	S_{xy}	0,000995	S_{xy}	0,0011
$3 s_b$	0,0025	$t(v, 0.99)$	—	$t(v, 0.99)$	2,34
$10 s_b$	0,0084	$B(n)$	—	$B(n)$	1,0
b_0	—	b_0	—	b_0	0,0003
b_1	0,08569	b_1	0,08636	b_1	0,0862
LOD=	0,029 mg/L	LOD=	0,027	LOD=	0,031
LOQ=	0,097 mg/L	LOQ=	0,081	LOQ=	0,092

^{*)} objaśnienie: n_b – ilość pomiarów dla ślepej próby, n_t - całkowita ilość pomiarów dla tła (n_b) oraz pomiarów dla wzorców (n_k) wykorzystywanych do obliczeń, \bar{y}_b - średnia z wyników dla tła (SA1), s_b - odchylenie standardowe wyników pomiaru sygnału analitycznego dla tła, s_{xy} - odchylenie standardowe dla wszystkich punktów pomiarowych dla danych kalibracyjnych, v - liczba stopni swobody, $t(v, 0.99)$ - Wartości krytyczne z rozkładu t-Studenta dla poziomu ufności 0,99 (tablica 1), $B(n)$ - współczynnik obliczeniowy dla metody ULA2, b_0 , b_1 - parametry krzywej kalibracyjnej $y=b_0+b_1*C$

3. Podsumowanie i dyskusja wyników

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki oszacowania granic wykrywalności i oznaczalności miedzi w metodzie FAAS dla nowych metod statystycznych wykorzystujących przedział ufności krzywej kalibracyjnej zalecanych przez organizacje normalizacyjne IUPAC i ACS. Uzyskane wyniki porównano z obliczeniami dla standardowej metody szacowania LOD i LOQ. Z porównania wyników zestawionych w tabelicy 3, uzyskiwanych dla różnych metodologii wynika, że we wszystkich metodach uzyskuje się zbliżone wyniki granicy wykrywalności LOD na poziomie 30 µg/L oraz granicy oznaczalności LOQ w zakresie 80-100 µg/L.

Należy również zaznaczyć, że nowe metody ULA1 i ULA2 są znacznie wygodniejsze do zastosowania w rutynowej praktyce laboratoryjnej, ponieważ pozwalają uzyskać zbliżone wartości LOD i LOQ dla znacznie mniejszej liczby punktów pomiarowych, niż w metodzie standardowej. Wyniki obliczeń przeprowadzonych metodą SA dla mniej licznego zbioru danych wykazały wyraźnie zaniżone wartości LOD i LOQ na poziomie odpowiednio 12,4 µg/L i 24,7 µg/L w stosunku do wartości rzeczywistych.

Literatura

- [1] Mc Naught A.D, Wilkinson A.: IUPAC Compendium of Chemical Technology Blackwell Science 1997.
- [2] IUPAC, ANALYTICAL CHEMISTRY DIVISION: Nomenclature, symbol, units and their usage in spectrochemical analysis. II. Data interpretation. Spectrochim. Acta, 33 B, 1978, s. 241-246.
- [3] Currie L. A.: Nomenclature in evaluation of analytical methods including detection and quantification capabilities. IUPAC Recommendations 1995. Pure Appl.Chem., 67, 1995, s. 1699-1723.
- [4] ACS Committee of Environmental Improvement: Guidelines for Data Acquisition and Data Quality Evaluation in Environmental Chemistry. Anal. Chem., 52, 1980, s. 2242-2249.
- [5] Massart D.L., Vandeginste B.G.M., Deming S.N., Micotte Y., Kaufman L.: Chemometrics: a Textbook. Elsevier, Amsterdam, 1988, s. 86-91; s. 113-114.
- [6] Kaiser H.: Quantitation in Elemental Analysis, Anal. Chem. , 42, 2, s. 24A-38A.
- [7] Kaiser H.: Quantitation in Elemental Analysis (Part II), Anal. Chem. , 42, 4, s. 26A-58A.
- [8] Mocak J., Bond A. M., Mitchell S., Schollary G.: A Statistical Overview of Standard (IUPAC and ACS) and New Procedures for Determining the Limits of Detection and Quantification: Application to Voltammetric and Stripping Techniques. Pure Appl. Chem., 69, 1997, s. 297-328.
- [9] Mocak J., Varga S., Polak P., Gergely S., Izak J.: Calibration – Some newer chemometrical aspects in instrumental analysis. Wissenschaftliche Zeitsch.,32, 1990, s. 43-49.

- [10] Polska Norma PN-Z-04106-3:2002, Ochrona czystości powietrza. Badania zawartości miedzi i jej związków. Oznaczanie dymów i pyłów miedzi i jej związków na stanowiskach pracy metodą płomieniową absorpcyjnej spektrometrii atomowej.
- [11] Polska Norma PN-79/Z-04106/02, Ochrona czystości powietrza. Badania zawartości miedzi i jej związków. Oznaczanie miedzi i jej związków na stanowiskach pracy metodą absorpcyjnej spektrometrii atomowej.

APPLICATION OF UPPER CONFIDENCE BAND OF A CALIBRATION CURVE FOR ESTIMATION OF LIMIT OF DETECTION AND QUANTIFICATION OF COPPER IN FAAS METHOD

Summary

In this paper new procedures for estimation of limit of detection and quantification recommended by IUPAC and ACS have been applied for determination of copper in FAAS method. In introduction, the theoretical background for standard statistical methods for LOD and LOQ calculation as well as new methods based on upper limit approach has been described. In order to compare presented procedures for calculation of limit of detection and quantification a series of FAAS experimental data for copper in range of 0-1 ppm have been recorded and analyzed. Presented calculations for experimental data according to both presented procedures gave similar results on level of 30 $\mu\text{g Cu/L}$ (LOD) and 80-100 $\mu\text{g Cu/L}$ (LOQ). Experimental results obtained are similar to levels reported in AAS literature.

Keywords: limit of detection, LOD, limit of quantification, LOQ, flame atomic absorption spectrometry, trace determination of copper

Przesłano do redakcji: 30.05.2015r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015r.

DOI: 10.7862/rb.2015.100

Ryszarda IWANEJKO¹

ANALIZA USZKADZALNOŚCI SIECI WODOCIĄGOWYCH DWÓCH WYBRANYCH MIAST POLSKI POŁUDNIOWEJ

W artykule przeprowadzono analizę niezawodnościową sieci wodociągowych dwóch wybranych miast położonych w południowo-wschodnim rejonie Polski. Niedaleko siebie leżące miasta oznaczone symbolami A i B należą o grupy miast średnich. Ich liczby ludności mieszczą się bowiem w zakresie od 10 do 20 tysięcy mieszkańców. Przedsiębiorstwa wodociągowe tych miast eksploatują sieci wodociągowe o różnych długościach oraz różnej strukturze materiałowej i wiekowej. Służby eksploatacyjne wodociągów obu miast rejestrują awarie w podobny, tradycyjny sposób. W artykule prowadzono analizy dla lat 2005-2012. Najpierw dla każdego z miast przeanalizowano bilans wody. Następnie przeprowadzono wieloaspektową analizę uszkodzeń sieci (mi.in. ze względu na czas, miejsce ich występowania, rodzaj sieci, materiał przewodu, przyczynę i typ uszkodzenia, czas trwania naprawy). Wyznaczono wskaźniki uszkodzalności sieci (również w różnych aspektach). Pomimo, że pewne cechy miast A i B są podobne, to jednak charakterystyki uszkodzalności ich sieci wodociągowych bardzo się różnią. W mieście B przeciętnie w ciągu roku odnotowywano ponad 9-cio krotnie więcej awarii sieci niż w mieście A. Same wartości uszkodzalności λ_0 nie stanowiły jeszcze wystarczającej podstawy do stwierdzenia, że sieć wodociągowa miasta B jest w dużo gorszym stanie. Dodatkowo porównano wartości jednostkowych strat wody w sieci. Przeprowadzono też wnikliwą analizę baz danych zawierających informacje o awariach w miastach A i B. W rezultacie stwierdzono odmienne, skrajnie różne, zasady rejestrowania awarii w obu miastach. Przeprowadzone analizy wskazują na celowość wprowadzenia pewnych jednolitych zasad rejestrowania awarii. Taka standaryzacja pozwoliłaby na bardziej obiektywną i wiarygodną ocenę stanu sieci wodociągowej.

Słowa kluczowe: sieć wodociągowa, awarie, uszkodzalność, wskaźniki

1. Krótka charakterystyka wybranych miast

Z terenu Polski południowej wybrano dwa miasta, które w dalszej części będą oznaczane symbolami A i B. Miasta położone są w województwie małopolskim, w podobnym terenie i oddalone są od siebie nie więcej niż o 50 km.

¹ Ryszarda Iwanejko, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 6282552, riw@vistula.wis.pk.edu.pl

Liczby ludności w obu miastach są zbliżone i w ciągu ostatnich lat uległy podobnej zmianie (wahania do 0,5% w stosunku do roku poprzedniego). Miasto A na koniec 2012 roku liczyło 11,2 tys. stałych mieszkańców [7]. Ze względu na walory miasta A, czasowo przebywa tam wiele turystów, wczasowiczów i kuracjuszy. Szacuje się, że łącznie z noclegów w A rocznie korzysta dodatkowo ok. 120 tys. osób. Natomiast miasto B z końcem 2012 liczyło 15,2 tys. mieszkańców [9]. W mieście A istnieje niewiele drobnych i nieuciążliwych zakładów przemysłowych, a w mieście B istnieją nieliczne zakłady przemysłu lekkiego.

2. Systemy wodociągowe wybranych miast

2.1. Podsystemy dostawy wody

W mieście A produkcja wody oparta jest na dwóch ujęciach powierzchniowych. Dodatkowo działają źródła wód podziemnych i studnie głębinowe. Średni pobór wody wynosi ok. 4000 m³/d. Istniejąca duża nadwyżka możliwości produkcyjnych, przekraczająca 50% $Q_{d \max}$, wynika z zasobności obszaru oraz z konieczności zapewnienia dostawy dobrej wody nie tylko dla mieszkańców, lecz również dla odwiedzających miasto gości. Woda przeznaczona do zasilania wodociągu magazynowana jest w zbiornikach o łącznej pojemności prawie 1 700 m³ [6].

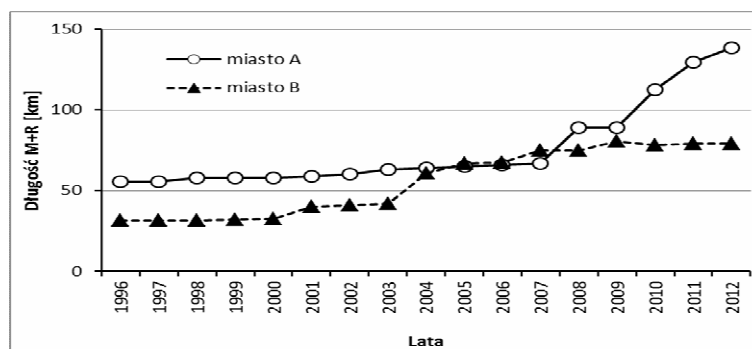
Miasto B posiada tylko jedno źródło wody na pobliskiej rzece. Średnia produkcja wody aktualnie kształtuje się na poziomie ok. 2400 m³/d. Ponieważ obszar zasilania w wodę charakteryzuje się dużym zróżnicowaniem terenu, utworzone zostały trzy strefy ciśnienia, do których woda jest dostarczana poprzez trzy pompownie wody uzdatnionej. W systemie wodociągowym istnieją 3 zbiorniki. Pierwszy to zbiornik wody surowej o pojemności 1500 m³, który pełni rolę osadnika, a w czasie wyłączenia źródła wody, może stanowić rezerwę na ok. 5 godzin. Dwa pozostałe zbiorniki to zlokalizowane na terenie miasta zbiorniki wody uzdatnionej pełniące rolę zbiorników wyrównawczych. Ich łączna pojemność wynosi 900 m³ [3].

2.2. Podsystemy dystrybucji wody

Zgodnie z „Ustawą o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę” sieć wodociągową stanowią przewody magistralne (M) i rozdzielcze (R). Choć przyłącza (P) nie wchodzi w skład sieci wodociągowej, to jednak uwzględnianie ich w analizach pracy i uszkodzalności sieci jest uzasadnione, a nawet konieczne.

Rozbudowa sieci wodociągowej miasta A na większą skalę została zapoczątkowana w latach 50-tych ubiegłego wieku. Większe modernizacje sieci zostały przeprowadzone w latach 2006-2012 (rys.1). Długość przewodów magistralnych w roku 2012 osiągnęła 18,8 km a rozdzielczych 119,7 km. Od roku 2007 daje się zauważyć stały przyrost łącznej długości tych przewodów. Wskutek rozbudowy i modernizacji sieci, łączna długość przyłączy (P) jest trudna do

określenia. Wiadomo jedynie, że w roku 2012 liczba przyłączy wyniosła 2458. Również nie do końca rozpoznana jest struktura materiałowa sieci. Eksploatator ocenia, że sieć magistralna w ok. 50% jest wykonana z żeliwa, w 40% ze stali w a 10% z PE. Sieć rozdzielcza w ok. 50% jest z żeliwa, w 30% z PE, w 10% ze stali i w 10% z PCW. Przyłącza w ok. 50% są ze stali, w 40% z PE i w 10% z żeliwa. Również częściowo rozpoznana jest struktura wiekowa sieci. Najwięcej jest przewodów nowych nie przekraczających 10 lat co stanowi prawie 56% długości sieci. Ocenia się, że w wieku powyżej 15 lat jest 40% długości wszystkich przewodów. W sieci występują przewody o średnicy do 400 mm. Miejska sieć wodociągowa składa się z sześciu pierścieni obejmujących centrum miasta i sieci promienistej występującej na jego obrzeżach [6].



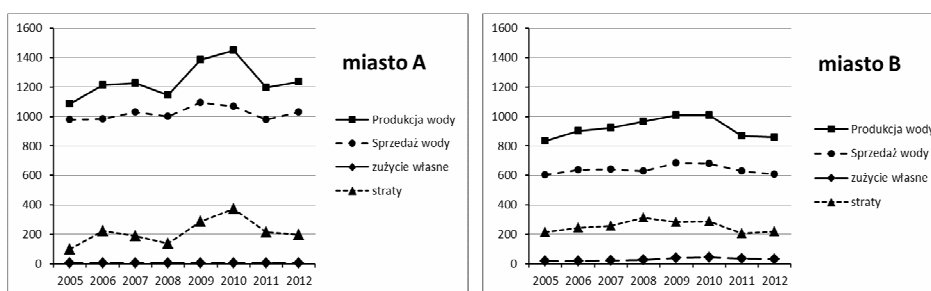
Rys. 1. Zmiany długości przewodów magistralnych i rozdzielczych w miastach A i B

Fig. 1. Changes in lengths of water mains and distribution lines in the cities A and B

W mieście B w roku 2012 cała sieć wodociągowa wraz z przyłączami osiągnęła długość 126,8 km. Od roku 2005 przybyło ok. 19,6 km przewodów. Obecnie przewody magistralne (M) mają długość 11 km, rozdzielcze (R) 68,3 km a podłączenia (P) 47,5 km. W roku 2012 wszystkich przyłączy było 2504 sztuk. Przewodów magistralnych i rozdzielczych łącznie jest o 59,2 km mniej niż w mieście A. Struktura materiałowa przewodów wodociągowych jest rozpoznana tylko częściowo. Ocenia się, że przewody żeliwne o długości ok. 20,5 km stanowią 25,9% długości sieci wodociągowej, stalowe – 17,2% (13,6 km), przewody z PE – 32,4% (25,7 km), z PCW – 19,7% (15,6 km) a azbestocementowe zaledwie 0,4% (0,3 km). Nieznany jest materiał ok. 4,5% długości sieci (1,4 km). Przyłącza są wykonane z PE, PCW i stali, jednak nie jest bliżej znany procentowy rozkład tych materiałów. Szacuje się, że ok. 48% sieci wodociągowej liczy nie więcej niż 10 lat. Jest to sieć mieszana pierścieniowo-promienista. Największą średnicą jest 273 mm [3].

3. Składowe bilansu wody

Liczba stałych mieszkańców miasta A jest niższa od liczby mieszkańców miasta B o 4 tys. osób, co stanowi ok. 26% ludności B. Jednak ze względu na duże turystyczne, wypoczynkowe i uzdrowiskowe walory miasta A, a stąd ze względu na praktycznie całoroczne zainteresowania pobytem w tym mieście, zapotrzebowanie na wodę jest tam znacznie wyższe niż zapotrzebowanie na wodę w mieście B. Przykładowo w roku 2012 produkcja wody dla A była o ok. 44% wyższa niż produkcja wody dla miasta B.



Rys. 2. Graficzne przedstawienie składowych rocznych bilansów wody dla miast A i B

Fig. 2. Components of the annual water balances in the cities A and B

Wszystkie składowe bilansów wody dla miast A i B przedstawiono na rys.2, przy czym dla lepszej wizualnej oceny zachowano tę samą skalę. Dla obu miast dają się zauważyć podobne wahania produkcji i zużycia wody. Można powiedzieć, że do roku 2010 była rosnąca tendencja produkcji wody. W roku 2011 nastąpił znaczny spadek produkcji wody w stosunku do roku poprzedniego: w mieście A o ok. 17,3% a w mieście B o ok. 13,9%. Spadek produkcji wody wynika przede wszystkim ze spadku zapotrzebowania na wodę.

W mieście A w roku 2012 ok. 83,4% ilości produkowanej wody zostało sprzedanej, jedynie 0,6% produkowanej wody wodociągi zużyły na cele własne (np. płukanie sieci), a ok. 16% stanowiła woda niedochodowa, czyli tzw. straty wody w sieci. Prawie 41,3% sprzedawanej wody zużywają gospodarstwa domowe, zaledwie 11,6% zużywa drobny przemysł a 39,3% jest zużywane na tzw. cele inne (np. usługi hotelarskie, sanatoryjne) [6].

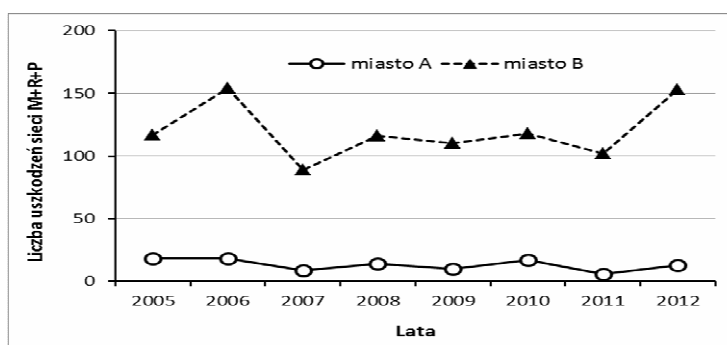
W mieście B w roku 2012 sprzedano ok. 70,9% ilości produkowanej wody. Na cele własne wodociągi zużyły wody 3,8%, a straty wody w sieci osiągnęły poziom ok. 25,3%. Gospodarstwa domowe zużywają 56,8% sprzedawanej ilości wody, przemysł ok. 22% a 21,2% sprzedawanej wody jest zużywanej na cele inne (cele komunalne, placówki oświaty, instytuty, urzędy itp.) [3].

4. Awarie sieci wodociągowych

W obu miastach zgłaszane awarie ewidencjonowane są w sposób tradycyjny tj. w postaci ręcznych wpisów w przeznaczonych do tego celu rejestrach prowadzonych odrębnie dla każdego roku. W rejestrze najczęściej są notowane: data, ulica, materiał, średnica, rodzaju przewodu, miejsce, przyczyna i sposób jej usunięcia oraz ekipa dokonująca naprawy. Sporządzany jest również odrębny szkic sytuacyjny lub dołączane są zdjęcia. Przeprowadzenie analizy awarii przewodów wodociągowych wymagało utworzenia elektronicznej bazy danych w EXCELU [3,6].

Poniżej przedstawiono wybrane fragmenty analiz uszkodzeń przewodów wodociągowych miast A i B przeprowadzonych z uwzględnieniem zmienności w czasie, miejsca i przyczyny występowania awarii.

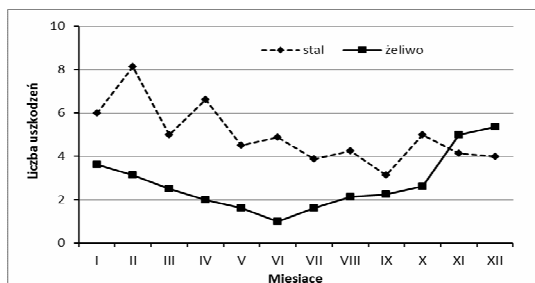
W latach 2005-2012 w miastach A i B zanotowano łącznie odpowiednio 107 i 986 uszkodzeń sieci wodociągowych. Pomimo, że sieć wodociągowa miasta B jest krótsza niż miasta A, to liczba awarii w B jest nieproporcjonalnie większa niż w A (rys.3). W mieście A liczba awarii w latach 2005-2012 nie przekraczała 20 w ciągu roku. Liczba awarii w mieście B wahała się od 92 do 161, a średnia liczba wyniosła 123,25.



Rys.3. Liczby awarii sieci wodociągowej i przyłączy w okresie 2005-2012 w miastach A i B

Fig. 3. Failures of water supply systems and connections in the cities A and B, the years 2005-2012

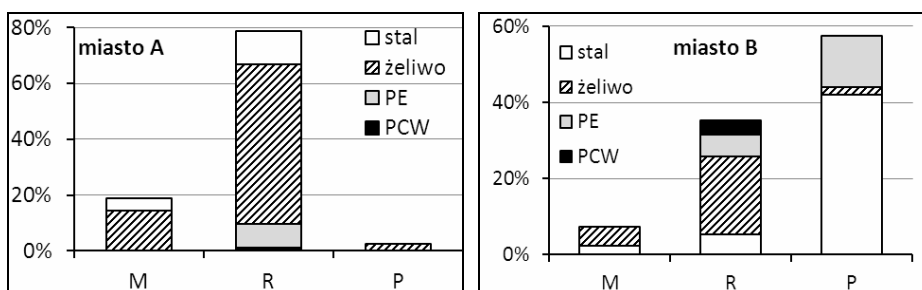
W mieście A w ciągu miesiąca występowała przeciętnie jedna awaria, a w mieście B przeciętnie 10 awarii, przy czym w okresie letnim awarii było prawie dwukrotnie mniej niż w okresie zimowym. W mieście B stwierdzono wyraźny wpływ pory roku na uszkodzenia przewodów żeliwnych i stalowych (rys. 4) oraz brak wpływu pory roku na powstawanie uszkodzeń na przewodach sztucznych (PCW, PE). Przewody żeliwne uszkadzały się późną jesienią, zimą i na wiosnę. W miesiącach listopad i grudzień występowało prawie 5-cio krotnie więcej awarii przewodów żeliwnych niż w miesiącu czerwcu. Przewody stalowe najrzadziej uszkadzały się w okresie od maja do sierpnia.



Rys. 4. Średnie miesięczne liczby awarii przewodów żeliwnych i stalowych w mieście B

Fig. 4. Average monthly failures of steel and cast iron pipes in the city B

W mieście A w latach 2005-2012 uszkodzeniu najczęściej ulegały przewody sieci rozdzielczej (~76% uszkodzeń) i przewody sieci magistralnej (~18%) (rys.5). Uszkodzenia połączeń stanowiły zaledwie 3% wszystkich uszkodzeń, hydrantów ok 1%, a w 2% przypadków zapisy w rejestrach danych nie pozwalały na jednoznaczną identyfikację miejsca awarii. Najwięcej uszkodzeń wystąpiło na przewodach żeliwnych (ok. 68,5% wszystkich awarii). Prawie czterokrotnie mniej uszkodzeń (ok. 17,9%) wystąpiło na przewodach stalowych. Na przewodach z PE i PCW wystąpiło niewiele uszkodzeń (odpowiednio ok. 8,3% i 1,1%). Dla części awarii (ok. 3,7%) nie określono materiału przewodu.



Rys. 5. Procentowy rozkład liczby uszkodzeń z równoczesnym uwzględnianiem rodzaju i materiału przewodu w miastach A i B

Fig. 5. Percentage distribution of failures for different pipes and pipe materials in the cities A and B

W mieście B dominującym miejscem występowania awarii były przede wszystkim przyłącza wodociągowe. Na przyłączach wystąpiło aż 57,3% wszystkich awarii, z czego zdecydowana większość wystąpiła na przewodach stalowych (rys.5). Najczęściej uszkodzenia przyłączy spowodowane były zamarznięciami i występowały w miesiącach zimowych i wiosennych (od grudnia do kwietnia). Na sieci rozdzielczej wydarzyło się ok. 35,4% wszystkich awarii, z czego większość na przewodach żeliwnych. Na przewodach magistralnych wydarzyło się

7,3% awarii. Na przewodach o średnicy do 150 mm wystąpiło ok. 91,5% wszystkich uszkodzeń. Uszkodzenia najczęściej występowały na przewodach stalowych (ok. 49,7% wszystkich uszkodzeń sieci), żeliwnych (27,5%) i PE (19,1%). Najmniej uszkodzeń odnotowano na przewodach z PCW (3,7%).

Najczęstszą przyczyną uszkodzenia wszystkich przewodów w mieście A były pęknięcia (ok. 40% wszystkich uszkodzeń), wypchnięcia (ok. 21%) i nieuszczelnienia (ok. 20%). W przypadku rur żeliwnych najczęstszą przyczyną były pęknięcia (prawie 40% uszkodzeń przewodów żeliwnych), nieuszczelnienia (24,6%) oraz wypchnięcia uszczelnienia (24,5%). Dla przewodów stalowych najczęstszymi przyczynami awarii były korozja (39,3%) i pęknięcia (24,5%). Przewody z PE najczęściej ulegały pęknięciom (75%) i uszkodzeniom mechanicznym (18,8%).

Najczęstszą przyczyną uszkodzenia wszystkich przewodów w mieście B było zużycie (ok. 22% wszystkich uszkodzeń), korozja (21,7%), pęknięcia (15,3%) i zamarznięcia (13,8%). Najczęstszą przyczyną niesprawności przewodów stalowych była korozja, powodująca 38% awarii tych przewodów oraz zamarznięcia (23%). Przyczyną uszkodzeń przewodów żeliwnych w ok. 46% było zużycie, w 30% złamania a w 11% pęknięcia. Przewody z PE podlegały pęknięciom (38,2%), zamarznięciom (ok. 14%) i uszkodzeniom mechanicznym (11,5%).

5. Uszkodzalność przewodów wodociągowych

Do oceny stanu technicznego przewodów wodociągowych wykorzystuje się wskaźnik λ_0 zwany uszkodzalnością, awaryjnością lub jednostkową intensywnością uszkodzeń. Wyznacza się go jako

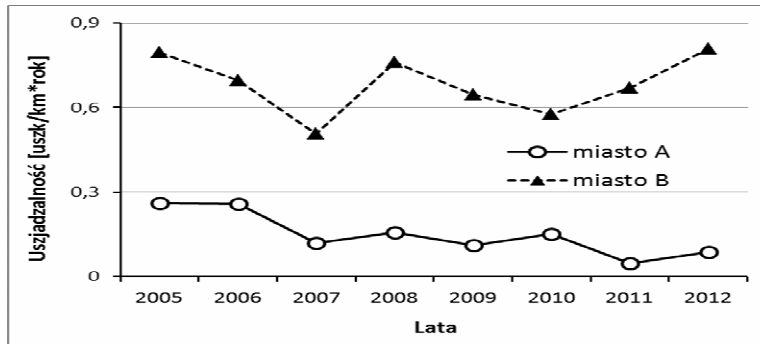
$$\lambda_0 = \frac{u}{L \cdot \Delta t} \quad (1)$$

gdzie u – liczba uszkodzeń przewodów zaistniałych na długości L w czasie Δt . W krajach Europy zachodniej najczęściej przyjmuje się, że przekroczenie wartości $\lambda_0=1$ [uszk/km-rok] powinno kwalifikować przewód do odnowy. Istnieje też ostrzejsze kryterium: $\lambda_0=0,5$ [uszk/km-rok] [2]. Dla przyłączy przyjmuje się, że liczba 3-4 uszkodzeń w ciągu roku na 1000 przyłączy (U) jest stanem normalnym [7]. Dla warunków polskich zostały zaproponowane wartości graniczne zależne od rodzaju przewodu [4]:

- dla sieci magistralnych (M) $\lambda_0 \leq 0,3$ [uszk/km · rok],
- dla sieci rozdzielczej (R) $\lambda_0 \leq 0,5$ [uszk/km · rok],
- dla podłączeń domowych (P) $\lambda_0 \leq 1,0$ [uszk/km · rok].

Poniżej dla miast A i B wyznaczono uszkodzalność przewodów ze względu na ich rodzaj, materiał oraz lokalizację.

Wyznaczone uszkodzalności magistralnych i rozdzielczych przewodów wodociągowych dla miast A i B różnią się znacznie. Łączna uszkodzalność przewodów magistralnych i rozdzielczych (M+R) miasta B w dwóch ostatnich



Rys. 6. Uszkodzalności przewodów magistralnych i rozdzielczych miast A i B

Fig. 6. Failure rates for water mains and distribution lines in the cities A and B

latach była o rząd wyższa niż w mieście A (rys.6). Co więcej, można by mówić o wzrostowej tendencji uszkodzalności w mieście B od roku 2010. Dla miasta A można mówić o niewielkiej tendencji spadkowej uszkodzalności w całym okresie 2005-2012.

Dla miasta A i dla lat 2005-2012 średnia uszkodzalność przewodów magistralnych wyniosła $\lambda_0(A;M) \approx 0,14$ [uszk/km-rok], a przewodów rozdzielczych $\lambda_0(A;R) \approx 0,16$ [uszk/km-rok]. Ponieważ nie można było określić długości przyłączy w A, więc nie można było wyznaczyć uszkodzalności dla tej grupy przewodów. Wyznaczono jedynie liczbę uszkodzeń przyłączy w odniesieniu do 1000 sztuk przyłączy. Dla roku 2012 wyniosła ona $U(A) = 1/2458 = 0,401$ [uszk/1000P]. Jak widać, jest to wartość bardzo niska.

Dla miasta B i dla tego samego okresu czasu wyznaczone średnie uszkodzalności przewodów, w zależności od ich funkcji wyniosły: dla przewodów magistralnych $\lambda_0(B;M) \approx 0,8$ [uszk/km-rok], dla rozdzielczych $\lambda_0(B;R) \approx 0,66$ [uszk/km-rok] a dla podłączeń $\lambda_0(B;P) \approx 1,6$ [uszk/km-rok]. Uzyskane wartości znacznie przekraczają podane wyżej wartości wskazywane w literaturze [4] jako dopuszczalne. Dla roku 2012 liczba uszkodzeń przyłączy odniesiona do 1000 sztuk przyłączy wyniosła $U(B) = 89/2445 = 36,4$ [uszk/1000P]. Jak widać, przekracza ona normalną liczbę uszkodzeń o rząd wielkości.

Kolejnym krokiem była analiza uszkodzalności przewodów ze względu na materiał, z którego zostały one wykonane. Ze względu na brak pełnej informacji o strukturze materiałowej obu sieci w całym okresie czasu, taką analizę przeprowadzono tylko dla roku 2012. Dla miasta A uszkodzalność przewodów żeliwnych magistralnych i rozdzielczych łącznie wyniosła $\lambda_0(A;M+R;żel) \approx 0,13$ [uszk/km-rok] a dla stalowych $\lambda_0(A;M+R;stal) \approx 0,1$ [uszk/km-rok].

Dla miasta B dla roku 2012 wyznaczono uszkodzalności i uzyskano analogiczne wyniki jedynie dla przewodów magistralnych i rozdzielczych $\lambda_0(B;M+R;żel) \approx 1,5$ [uszk/km-rok] oraz $\lambda_0(B;M+R;stal) \approx 0,67$ [uszk/km-rok]. Natomiast dla wszystkich przewodów łącznie (M+R+P) uzyskano: dla przewo-

dów żeliwnych $\lambda_0(\text{B};\text{M}+\text{R}+\text{P};\text{żel})\approx 1,62$ [uszk/km·rok], dla stalowych $\lambda_0(\text{B};\text{M}+\text{R}+\text{P};\text{stal})\approx 4,38$ [uszk/km·rok] a dla PCW $\lambda_0(\text{B};\text{M}+\text{R}+\text{P};\text{PCW})\approx 0,28$ [uszk/km·rok]. Uszkodzalności przewodów wykonanych z pozostałych materiałów były zbliżone do $\lambda_0\approx 1$ [uszk/km·rok]. Otrzymane wartości mogą świadczyć o bardzo złym stanie sieci wodociągowej miasta B. Porównując wartości uszkodzalności przewodów żeliwnych wyznaczonych jedynie dla sieci (M+R+P) można wnioskować o bardzo wysokiej uszkodzalności stalowych przyłączy.

W mieście A najwięcej awarii wystąpiło na ulicy oznaczonej jako X. Było to 21 awarii, czyli prawie 19,7% wszystkich awarii. Jednak ze względu na znaczną długość tej ulicy uzyskano $\lambda_0(\text{A};\text{X})\approx 0,3$ [uszk/km·rok]. Uszkodzalności przewodów ułożonych wzdłuż innych ulic również nie są wysokie.

W mieście B aż 101 awarii, czyli prawie 10,5% wszystkich awarii, wystąpiło na jednej z ulic oznaczonej dalej jako ulica Y, z czego zdecydowana większość na przyłączach (42 awarie) i przewodach rozdzielczych (42 awarie) a 18 na magistrali. Ekstremalną liczbę 8 awarii sieci zanotowano tam w listopadzie 2011 roku. Uwzględniając liczbę awarii i długość ulicy wyznaczono wskaźnik uszkodzalności i uzyskano $\lambda_0(\text{B};\text{Y})=6,28$ [uszk/km·rok]. Przewody znajdujące się w tym rejonie wykazują najwyższą uszkodzalność w całym mieście B. Prawie 64% uszkodzeń na tej ulicy zaszło na przewodach stalowych. Przyczyną awarii tych przewodów w 44,6% była korozja, w 28% zamarznięcia i w 9% zużycie. W zaledwie 43% naprawy polegały na wymianie przewodów a aż 37% jedynie na uszczelnieniu. To świadczy o „łataniu” sieci, co zapewne jest spowodowane względami finansowymi.

6. Inne wskaźniki charakteryzujące pracę i stan techniczny sieci wodociągowej

Parametrami charakteryzującym stan techniczny i eksploatacyjny sieci wodociągowej oprócz uszkodzalności λ_0 są wielkości jednostkowych strat wody w sieci q_{str} oraz czasy usuwania awarii.

6.1. Jednostkowe straty wody

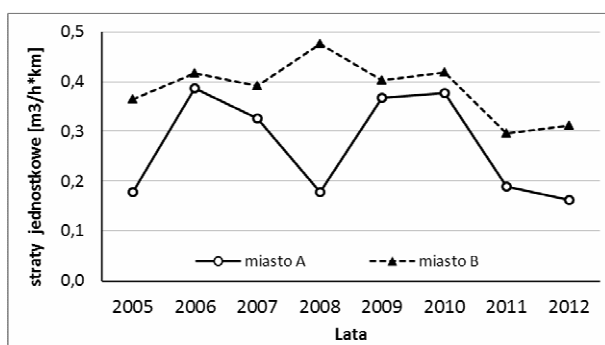
Jednostkowe straty wody q_{str} wyznacza się jako wielkość strat wody w odniesieniu do 1 km przewodów i 1 godziny. Jako dopuszczalną wartość strat jednostkowych podaje się 0,2 [m³/h·km] [1].

Dla miasta A wyznaczono straty jednostkowe odniesione jedynie do przewodów magistralnych i rozdzielczych. W latach 2005-2012 straty jednostkowe wykazywały wahania (rys.7), lecz od roku 2008 można obserwować ich spadek. Średnia wartość jednostkowych strat wody wyniosła $q_{\text{str}}(\text{A};\text{M}+\text{R})\approx 0,27$ [m³/h·km]. Od roku 2010 zmalały one do wartości 0,16 [m³/h·km] w roku 2012.

Dla miasta B wartości strat wody wzrastały do roku 2008, a później malały. Średnia dla lat 2005-2012 wartość wskaźnika strat wody (odniesiony do

wszystkich przewodów tj. magistralnych, rozdzielczych i podłączeń) wyniosła $q_{str}(B;M+R+P)\approx 0,24[m^3/h\cdot km]$. Natomiast średnie jednostkowe straty wody odniesione jedynie do przewodów magistralnych i rozdzielczych (podobnie jak dla miasta A) wyniosły $q_{str}(B;M+R)\approx 0,33[m^3/h\cdot km]$. W roku 2012 wyniosły one $q_{str}(B;M+R)\approx 0,31[m^3/h\cdot km]$, więc były prawie dwukrotnie wyższe niż analogiczne straty w mieście A.

Można zauważyć, że dla obu miast w okresie 2005-2012 jednostkowe straty wody w sieci pomimo wahań dla ostatnich lat (tj. od roku 2010) wykazują trend malejący (rys.7).



Rys. 7. Jednostkowe straty wody w przewodach magistralnych i rozdzielczych dla miast A i B

Fig. 7. Specific real losses in water mains and distribution lines in the cities A and B

6.2. Czas usuwania awarii

Dla miasta A nie odnotowywano czasów wykonywania napraw. Nie notowano również okresów ograniczania dostaw wody do odbiorców.

W mieście B w krótkim czasie do 2 godzin usunięto ok. 36% wszystkich uszkodzeń. Poza nielicznymi przypadkami były to prace na przyłączach. Naprawy te przeważnie polegały na wymianie wodomierza lub uszczelek, przepłukaniu przyłącza. Z tak krótkim czasem działania odnotowano też kilkanaście prac na sieci rozdzielczej. Były to przykładowo: zamknięcie zasuw i zgłoszenie naprawy gwarancyjnej, dokręcenie zasuw, wymiana śrub, naprawa odpowietrznika czy „resetowanie systemu”. W czasie do 2 godzin wykonano również prace na przewodach magistralnych: były to przypadki czyszczenia odpowietrznika. W czasie do 8 godzin usunięto dalszych 60% awarii. Były to wymiany odcinków rur, wymiany złączek, zasuw lub hydrantów, założenia opaski lub doszczelniacza, przy czym znacznie dłużej przeprowadzano naprawy w okresie zimowym. Awarie, których czas usuwania przekraczał 8 godzin stanowiły zaledwie 4% wszystkich przypadków. Usuwanie najdłuższej awarii trwało 24 godziny.

7. Uwagi dodatkowe

Jak wykazano powyżej (rys.5) w mieście B najczęściej uszkodzeń wystąpiło na przyłączach. Najgorszym rokiem był rok 2006, kiedy to wydarzyło się ok. 19,5% uszkodzeń na tych przewodach. W samym miesiącu maju tego roku przeprowadzono 14 robót, z czego aż 10 polegało na wymianie zasuwy, obudowy zasuwy lub przyłącza. Jako ich przyczynę podano „korozję” albo „zużycie”. Taki wynik niekoniecznie oznacza rzeczywiste awarie – mogły to być planowe prace remontowe. Na przyłączach w okresie zimowym (od listopada do kwietnia) wystąpiło ok. 59% wszystkich uszkodzeń. Ekstremalnie dużo zimowych awarii (26) wydarzyło się w lutym 2012 roku. Spośród nich aż 22 awarie (ok. 85% awarii z tego jednego miesiąca) spowodowanych było zamarznięciami. W całym zimowym okresie czasu aż 25% awarii przyłączy wynikało z zamarznięcia, z czego prawie 20% wystąpiło na przewodach stalowych, 4,5% na przewodach z PE a reszta na przewodach żeliwnych. Powyższe może świadczyć o zbyt płytkim ułożeniu przyłączy.

Wyznaczone powyżej (punkt 5) uszkodzalności przyłączy odniesione do 1000 sztuk w roku 2012 w miastach A i B wyniosły odpowiednio $U(A)=0,401$ [uszk/1000P] $U(B)=36,4$ [uszk/1000P]. Różnica trzech rzędów wielkości nie wynika jedynie z gorszego stanu sieci wodociągowej miasta B, lecz z bardzo szczegółowej ewidencji wszelkich prac. W mieście A w latach 2005-2012 odnotowano łącznie tylko 4 prace (po jednej w roku 2005, 2006, 2007 i 2012). Były to: dwukrotne uszczelnienie, usunięcie hydrantu i wymiana skorodowanego podłączenia. Jest wielce prawdopodobne, że przez 8 lat usuwano również inne, drobne awarie, lecz nie odnotowywano ich w rejestrach. Natomiast w mieście B w tym samym okresie czasu wykonano aż 550 prac na przyłączach, przy czym prawie 60% tych prac nie trwało dłużej niż 2 godziny. Były to wymiany uszczelek lub wodomierza (ok. 40%), czyszczenie wodomierza (8,2%), uszczelnienia (5,5%) i rozmrożenia (3%), płukanie przyłącza (3,3%). Można sądzić, że w dużej mierze wymiany wodomierzy wynikały z konieczności legalizacji i były pracami planowymi. Zróznicowanie uszkodzalności przyłączy w obu miastach może mieć również z ich wykonawstwem. W bogatszym mieście A przyłącza były najprawdopodobniej wykonywane przez specjalistyczne służby. Natomiast w mieście B, jest bardzo prawdopodobne, że wiele podłączeń, zwłaszcza do domów jednorodzinnych, mieszkańcy oszczędzając pieniądze wykonywali sami, nie zawsze zgodnie ze wszystkimi zasadami.

Miasto B można by zaliczyć do nielicznej grupy miast Polskich, dla których wyznaczone powyżej uszkodzalności przewodów magistralnych i rozdzielczych przekraczają wartości dopuszczalne. Na zły stan sieci miasta B wpłynęły wieloletnie zaniedbania eksploatacyjne w zakresie systematycznej konserwacji i modernizacji sieci, niedoinwestowanie wymian przewodów. Przykładem może być jedna z ulic (ul.Y) o niewielkiej długości (ok. 2 km), na której co roku dochodzi od 7 do 20 awarii sieci. Można stwierdzić, że miasto B już dawno weszło w okres, gdy konieczne jest podejmowanie prac renowacyjnych sieci wodociągowej. Według ocen i prognoz, roczny wskaźnik remontów po roku 2010 powinien przyjmować wartości z zakres 1,5÷2% długości sieci [4]. W strategii remontów możliwe jest

uwzględnienie okresu trwałości rur wykonanych z danych rodzajów materiałów [5]. Wszelkie remonty planowe oczywiście nierozzerwalnie wiążą się z kosztami. W tej kwestii sytuacja miast A i B zasadniczo się różni.

W roku 2012 cena wody dla gospodarstw domowych w mieście A wynosiła 4,11 zł/m³ (razem z podatkiem VAT), natomiast w mieście B 3,01 zł/m³ [10]. Podobnie odbiór ścieków w A był droższy (5,21 zł/m³) niż w B (4,56 zł/m³). Wyższe w 2012 roku o ok. 23% opłaty za wodę i ścieki razem dla mieszkańców miasta A z pewnością pozwoliły na prowadzenie szerszego zakresu remontów i modernizacji systemu wodociągowego. Można zauważyć, że dysproporcja między cenami wody i ścieków w obu miastach rośnie [10]. Przykładowo dla roku 2015 wynoszą one odpowiednio 7,12 zł za 1m³ wody i 6,90 zł za 1m³ ścieków w A oraz 3,18 zł za 1m³ wody i 4,89 zł za 1m³ ścieków w B. Jak widać w roku 2015 mieszkańcy A za wodę i ścieki płacą już o ok. 74% więcej niż mieszkańcy B i prawie 1,5 razy więcej niż w roku 2012.

W obu miastach należałoby wdrażać nowoczesne zasady zarządzania siecią wodociągową. Współcześnie konieczne staje się wyposażanie przedsiębiorstw wodociągowych w nowoczesne systemy informatyczne wspomagające operatora nie tylko w optymalnym zarządzaniu pracą systemu, lecz również przy planowaniu jego modernizacji [8].

8. Podsumowanie

W artykule przeanalizowano uszkodzalność sieci wodociągowych dwóch niewielkich miast A i B, leżących niedaleko siebie w Polsce południowej. Liczba ludności miast jest zbliżona i mieści się w zakresie 10-20 tys. mieszkańców. Powierzchnie zajmowane przez oba miasta różnią się prawie dwukrotnie [9]. Dlatego też długości sieci wodociągowych w obu miastach różnią się. W roku 2012 łączne długości przewodów magistralnych i rozdzielczych w mieście B stanowiły ok. 57% długości takich samych przewodów miasta A. Przeprowadzona analiza potwierdziła, że porównywania awaryjności przewodów wodociągowych pracujących w różnych miastach jest trudne i to nie tylko ze względu na różne, często nie całkiem rozpoznane przez eksploatorów struktury sieci, lecz również ze względu na różne warunki pracy i realizowane różne strategie eksploatacji.

Przeprowadzone analizy pokazują również, że brak jest podstaw do „projekcji” wyników czy jakiegokolwiek wnioskowania o uszkodzalności sieci miast o zbliżonej liczbie ludności. W pracy wskazano na bardzo duże zróżnicowanie wartości uszkodzalności λ_0 w dwóch miastach nawet dla przewodów wykonanych z tego samego materiału. Przykładowo dla przewodów żeliwnych stwierdzono, że te uszkodzalności różnią się ponad 11-to krotnie a dla stalowych prawie 7-mio krotnie. Na uszkodzalność przewodów wpływają nie tylko rozwiązania materiałowo-konstrukcyjne i warunki lokalne, lecz też sposób eksploatacji [2] oraz zasady rejestrowania awarii.

W artykule przedstawiono dwa przypadki – dwa miasta o podobnej liczbie mieszkańców, których wodociągi stosują dwie skrajne zasady rejestrowania

uszkodzeń sieci wodociągowej. Przyjęcie bardzo rygorystycznych zasad rejestrowania (miasto B) nawet najmniejszej usterki daje na pierwszy rzut oka, przy braku wnikliwości, obraz sieci wodociągowej o wysokiej awaryjności przekraczającej nawet awaryjność sieci na terenach górniczych, i obraz nieracjonalnego, niepodjęającego naprawczych działań eksploatatora. Z kolei przyjęcie dużo mniej rygorystycznych zasad rejestrowania tylko poważniejszych awarii (miasto A), choć kreuje pozytywny wizerunek eksploatatora, to jednak w dłuższym okresie czasu może prowadzić do jego nieprawdziwej samooceny, a w rezultacie do mimowolnych nie całkiem świadomych zaniedbań. Powyższe wskazuje również na celowość wprowadzenia albo pewnych dodatkowych jednolitych zasad rejestrowania awarii, albo kryterium decydującego o uwzględnianiu poszczególnych awarii w procesie szacowania uszkodzalności. Pewna standaryzacja baz danych pozwoliłaby na uzyskiwanie porównywalnych miar i lepsze podejmowanie decyzji dotyczących remontów sieci.

Doświadczenie wskazuje, że aby móc dokonać wiarygodnej oceny pracy i uszkodzalności sieci wodociągowej, to należałoby wprowadzić rozróżnienie na naprawy awaryjne i prace związane z remontami i modernizacjami sieci. Te ostatnie nie powinny być brane pod uwagę przy wyznaczaniu wskaźnika λ_0 , lecz powinny być wykorzystywane przy wyznaczaniu dodatkowej miary. Jako taką miarę można by zaproponować np. wskaźnik remontów wyznaczany albo jako odsetek prac remontowych w stosunku do wszystkich prac sieciowych albo jako odsetek długości wymienionych przewodów w stosunku do długości całej sieci.

Kolejnym wskazaniem mogłoby być wprowadzenie i stosowanie kilku określonych kategorii awarii. Z pewnością byłoby to prostsze przy stosowaniu elektronicznych baz danych z możliwością wyboru kategorii awarii, co pozwoliłoby na ujednoczenie zapisów, a w efekcie przede wszystkim umożliwiłoby obiektywną, wiarygodną ocenę stanu sieci oraz porównywanie uszkodzalności różnych sieci wodociągowych. Takie rozwiązanie nawet pomimo wszechobecności komputerów jest to mało realne, gdyż eksploatatorzy rejestrują awarie do swoich celów a nie z przeznaczeniem do badań niezawodnościowych.

Jednak ocena stanu sieci nie może być przeprowadzana jedynie na podstawie wartości uszkodzalności λ_0 . Należy też przeanalizować wartości jednostkowych strat wody w sieci oraz zasady rejestrowania awarii. Same wysokie jednostkowe straty wody w sieci też nie zawsze świadczą o złym stanie sieci, gdyż mogą być wynikiem pasywnego podejścia do strat i niepodjęcia szybkich napraw.

Patrząc na wyznaczone wartości uszkodzalności λ_0 dla obu miast i biorąc pod uwagę przyjęte i stosowane odmienne zasady rejestracji uszkodzeń, można a nawet trzeba zadać pytanie: jak zmieniłyby się te wartości, gdyby w każdym z miast zmieniono dotychczasowe zasady rejestracji uszkodzeń na zasady stosowane przez drugiego eksploatatora.

Literatura

- [1] Budziło B., Niezawodność wybranych systemów zaopatrzenia w wodę w południowej Polsce. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2010.

- [2] Kwietniewski M., Rak J., Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa 2010.
- [3] Podgórní J., Analiza pracy i uszkodzalności sieci wodociągowej w mieście i gminie B. Praca dyplomowa pod kierunkiem R.Iwanejko. Kraków, 2015.
- [4] Rak J., Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę. Wydawnictwo Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Lublin, 2005.
- [5] Rak J., Metoda planowania remontów sieci wodociągowej na przykładzie miasta Krosna, JCEEA, t. XXXI, z. 61 (1/14), ss.225-232, 2014.
- [6] Respekta K., Analiza pracy i uszkodzalności sieci wodociągowej w mieście i gminie A. Praca dyplomowa pod kierunkiem R.Iwanejko. Kraków, 2014.
- [7] Sozański M. (red), Wodociągi i kanalizacja w Polsce. Tradycja i współczesność. Polska Fundacja Ochrony Zasobów Wodnych, Poznań – Bydgoszcz, 2002.
- [8] Tchórzewska-Cieślak B., Szpak D., Zarządzanie miejską infrastrukturą wodociągową, JCEEA, t. XXXI, z. 61 (1/14), ss.333-355, 2014.
- [9] <http://stat.gov.pl/obszary-tematyczne/ludnosc/ludnosc/powierzchnia-i-ludnosc-w-przekroju-terytorialnym>, [dostęp 30.04.2015 r.].
- [10] www.ceny-wody.pl, [dostęp 30.04.2015 r.].

FAILURE RATES OF WATER SUPPLY SYSTEMS – ANALYSIS OF THE TWO CITIES OF SOUTHERN POLAND

Summary

The paper presents an analysis of reliability of water supply systems in the two cities located in south-east Poland. The two cities, called A and B, are of medium size and they are located near each other. Their population ranges from 10 000 to 20 000 people. The water supply systems in the cities differ in length, construction material and time of operation. Municipal water works (MWW) operating both systems monitor and register system failures in a similar traditional way. The paper focuses on the data collected in the years 2005 – 2012. The authors analyzed the water balance for each city and then conducted a multifaceted analysis of system failures, taking into consideration different aspects such as: time and place of failure, type of system, pipe material, cause and type of failure and repair time. The system failure indicators for different aspects were determined. Though the cities were similar in many ways their failures characteristics differed significantly. On average, there were nine times more failures per year observed in the city B than in the city A, but the failure rates λ_0 only could not provide grounds for the conclusion that the water system in the city B is in a much worse shape than in the city A. Therefore, specific real losses were compared in both systems. Additionally, once the data base on failures in both cities were examined more closely, it was found that very different rules of failures registration were employed. It is recommended that some unified guidelines for a failure registration should be introduced. Such common standards would help to evaluate the conditions of water supply systems in a more objective and reliable way.

Keywords: water supply system, failures, failure rate, indicators

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.101

Ryszarda IWANEJKO¹

NOWA ANALITYCZNA METODA DO WYZNACZANIA ŚREDNIEJ ILOŚCI NIEODPROWADZONYCH ŚCIEKÓW DLA SYSTEMÓW KANALIZACJI PODCIŚNIENIOWEJ I GRAWITACYJNEJ

Zadaniem systemu kanalizacyjnego jest odprowadzanie przewidzianej ilości ścieków z danego terenu. Systemy kanalizacyjne należą do krytycznej infrastruktury miejskiej, powinny więc charakteryzować się wysoką niezawodnością działania. W przypadku awarii tych systemów ścieki nie będą odprowadzone i mogą powodować zanieczyszczenie gruntu i powierzchni terenu a czasami zanieczyszczenie wód podziemnych, zalewanie obiektów podziemnej infrastruktury miejskiej, podtapianie fundamentów budynków czy też katastrofy kanalizacyjne. Skutki awarii systemów kanalizacyjnych dotyczą więc nie tylko mieszkańców skanalizowanych terenów lecz przede wszystkim środowiska naturalnego. Działające wspólnie systemy kanalizacyjne składają się z elementów i obiektów, których okres eksploatacji przekracza wiele dziesięcioleci, a stan techniczny często nie jest zadowalający. Dlatego też przypadki niesprawności kanalizacji są dość częste. Wgodnym podstawowym wskaźnikiem charakteryzującym niezawodność sieci kanalizacyjnych jest średnia ilość nieodprowadzonych ścieków EN. Znane i stosowane dotychczas metody wyznaczania EN nie spełniają wszystkich kryteriów przydatności. Albo są zbyt pracochłonne i trudne w praktycznych zastosowaniach, albo po ich uproszczeniu nie pozwalają na ocenę błędu metody. W artykule przedstawiono oryginalną metodę, tzw. metodę kumulacji niedoborów (MKN) pozwalającą na wyznaczenie spodziewanej ilości ścieków nieodprowadzonych z danego terenu. Jest metodą prostą, intuicyjnie zrozumiałą, dokładną i o niewielkiej pracochłonności. Opracowanie metody wymagało innego, nietradycyjnego podejścia do wyznaczenia średniego niedoboru. Metodę można stosować dla systemów kanalizacji grawitacyjnej, podciśnieniowej i mieszanej bez ograniczenia liczby elementów budujących system kanalizacyjny.

Słowa kluczowe: niezawodność, uszkodzenie, kanalizacja, ścieki

¹ Ryszarda Iwanejko, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 2552, riw@vistula.wis.pk.edu.pl

1. Wprowadzenie

Systemy kanalizacyjne (SK), obok systemów wodociągowych, grzewczych i ciepłowniczych są strategicznymi systemami infrastruktury miejskiej. Zadaniem SK jest zebranie z danego obszaru powstających tam ścieków (bytowo-gospodarczych, przemysłowych, opadowych) i odprowadzenie ich do odbiornika. To zadanie SK muszą bardzo wypełniać z wysokim prawdopodobieństwem w sposób ciągły, a wymagania wobec nich mogą zostać złagodzone jedynie w sytuacjach wyjątkowych (np. ekstremalne warunki pogodowe, stan wojenny). Niewypełnianie zadań przez SK wskutek awarii może powodować duże straty materialne, społeczne i środowiskowe. Przyczyny awarii sieci kanalizacyjnych mogą mieć związek z jego projektowaniem (np. przyjęcie niewłaściwych obciążeń statycznych, dynamicznych, hydraulicznych, konstrukcyjnych), wykonawstwem (np. zastosowanie nieodpowiednich materiałów, niedbałe wykonawstwo) i eksploatacją (np. brak przeglądów, konserwacji, procesy starzeniowe) [4]. Skutkiem poważnych uszkodzeń mogą być: (1) eksfiltracja ścieków do gruntu powodująca zanieczyszczanie gruntu czy wód podziemnych, (2) infiltracja wód przypadkowych powodująca przeciążenie hydrauliczne sieci kanalizacyjnej i oczyszczalni ścieków nadmiernie rozcieńczonymi ściekami, co źle wpływa na efektywność oczyszczalni, (3) zalewanie terenów i obiektów podziemnej infrastruktury technicznej, (4) katastrofy kanalizacyjne [7]. Systemy kanalizacyjne są rozległe, złożone o strukturze drzewiastej, są zbudowane z różnych elementów, są dynamiczne, charakteryzują się znaczną zmiennością ilości odprowadzanych ścieków, podlegają losowym obciążeniom [4]. Ocena niezawodności SK jest więc trudna. Przez niezawodność funkcjonowania sieci kanalizacyjnej SK rozumie się jej zdolność do ciągłego i prawidłowego zbierania i odprowadzania nominalnej ilości ścieków (tj. takiej, na jaką sieć została zaprojektowana) w dowolnej chwili w danych warunkach eksploatacyjnych. Jedną z miar niezawodności SK jest EN - średnia ilość ścieków nieodprowadzonych z danego obszaru. Przez analogię do systemów wodociągowych jest też czasem krótko nazywana średnim niedoborem. Jest to w pewnym sensie miara podstawowa, gdyż na jej podstawie można określić inne miary np. uogólniony wskaźnik niezawodności K_u [4, 6, 7] czy ryzyko [4]. Metoda wyznaczania i wykorzystania średniego niedoboru EN po raz pierwszy została przedstawiona w 1984 roku przez prof. Artura Wieczystego, twórcę tzw. Krakowskiej Szkoły Niezawodności [7]. Od tego czasu miary EN i K_u były wykorzystywane w kraju do charakteryzowania obiektów wodociągowych i kanalizacyjnych. Innymi miarami mogą być uszkodzalność λ_0 , średni czas niesprawności T_n czy stacjonarny wskaźnik gotowości K . Do wyznaczania miar niezawodności SK można stosować metody bezpośrednie tj. statystyczne, w których nie wnika się w strukturę SK oraz metody pośrednie tj. metody analizy strukturalnej, których podstawą jest uwzględnienie struktury systemu, typów elementów, powiązań między nimi i rodzajów rezerw tkwiących w systemie [4]. Spośród metod pośrednich do wyznaczania EN dotychczas stosowano metody

przeglądu [4] lub metodę dekompozycji i ekwiwalentowania [5]. Jednak te metody nie spełniają wszystkich oczekiwań. Albo są bardzo pracochłonne, albo dają wyniki przybliżone. Dlatego podjęto próbę opracowania nowej metody tzw. metody kumulowania niedoborów (MKN). Metoda kumulowania niedoborów polega na stopniowym uwzględnianiu niedoborów, czyli skutków niesprawności wszystkich elementów (lub grup elementów) systemu. W rezultacie, podobnie jak w metodzie przeglądu zupełnego, lecz przy znikomej pracochłonności, uzyskuje się dokładną wartość średniego niedoboru EN. Różnicą obu metod jest sposób wyznaczania niedoborów.

W metodach przeglądu dla wyznaczonych stanów elementarnych systemu określa się prawdopodobieństwa ich zajścia oraz niedobory. Średnią ilość nieodprowadzonych ścieków wyznacza się jako $EN = \sum_z N_z \cdot P_z$, gdzie z – numer stanu

elementarnego systemu, P_z – prawdopodobieństwo jego zajścia, N_z – niedobór w z tym stanie systemu. Wyróżnia się dwie metody przeglądu: metodę przeglądu zupełnego (MPZ) i metodę przeglądu częściowego (MPCz). W MPZ wypisuje się explicite wszystkie stany elementarne systemu, dla których k liczba równocześnie uszkodzonych elementów systemu przyjmuje kolejno wartości $k=0,1,2,\dots,n$ (n – liczba elementów systemu). Pracochłonność metody dla rzeczywistych systemów o znacznej liczbie elementów (n duże) może być ogromna, gdyż jest związana z koniecznością wyznaczenia $I(\text{MPZ}) = 2^n$ stanów elementarnych systemu. Innym, chętnie stosowanym, rozwiązaniem jest metoda przeglądu częściowego (MPCz), uwzględniająca jedynie najbardziej prawdopodobne stany systemu. W praktyce MPCz ograniczano do $k \leq 2$, co oznacza że analizowano

$I(\text{MPCz}) = \binom{n}{0} + \binom{n}{1} + \binom{n}{2}$ stanów systemu. Na ogół nie szacuje przy tym do-

kładności uzyskanego wyniku $EN(\text{MPCz})$, uważając, że wobec konieczności ograniczenia pracochłonności obliczeń i stosunkowo wysokich wartościach niezawodności wszystkich elementów uzyskany wynik jest wystarczająco dokładny.

W innej nowej metodzie tzw. metodzie dekompozycji i ekwiwalentowania [5] dokonuje się stopniowego wydzielania fragmentów sieci w kształcie litery „Y” i ich zamiany na równoważny fikcyjny kanał. Dla każdego fragmentu „Y” tj. dla trzech odcinków, uwzględnia się możliwość zajścia co najwyżej jednego uszkodzenia. Takie uproszczenie może być przyczyną uzyskania niedokładnych wyników, co trudno ocenić, gdyż w metodzie tej nie szacuje się możliwego błędu.

W podstawowej wersji metody kumulacji niedoborów (MKN) podejście jest inne. Kolejno dla wszystkich elementów systemu ($i=1,2,\dots,n$) wyznacza się tzw. średnie niedobory skumulowane. Wyznaczony na i -tym etapie (tj. dla i -tego elementu) średni niedobór skumulowany oznaczany jako $ENs(i)$ uwzględnia niedobory generowane przez elementy o numerach $j=1,2,\dots,i$. Na ostatnim etapie uzyskuje się $ENs(n)$, którego wartość jest równa średniemu niedoborowi $EN(\text{MPZ})$ uzyskanemu za pomocą MPZ.

W artykule przedstawiono zasady stosowania MKN dla systemów kanalizacji sanitarnej podciśnieniowej (SKP) i grawitacyjnej (SKG). W kanalizacji podciśnieniowej przepływ ścieków jest wymuszany poprzez wytwarzanie podciśnienia i zasysanie ścieków. W kanalizacji grawitacyjnej ścieki przepływają pod wpływem siły ciężkości. W dalszej części, w obu przypadkach, zakłada się, że elementy są dwustanowe (tzn. w dowolnej chwili czasu element albo jest zdatny albo jest niezdatny). Prawdopodobieństwo zdatności każdego i -tego elementu jest wyrażone wartością stacjonarnego wskaźnika gotowości i jest równe K_i . Przyjmuje się, że aby uznać system za sprawny, to musi on spełniać ostre kryterium sprawności, tzn. $Q_w = Q_n$, gdzie Q_w – wymagana ilość odprowadzonych ścieków z danego obszaru, Q_n - nominalna ilość ścieków, którą należy odprowadzić. Inaczej mówiąc: SK uznaje się za sprawny, jeśli z danego obszaru odprowadzi wszystkie ścieki. Przy takim kryterium, niesprawność dowolnego elementu powoduje niesprawność systemu. Zakłada się również, że elementy uszkadzają się niezależnie, jednak skutki uszkodzeń elementów zależą od typu elementu. Przyjmuje się, że w systemie mogą być dwa typy elementów: krytyczne i zwykłe. Elementy krytyczne to takie, których niesprawność, bez względu na stany pozostałych elementów, powoduje wyłączenie z pracy innych (podrzędnych) elementów i powstanie sumarycznego dużego niedoboru. Elementy zwykłe to takie, których niesprawność nie powoduje przerwy w pracy innych elementów.

2. Metoda dla kanalizacji podciśnieniowej

Ideę metody MKN dla najprostszego przypadku kanalizacji podciśnieniowej przedstawiono poniżej. Przyjęto, że system S składa się z $n=3$ elementów o numerach $i=1,2,3$. Ilość ścieków, która musi być odprowadzona przez każdy i -ty element (przez analogię do systemów wodociągowych używane też będzie określenie: wydajność elementu) wynosi Q_i . Niesprawność dowolnego i -tego elementu systemu oznacza powstanie niedoboru $N_i = Q_i$. Elementy 1 i 2 nie są elementami krytycznymi tzn. $N_1 = Q_1 < Q_n$ oraz $N_2 = Q_2 < Q_n$. Mogą więc być odpowiednikami obiektów domowych podłączonych do kanalizacji podciśnieniowej. Jako obiekt domowy rozumie się tutaj podłączenie kanalizacyjne, które poprzez studzienkę zbiorczą z zawodem opróżniającym jest połączone z siecią podciśnieniową. Element 3 jest elementem krytycznym i może być odpowiednikiem kolektora podciśnieniowego. Wówczas zachodzi $N_3 = Q_3 = Q_1 + Q_2 = Q_n$. Procedurę wyznaczania niedoboru dla całego SKP rozpoczyna się od pierwszego elementu systemu ($i=1$). Jego średni niedobór, będący równocześnie niedoborem skumulowanym $EN_s(1)$ wynosi (tab.1).

$$EN(1) = EN_s(1) = 0 \cdot K_1 + Q_1 \cdot (1 - K_1) = Q_1 \cdot (1 - K_1) \quad (1)$$

Tabela 1. Wyznaczanie średniego niedoboru dla pierwszego elementu systemu

Table 1. Determination of an average shortage for the first element of the system

Element	Stan elementu 1	Niedobór wynikający z niesprawności elementu 1	Prawdopodobieństwo	Średni niedobór $EN_1 = EN_s(1)$
1	+	0	K_1	$EN_s(1) = Q_1 \cdot (1 - K_1)$
	-	$N_1 = Q_1$	$1 - K_1$	

Dołączmy do tego pierwszego elementu drugi element ($i=2$) i zastosujmy MPZ (tab.2).

Tabela 2. Wyznaczanie średniego niedoboru za pomocą MPZ dla elementów 1 i 2

Table 2. Determination of an average shortage using MPZ for elements 1 and 2

Stan systemu	Elementy		Prawdopodobieństwo	Niedobór
	1	2		
1	+	+	$K_1 \cdot K_2$	0
2	+	-	$K_1 \cdot (1 - K_2)$	Q_2
3	-	+	$(1 - K_1) \cdot K_2$	Q_1
4	-	-	$(1 - K_1) \cdot (1 - K_2)$	$Q_1 + Q_2$

Wówczas średni niedobór skumulowany (tj. niedobór wyznaczony dla dwóch pierwszych elementów systemu) wynosi:

$$EN(MPZ; n = 2) = Q_1 \cdot (1 - K_1) \cdot K_2 + Q_2 \cdot K_1 \cdot (1 - K_2) + (Q_1 + Q_2) \cdot (1 - K_1) \cdot (1 - K_2) \quad (2)$$

Taki sam wynik uzyskamy za pomocą MKN kontynuując pierwszą tabelę uzupełnioną jednakże o dodatkową kolumnę (tab.3). Tutaj, niezależnie od stanu niezawodnościowego elementu 2, należy dodać średni niedobór skumulowany $EN_s(1)$ związany z elementem pierwszym.

Przy stosowaniu MPZ i MKN uzyskujemy tę samą wartość. Wystarczy bowiem przekształcić uzyskane wartości i w obu przypadkach uzyskujemy

$$\begin{aligned} EN(MPZ; n = 2) &= EN_s(2) = \\ &= Q_1 + Q_2 - Q_1 \cdot K_1 - Q_2 \cdot K_2 = Q_1 \cdot (1 - K_1) + Q_2 \cdot (1 - K_2) = \\ &= EN(1) + EN(2) = Q_1 \cdot (1 - K_1) + Q_2 \cdot (1 - K_2) \end{aligned} \quad (3)$$

Tabela 3. Wyznaczanie średniego niedoboru skumulowanego dla drugiego elementu systemu

Table 3. Determination of an average cumulated shortage for the second element of the system

Element	Stan elementu 2	Niedobór		Prawdopodobieństwo	Średni niedobór skumulowany ENs(2)
		wynikający z niesprawności elementu 2	skumulowany dla i=1		
2	+	0	ENs(1)	K2	ENs(1) · K2 + [Q2 + ENs(1)] · (1 - K2)
	-	N2=Q2	ENs(1)	1-K2	

Jak widać, średni niedobór jest równy sumie średnich niedoborów zwykłych elementów systemu. Nie jest przy tym istotna kolejność uwzględniania elementów, co więcej: dla systemu o większej liczbie (m) elementów zwykłych zamiast stopniowego wyznaczania średnich niedoborów skumulowanych ENs(i) można od razu wyznaczyć średni niedobór dla wszystkich m uwzględnianych zwykłych elementów systemu jako:

$$EN(MPZ; m) = ENs(m) = \sum_{i=1}^m EN(i) = \sum_{i=1}^m Q_i \cdot (1 - K_i) \quad (4)$$

Weźmy teraz pod uwagę element trzeci (i=3), który jest elementem krytycznym. Dla tego elementu zachodzi $Q_3=Q_1+Q_2=Q_n=Q_w$. Podobnie jak poprzednio niedobór skumulowany ENs(3) wyznacza się za pomocą tabeli (tab.4). Jednak wyznaczanie średniego niedoboru skumulowanego dla elementu krytycznego (i=3) różni się od przedstawionego powyżej wyznaczania średniego niedoboru skumulowanego dla elementów zwykłych (i=1,2). Tutaj, w przypadku niesprawności elementu krytycznego, do niedoboru N3 nie dodaje się skumulowanego z poprzedniego poziomu, lecz należy przyjąć niedobór równy $N_3 = Q_3$.

Stąd:

$$ENs(3) = ENs(2) \cdot K_3 + Q_3 \cdot (1 - K_3) \quad (5)$$

Wykorzystując (3) uzyskujemy więc

$$ENs(3) = [EN(1) + EN(2)] \cdot K_3 + Q_3 \cdot (1 - K_3) \quad (6)$$

Po dokonaniu szeregu przekształceń mamy

$$ENs(3) = Q_1 \cdot (1 - K_1 \cdot K_3) + Q_2 \cdot (1 - K_2 \cdot K_3) \quad (7)$$

Tabela 4. Wyznaczanie średniego niedoboru skumulowanego dla trzeciego krytycznego elementu systemu

Table 4. Determination of an average cumulated shortage for the third critical element of the system

Element	Stan elementu 3	Niedobór		Prawdopodobieństwo	Średni niedobór skumulowany ENs(3)
		wynikający z niesprawności elementu 3	skumulowany dla i=2		
3	+	0	ENs(2)	K3	ENs(2) · K3 + Q3 · (1 - K3)
	-	N3=Q3=Qn	ENs(2)	1-K3	

Jeśli dla $n=3$ elementów zastosujemy MPZ, to po dokonaniu szeregu przekształceń mamy $EN(MPZ; n=3) = Q1 \cdot (1 - K1 \cdot K3) + Q2 \cdot (1 - K2 \cdot K3)$.

Stąd wniosek, że oba niedobory: tj. niedobór skumulowany ENs(3) i niedobór EN(MPZ;n=3), wyznaczony w sposób tradycyjny za pomocą MPZ są równe. Jak widać stosowanie MKN dla analizowanego przypadku jest intuicyjnie bardzo proste, o niewielkiej pracochłonności a uzyskany wynik średniego niedoboru EN jest dokładny.

Przeanalizujmy teraz bardziej złożony przypadek, gdy system składa się z $(J+1)$ grup elementów jednorodnych. Wszystkie grupy z wyjątkiem ostatniej zawierają elementy zwykłe (np. obiekty domowe), natomiast ostatnia grupa zawiera jedynie obiekty krytyczne (np. kolektor podciśnieniowy KP, stację próżniową SP). Liczność każdej grupy G_j wynosi n_j . Wydajność dowolnego elementu w j -tej grupie wynosi Q_j , generowany niedobór $N_j=Q_j$, a jego niezawodność K_j . Przy wyznaczaniu średniego niedoboru systemu zastosujemy MKN w analogiczny sposób jak poprzednio zastępując jednakże pojedyncze elementy grupami elementów. Jest oczywiste, że grupy elementów nie są obiektami dwustanowymi lecz są wielostanowe. W sytuacji, gdy elementy zwykłe uszkodzają się i działają w sposób niezależny, to średni niedobór generowany przez j -tą grupę zwykłych ($j=1, \dots, J$) można wyznaczyć z wykorzystaniem wzoru Bernoulliego jako

$$EN(G_j) = \sum_{k=1}^{n_j} \binom{n_j}{k} \cdot (n_j \cdot Q_j) \cdot K_j^{n_j-k} \cdot (1 - K_j)^k \quad (8)$$

gdzie j – numer grupy, n_j – liczebność grupy G_j , k – liczba elementów grupy równocześnie uszkodzonych. Ze względu na własność addytywności wartości oczekiwanej dowolnej zmiennej losowej, ten sam średni niedobór grupy elementów zwykłych G_j można wyznaczyć o wiele łatwiej, gdyż na podstawie (4) jest on równy sumie średnich niedoborów elementów danej grupy, czyli

$$EN(G_j) = \sum_{i=1}^{n_j} Q_j \cdot (1 - K_j) = n_j \cdot Q_j \cdot (1 - K_j) \quad (9)$$

Po wyznaczeniu średniego niedoboru dla wszystkich grup elementów zwykłych $EN(G_1), \dots, EN(G_J)$, należy wyznaczyć średni niedobór skumulowany dla tych grup. Podobnie jak poprzednio, ze względu na własność addytywności, również na podstawie (4) zachodzi

$$EN_s(GJ) = EN(G_1, G_2, \dots, G_J) = \sum_{j=1}^J EN(G_j) = \sum_{j=1}^J n_j \cdot Q_j \cdot (1 - K_j) \quad (10)$$

Kolejnym krokiem jest wyznaczenie średniego niedoboru dla całego systemu. Analogicznie jak wcześniej (wzór (5)) zastosujemy wzór na średnią ważoną. Ponieważ niedobór generowany przez grupę elementów krytycznych wynosi $N(G(J+1)) = Q_n$, to

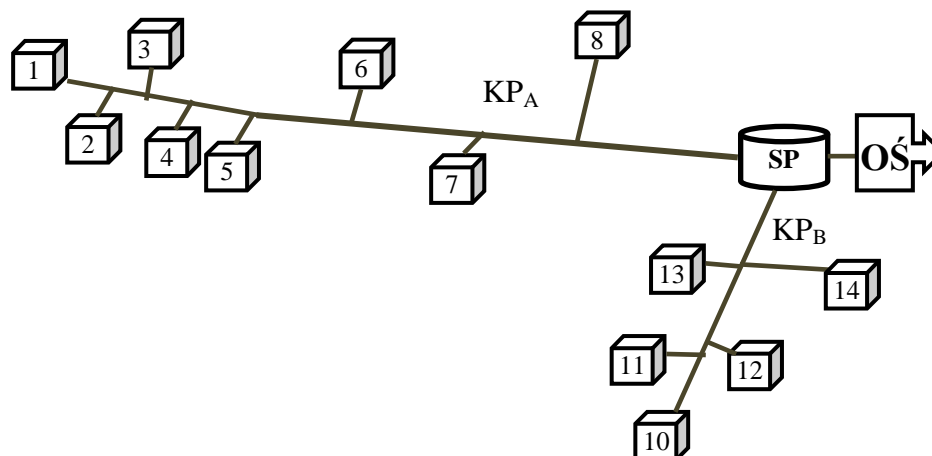
$$EN(S) = EN_s(GJ) \cdot K(G(J+1)) + Q_n \cdot [1 - K(G(J+1))] \quad (11)$$

gdzie $K(G(J+1))$ to niezawodność $(J+1)$ -szej grupy elementów krytycznych, która wynosi $K(G(J+1)) = K_{J+1}^{n(J+1)}$. Jak widać, dla systemu kanalizacji podciśnieniowej, złożonego praktycznie z nieograniczonej liczby zwykłych obiektów domowych o dowolnych wydajnościach i niezawodnościach oraz z jednego kolektora podciśnieniowego, stacji próżniowej (dwa elementy krytyczne) stosowanie metody kumulacji niedoborów jest bardzo proste, a uzyskany wynik jest dokładny.

Przedstawione powyżej zasady stosowania MKN umożliwiają wyznaczanie średniego niedoboru systemu $EN(SK)$ dla dowolnych systemów kanalizacji podciśnieniowej. Jak widać, poprzez zastosowanie wzoru (10) dla różnych elementów zwykłych, tam gdzie jest to możliwe, stosowanie metody znacznie upraszcza się. Praktyczny sposób prowadzenia obliczeń dla bardziej skomplikowanego systemu przedstawiono poniżej.

Przykład

System kanalizacji podciśnieniowej (SKP) składa się z dwóch kolektorów podciśnieniowych, jednej stacji próżniowej oraz obiektów domowych zlokalizowanych wzdłuż dwóch dróg (rys.1). Do kolektora pierwszego (KP_A) jest podłączonych $n_A=8$ domów, a do kolektora drugiego (KP_B) jest podłączonych $n_B=5$ domów. Wydajności i wskaźniki niezawodności obiektów systemu zestawiono w tabeli 5.



Rys.1. Schemat przykładowego systemu kanalizacji podciśnieniowej

Fig.1. The schema of example a vacuum sewer system

Tabela 5. Charakterystyki elementów przykładowego systemu kanalizacji podciśnieniowej

Table 5. A vacuum sewer system – characteristics of elements

Opis	Gałąź A								
	Obiekty domowe podłączone do KP _A								KP _A
Elem. i	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Qi [%Qn]	8	8	13	7	7	7	10	10	70
Ki	0,9	0,9	0,87	0,9	0,9	0,9	0,89	0,89	0,92
Opis	Gałąź B						SP		
	Obiekty podłączone do KP _B					KP _B			
Elem. i	10	11	12	13	14	15	16		
Qi [%Qn]	5	7	9	3	6	30	100		
Ki	0,91	0,9	0,89	0,93	0,91	0,93	0,96		

W tym systemie są następujące trzy obiekty krytyczne:

- stacja próżniowa SP – jej niesprawność powoduje niedobór o wielkości $N(SP)=100\% Q_n$,
- kolektor KP_A – jego niesprawność powoduje niedobór o wielkości $N(KP_A)=70\% Q_n$ (co stanowi 100% jego nominalnej wydajności),
- kolektor KP_B – jego niesprawność powoduje niedobór o wielkości $N(KP_B)=30\% Q_n$ (co stanowi 100% jego nominalnej wydajności).

Pozostałe elementy nie są krytyczne. Wyznaczanie EN(SKP) należy prowadzić etapami:

1. wyznaczenie średniego niedoboru dla gałęzi A, której elementem krytycznym jest KP_A ,
2. wyznaczenie średniego niedoboru dla gałęzi B, której elementem krytycznym jest KP_B ,
3. wyznaczenie średniego niedoboru dla systemu, w którym elementem krytycznym jest SP.

Poniżej obszerniej przedstawiono w/w etapy.

Etap 1. Średni niedobór skumulowany dla obiektów domowych (elementów zwykłych) wyznacza się zgodnie z wzorem (10) jako sumę $ENs(A)=2\cdot 8\%Q_n\cdot 0,1+13\%Q_n\cdot 0,13+3\cdot 7\%Q_n\cdot 0,1+2\cdot 10\%Q_n\cdot 0,11=7,59\%Q_n$. Zgodnie z (10) jest to suma niedoborów grup jednorodnych elementów. Średni niedobór dla całej gałęzi A, zawierającej oprócz elementu zwykłego jeden element krytyczny, wyznacza się zgodnie z (11) jako średnią ważoną.

$$EN(A) = ENs(A) \cdot K_9 + Q_9 \cdot (1 - K_9) = 7,59\%Q_n \cdot 0,92 + 70\%Q_n \cdot 0,08$$

Uzyskujemy wartość $EN(A)=12,5828\%Q_n$.

Etap 2. Średni niedobór skumulowany dla obiektów domowych wyznacza się zgodnie z (4) jako sumę niedoborów elementów $ENs(B)=5\cdot 0,09+7\cdot 0,1+9\cdot 0,11+3\cdot 0,07+6\cdot 0,09+30\cdot 0,07=2,89\%Q_n$ Średni niedobór dla całej gałęzi B wyznacza się zgodnie z (11) jako średnią ważoną $EN(B) = ENs(B) \cdot K_{15} + Q_{15} \cdot (1 - K_{15}) = 2,89 \cdot 0,93 + 30 \cdot 0,07$ Uzyskujemy wartość $EN(B)=4,7877\%Q_n$.

Etap 3. Średni niedobór dla całego systemu wyznaczamy zgodnie z (11) jako $EN(S) = EN(A + B) \cdot K_{16} + Q_{16} \cdot (1 - K_{16})$. Średni niedobór obu gałęzi wyznaczamy jako sumę niedoborów niezależnie działających gałęzi A i B, które na tym etapie należy traktować jako elementy zwykłe. Stąd $EN(A + B) = EN(A) + EN(B)$. W rezultacie uzyskujemy dokładną wartość niedoboru przykładowego systemu kanalizacji podciśnieniowej $EN(SKP)=20,67568\%Q_n$.

Uzyskany wynik poddano weryfikacji za pomocą MPZ. Za pomocą makra utworzonego w EXCEL-u wygenerowano $I(MPZ)=2^{16}=65536$ stanów elementarnych systemu. Uzyskano wynik $EN(MPZ)=20,6757\%Q_n$. Jak wiadomo pracochłonność dokładnej MPZ jest bardzo duża.

Nawet posiadając uniwersalny program generujący wszystkie stany elementarne systemu, do wyznaczenia EN konieczne jest uwzględnienie struktury systemu, co jest realizowane za pomocą odpowiednich formuł (czasem megaformuł) do wyznaczania niedoborów dla wszystkich stanów elementarnych systemu.

Nieporównywalnie łatwiej i szybciej można wyznaczyć $EN(SKP)$ za pomocą MKN. Nawet znaczna liczba elementów systemu nie zwiększa w istotny sposób pracochłonności metody, a obliczenia można przeprowadzić za pomocą kalkulatora. Prowadzenie obliczeń jest intuicyjnie proste, gdyż de facto opiera się na wykorzystaniu wzoru na prawdopodobieństwo zupełne.

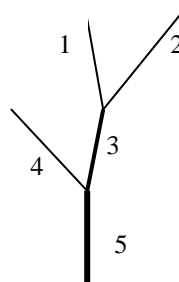
3. Metoda dla kanalizacji grawitacyjnej

Idea MKN zostanie przedstawiona na prostym przykładzie. System kanalizacji grawitacyjnej (SKG) składa się z $n=5$ elementów (rys.2). Dla każdego i -tego elementu (kanału) znana jego niezawodność K_i oraz maksymalna wielkość dopływu Q_i z części zlewni przynależnej do i -tego odcinka kanalizacji.

Na podstawie znajomości struktury systemu, dla każdego elementu wyznacza się całkowitą ilość ścieków przepływających przez dany element Q_{ci} (tab.5). W dalszej części przyjęto, że uszkodzenia kanałów następują w dolnych ich węzłach.

W przypadku kanalizacji grawitacyjnej niemożliwe jest zbyt duże uproszczenie metody. Ze względu na specyfikę działania kanalizacji grawitacyjnej, praktycznie na każdym kroku należy uwzględniać hierarchię elementów.

Tutaj dla wszystkich elementów podrzędnych znajdujących się na jednym poziomie hierarchii (np. elementy 1 i 2) można zastosować wzór (3) lub (9).



Rys.2. Prosty system kanalizacji grawitacyjnej

Fig.2. A simple gravity sewer system

Tabela 6. Charakterystyki elementów prostego systemu kanalizacji grawitacyjnej

Table 6. A simple gravity sewer system – characteristics of elements

Parametry i -tego elementu	Numer elementu i				
	1	2	3	4	5
Q_i [% Q_n]	5	10	15	20	50
Q_{ci} [% Q_n]	5	10	30	20	100
K_i	0,95	0,9	0,94	0,9	0,92

Natomiast dla elementu nadrzędnego odbierającego ścieki z elementów podrzędnych (np. element 3) średni niedobór skumulowany można wyrazić jak średni niedobór skumulowany dla elementu krytycznego w kanalizacji podciśnieniowej (11). Idąc dalej: element 3, który na początku był elementem nadrzędnym dla elementów 1 i 2, w kolejnym kroku jest traktowany tak samo jak element 4 (tzn. elementy 3 i 4 są podrzędne w stosunku do elementu 5). Stąd kolejno mamy:

$$ENs(2) = EN1 + EN2 = 1,25\% Qn$$

$$ENs(3) = ENs(2) \cdot K3 + N3 \cdot (1 - K3) = 2,975\% Qn$$

$$ENs(4) = ENs(3) \cdot K4 + (N4 + ENs(3)) \cdot (1 - K4) = 4,975\% Qn$$

$$ENs(5) = ENs(4) \cdot K5 + 100 \cdot (1 - K5) = 12,577\% Qn$$

Obliczenia za pomocą MKN dla systemów kanalizacji grawitacyjnej można również prowadzić tabelarycznie (tab.7). W tej tabeli dla ułatwienia można uwzględnić dodatkową kolumnę jak w tabelach 3 i 4.

Dokładnie taki sam wynik uzyskujemy stosując MPZ (tab.8) i wyznaczając:

$$EN(S) = \sum_{z=1}^{32} Nz \cdot Pz \quad (12)$$

gdzie z – numer stanu elementarnego systemu, Nz – niedobór występujący w z -tym stanie, Pz – prawdopodobieństwo zajścia z -tego stanu SKP.

Tabela 7. Prowadzenie obliczeń dla SKG za pomocą metody kumulacji niedoborów

Table 7. Calculation of SKG using the deficit accumulation method

Element		Niedobór wynikający ze stanu elementu [%Qn]	Prawdopodobieństwo stanu	Średni niedobór skumulowany ENs(i) [%Qn]
i	stan			
1	+	0	K1=0,95	ENs(1)=N1·(1-K1)=0,25
	-	N1=Qc1=5	1-K1=0,05	
2	+	0	K2=0,9	ENs(2)=ENs(1)·K2+[N2+ENs(1)](1-K2)=1,25
	-	N2=Qc2=10	1-K2=0,1	
3	+	0	K3=0,94	ENs(3)=ENs(2)·K3+N3·(1-K3)=2,975
	-	N3=Qc3=30	1-K3=0,06	
4	+	0	K4=0,9	ENs(4)=ENs(3)·K4+[N4+ENs(3)]·(1-K4)=4,975
	-	N4=Qc4=20	1-K4=0,1	
5	+	0	K5=0,92	ENs(5)=ENs(4)·K5+N5·(1-K5)=12,577
	-	N5=Qc5=100	1-K5=0,08	

Można zauważyć, że dla SKG złożonego tylko z $n=5$ elementów różnica w pracochłonności metod jest już duża. W MPZ liczba stanów $I(MPZ)=2^n$ rośnie wykładniczo, natomiast w MKN liczba wierszy wynosi jedynie $2 \cdot n$. Obliczenia w MKN łatwo też zaprogramować.

Tabela 8. Zastosowanie MPZ do wyznaczania średniego niedoboru dla przykładowego systemu kanalizacji grawitacyjnej

Table 8. Application of MPZ to determine the average deficit in a gravity sewer system

Stan z	k	Elementy					Pz	Nz [%Qn]	Nz·Pz
		1	2	3	4	5			
1	0	1	1	1	1	1	0,66546	0	0
2	1	0	1	1	1	1	0,03502	5	0,175122
3	1	1	0	1	1	1	0,07394	10	0,739404
4	2	0	0	1	1	1	0,00389	15	0,058374
5	1	1	1	0	1	1	0,04248	30	1,274292
6	2	0	1	0	1	1	0,00224	30	0,067068
7	2	1	0	0	1	1	0,00472	30	0,141588
8	3	0	0	0	1	1	0,00025	30	0,007452
9	1	1	1	1	0	1	0,07394	20	1,478808
10	2	0	1	1	0	1	0,00389	25	0,09729
11	2	1	0	1	0	1	0,00822	30	0,246468
12	3	0	0	1	0	1	0,00043	35	0,015134
13	2	1	1	0	0	1	0,00472	50	0,23598
14	3	0	1	0	0	1	0,00025	50	0,01242
15	3	1	0	0	0	1	0,00052	50	0,02622
16	4	0	0	0	0	1	2,8E-05	50	0,00138
17	1	1	1	1	1	0	0,05787	100	5,78664
18	2	0	1	1	1	0	0,00305	100	0,30456
19	2	1	0	1	1	0	0,00643	100	0,64296
20	3	0	0	1	1	0	0,00034	100	0,03384
21	2	1	1	0	1	0	0,00369	100	0,36936
22	3	0	1	0	1	0	0,00019	100	0,01944
23	3	1	0	0	1	0	0,00041	100	0,04104
24	4	0	0	0	1	0	2,2E-05	100	0,00216
25	2	1	1	1	0	0	0,00643	100	0,64296
26	3	0	1	1	0	0	0,00034	100	0,03384
27	3	1	0	1	0	0	0,00071	100	0,07144
28	4	0	0	1	0	0	3,8E-05	100	0,00376
29	3	1	1	0	0	0	0,00041	100	0,04104
30	4	0	1	0	0	0	2,2E-05	100	0,00216
31	4	1	0	0	0	0	4,6E-05	100	0,00456
32	5	0	0	0	0	0	2,4E-06	100	0,00024
Razem									12,577

4. Uwagi

Badania niezawodności systemów kanalizacyjnych zostały zapoczątkowane znacznie później niż analogiczne badania sieci wodociągowych, gazowniczych czy ciepłowniczych. Dlatego stan tych badań nie jest zadowalający. Dotychczas przeprowadzono głównie badania eksploatacyjne obiektów kanalizacyjnych i szacowano wartości podstawowych miar niezawodności tych systemów. Według ocen wielu badaczy, zarówno w literaturze krajowej jak i zagranicznej jest bardzo niewiele wyników badań dotyczących miar niezawodności i metod ich wyznaczania dla systemów kanalizacyjnych. Ten obszar badań jest na etapie rozwoju, nadal poszukuje się najbardziej odpowiednich metod wyznaczania miar niezawodności dla systemów kanalizacyjnych [7].

Dotychczas średnią ilość ścieków EN nieodprowadzonych z danego obszaru przez system kanalizacyjny (grawitacyjny lub podciśnieniowy) wyznaczano najczęściej za pomocą metody przeglądu częściowego. Oprócz wypisania wszystkich uwzględnianych stanów systemu konieczne było uwzględnienie struktury systemu, czyli określenie reguł do wyznaczania niedoborów w tych stanach. Rezultatem pracochłonnych działań był wynik przybliżony, przy czym na ogół nie szacowano możliwego błędu metody, wierząc że jest on mały [1, 2, 3].

Przedstawiona metoda kumulacji niedoborów jest zarazem prosta i dokładna. Opracowanie jej związane było i innym niż dotychczas podejściem do wyznaczania średniego niedoboru systemu. Metoda nie opiera się bowiem na metodzie przeglądu, która w każdym uwzględnianym stanie elementarnym systemu uwzględnia wszystkie istotne elementy systemu. W nowej metodzie do dokładnego wyniku EN(S) dochodzi się uwzględniając na poszczególnych etapach kolejne elementy systemu, przy równoczesnym hierarchicznym odwzorowaniu drzewiastej struktury systemu za pomocą odpowiednich wzorów. Wzory są proste i intuicyjnie zrozumiałe, a ich słuszność została wykazana. Wynikają one bowiem z procesu dekompozycji SK i zastosowania wzoru na prawdopodobieństwo zupełne. Metoda z powodzeniem może być stosowana dla dużych systemów kanalizacji podciśnieniowej, grawitacyjnej i mieszanej.

5. Wnioski

- Systemy kanalizacyjne funkcjonujące w różnych jednostkach osadniczych z uwagi na ukształtowanie terenu, rodzaj kanalizacji, liczbę osób korzystających z kanalizacji czy rozległość mogą być odmienne. Jednak systemy kanalizacji grawitacyjnej i podciśnieniowej można odwzorować w podobny sposób za pomocą struktury drzewiastej.
- Praktyczną miarą niezawodności SK jest średnia ilość nieodprowadzonych ścieków EN.
- Nowa, oryginalna metoda kumulacji niedoborów (MKN) pozwala na wyznaczenie dokładnej (dla przyjętej struktury) wartości EN.

- Wiarygodność wyniku EN zależy od stopnia uproszczenia struktury czyli od uwzględnienia lub pominięcia istotnych elementów SK (kanałów, kolektorów, przepompowni ścieków) oraz od przyjęcia realnych danych (niezawodności uwzględnianych elementów oraz ilości odprowadzanych/przepływających przez nie ścieków).
- MKN pozwala na uwzględnienie w modelu dowolnie dużej liczby elementów systemu przy niewielkim nakładzie pracy. Liczba koniecznych obliczeń wraz ze wzrostem liczby elementów systemu w MKN wzrasta liniowo, natomiast w MPZ wrasta wykładniczo.
- Obliczenia w MKN można przeprowadzać przy użyciu najprostszego kalkulatora, lub nawet ręcznie.
- MKN można stosować dla systemów kanalizacji grawitacyjnej, podciśnieniowej i mieszanej.

Literatura

- [1] Iwanejko R., Accuracy of reliability measures of water supply and sewage facilities. Scientific problems of machines operation and maintenance. Polish Academy of Sciences. 1(157) vol.44, 2009.
- [2] Iwanejko R., Bajer J., Rozważania o wybranych metodach wyznaczania niezawodności systemu kanalizacji grawitacyjnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15) 2015, s.109-124.
- [3] Iwanejko R., Bajer J., Rozważania o wybranych metodach wyznaczania niezawodności systemu kanalizacji podciśnieniowej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15) 2015, s.125-136.
- [4] Królikowska J., Niezawodność funkcjonowania i bezpieczeństwa sieci kanalizacyjnej. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Monografia 382. Seria Inżynieria Środowiska. Kraków, 2010.
- [5] Królikowska J., Przegląd metod do oceny niezawodności działania sieci kanalizacyjnej. Materiały konferencji Naukowo-Technicznej „AQUA”, Szczyrk 2013.
- [6] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczewicz H., Niezawodność wodociągów i kanalizacji. Arkady, Warszawa, 1993.
- [7] Kwietniewski M., Rak J., Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Polska Akademia Nauk. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej. Instytut Podstawowych problemów Techniki. Warszawa 2010.
- [8] Wieczysty A., Lubowiecka T., Niezawodność systemów zaopatrzenia miasta w wodę. Materiały XIV Seminarium projektantów wodociągów. Wydawnictwo PZiTS O/Kraków, Zakopane, 1984, s.12-25.
- [9] Wieczysty A., Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej. Kraków, 1990.

NEW ANALYTICAL METHOD TO DETERMINE THE AVERAGE AMOUNT OF WASTEWATER NOT DISCHARGED TO VACUUM AND GRAVITY SEWAGE SYSTEM

S u m m a r y

The sewage system is design to collect a certain amount of wastewater from the particular site. Therefore, sewage systems, as a part of a critical urban infrastructure, should show high operation reliability. Their failures results in wastewater spills and contamination of both ground surface and soil, groundwater pollution, flooding underground urban infrastructures and building foundations as well as other sewage disasters. Sewer systems failures affect not only the residents of the serviced areas but primarily the natural environment. Contemporary sewage systems consist of elements and objects that have been in operation for many decades, and hence their technical conditions may be unsatisfactory. Therefore, failures of the sewage system are quite common. The average amount of sewage that is not discharged to the sewer system (EN) is a convenient basic indicator describing the sewer system reliability. The methods for EN determination currently known and used are not satisfactory. They are time consuming and difficult in practical applications, and once simplified do not evaluate the method's error. The paper presents an original new method of deficit cumulation (MKN). The method allows to specify the expected amount of sewage that have not been discharged from the site. The method is straightforward, easy to understand, accurate and time saving though involves an unusual approach to determine the average water deficit. The method can be used for gravity, vacuum and mixed sewer systems and it does not limit a number of sewer system elements.

Keywords: reliability, failure, sewer system, wastewater

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.102

Ryszarda IWANEJKO¹
Jarosław BAJER²

APLIKACJA METODY KUMULACJI NIEDOBORÓW DO WYZNACZANIA ŚREDNIEJ ILOŚCI NIEODPROWADZONYCH ŚCIEKÓW DLA SYSTEMU KANALIZACJI MIESZANEJ

Jedną z miar charakteryzujących niezawodność sieci kanalizacyjnej jest średnia ilość nieodprowadzonych ścieków EN. Dotychczas wartość tę wyznaczano za pomocą metod przeglądu. Uwzględnienie w obliczeniach wszystkich elementów systemu kanalizacyjnego jest praktycznie niemożliwe. Jeśli dokonuje się dużego uproszczenia schematu sieci kanalizacyjnej to przy niewielkiej liczbie kanałów można stosować metodę przeglądu zupełnego (MPZ). Jeśli jednak uproszczenie schematu sieci kanalizacyjnej nie było zbyt duże, to stosuje się metodę przeglądu częściowego (MPCz). W obu przypadkach uzyskuje się jedynie przybliżone wartości EN. W pierwszym przypadku zaniżenie wartości EN wynika z pominięcia części elementów. W drugim, zawyżenie wartości EN wynika z ograniczenia liczby równoczesnych uszkodzeń w systemie. Popelnianego błędu na ogół się nie szacuje, co oznacza, że uzyskany wynik jest niewiarygodny i mało przydatny. Decyzja podjęta na podstawie przybliżonej, o nieznanym dokładności wartości EN może być błędna i w skrajnym przypadku może doprowadzić do utraty bezpieczeństwa. W artykule przedstawiono aplikację nowej, lecz prostej analitycznej metody kumulacji niedoborów (MKN), służącej do wyznaczania średniej ilości ścieków nieodprowadzonych przez system kanalizacyjny. Obliczenia przeprowadzono dla systemu kanalizacji mieszanej podciśnieniowo-grawitacyjnej. Wynik EN uzyskany za pomocą MKN jest zgodny z wynikiem uzyskanym za pomocą MPZ. Dodatkowo przedstawiono uwagi o dokładności wyników miar średniej ilości nieodprowadzonych ścieków EN oraz uogólnionego wskaźnika niezawodności K_u , uzyskanych za pomocą MPCz.

Słowa kluczowe: kanalizacja, niezawodność, metoda kumulacji niedoborów, metody przeglądu

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Ryszarda Iwanejko, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 2552, riw@vistula.wis.pk.edu.pl

² Jarosław Bajer, Instytut Inżynierii Sanitarnej i Ochrony Środowiska, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 2877, bajerp@gmail.com

1. Wprowadzenie

Systemy kanalizacyjne (SK) wchodzą w skład strategicznej infrastruktury miejskiej. Swoje zadania odprowadzania z danego terenu ścieków powinny wypełniać z wysoką niezawodnością. Zawodność ich działania ma negatywne skutki zarówno dla mieszkańców skanalizowanego terenu jak też dla środowiska naturalnego. Dlatego bardzo ważna jest umiejętność oceny działania tych systemów. Zdaniem wielu ekspertów badania dotyczące m.in. metod wyznaczania niezawodności SK wymagają dalszego rozwoju [4, 5]. Pierwsze badania prowadzone przez autorów zmierzające do opracowania nowej metody wyznaczania EN dla systemów kanalizacyjnych przedstawiono w pracach [2, 3]. Przedstawione tam badania doprowadziły do opracowania nowej, oryginalnej metody kumulacji niedoborów (MKN), która została szczegółowo przedstawiona w [1]. Obecnie MKN jest istotnym ułatwieniem przy wyznaczaniu średniej (inaczej: przewidywanej) ilości nieodprowadzonych ścieków (EN). W tym artykule zostanie przedstawiona aplikacja tej metody dla systemu kanalizacji mieszanej. Bardziej rozbudowany przykład metodyczny potwierdził nie tylko skuteczność, ale też i prostotę MKN. Dodatkowo zwrócono uwagę na dokładność wyników średniej ilości nieodprowadzonych ścieków EN i uogólnionego wskaźnika niezawodności K_u uzyskanych za pomocą metody przeglądu częściowego (MPCz).

2. Idea metody kumulacji niedoborów

W artykule [1] przedstawiono teoretyczne podstawy nowej, oryginalnej metody służącej do wyznaczania średniej ilości nieodprowadzonych ścieków EN. Wielkość tę przez analogię do systemów wodociągowych nazywa się też czasem krótko średnim niedoborem. Opracowanie metody kumulacji niedoborów (MKN) wymagało innego niż dotychczas podejścia do wyznaczania średniej ilości nieodprowadzonych ścieków EN, gdyż w MKN odchodzi się od idei generowania stanów elementarnych systemu na rzecz przeprowadzenia tzw. „zwijania” systemu (określenie to zostanie objaśnione później).

Dla systemu kanalizacji grawitacyjnej (SKG) obliczenia rozpoczyna się od najmniejszych kanałów będących równocześnie elementami początkowymi w drzewiastej strukturze kanalizacji. Te elementy są traktowane jako tzw. elementy podrzędne albo zwykłe, czyli takie, których niesprawność powoduje brak odpływu ścieków z tych elementów. Kanały, które mają za zadanie odbiór ścieków z podłączonych do nich mniejszych kanałów są traktowane jako tzw. elementy nadrzędne albo krytyczne. Ich niesprawność, bez względu na stany elementów podrzędnych, powoduje wyłączenie ich z pracy i powstanie sumarycznego dużego niedoboru. Jeśli przez „i” oznaczymy element nadrzędny dla elementów „j” oraz „j”, to z elementem „m” można wyznaczyć tzw. niedobór skumulowany $EN_s(m)$, który zgodnie z wzorem na prawdopodobieństwo zupeł-

ne będzie sumą ważoną niedoborów dla dwóch przypadków: gdy element nadrzędny „m” będzie sprawny, oraz gdy element nadrzędny będzie niesprawny. Ogólne wzory dla tego kroku zestawiono w tabeli 1. We wzorach zamieszczonych w tabeli przez Q_c oznaczono przepływ całkowity przez dany element a przez K – wartość stacjonarnego wskaźnika gotowości elementu. Zamieszczone tu wzory, oparte na wzorach objaśnionych szczegółowo w [1] zostały podane w uproszczonej, mniej sformalizowanej postaci, tak aby metodę przedstawić w jak najbardziej przystępny sposób.

Tabela 1. Wyznaczanie średniego niedoboru skumulowanego dla elementu „m” nadrzędnego dla elementów podrzędnych „i” oraz „j”

Table 1. Average cumulative deficit for “m” element superior to inferior elements “i” and “j”

Element		Stan elementu	Prawdopodobieństwo	Niedobór w danym stanie	Średni niedobór
zwykły	nadrzędny				
„i”		+	$K(i)$	0	$EN(i) = Q_c(i) \cdot [1 - K(i)]$
		-	$1 - K(i)$	$Q_c(i)$	
„j”		+	$K(j)$	0	$EN(j) = Q_c(j) \cdot [1 - K(j)]$
		-	$1 - K(j)$	$Q_c(j)$	
	„m”	+	$K(m)$	$EN(i) + EN(j)$	$EN_s(m) = [EN(i) + EN(j)] \cdot K(m) + Q_c(m) \cdot [1 - K(m)]$
		-	$1 - K(m)$	$Q_c(m)$	

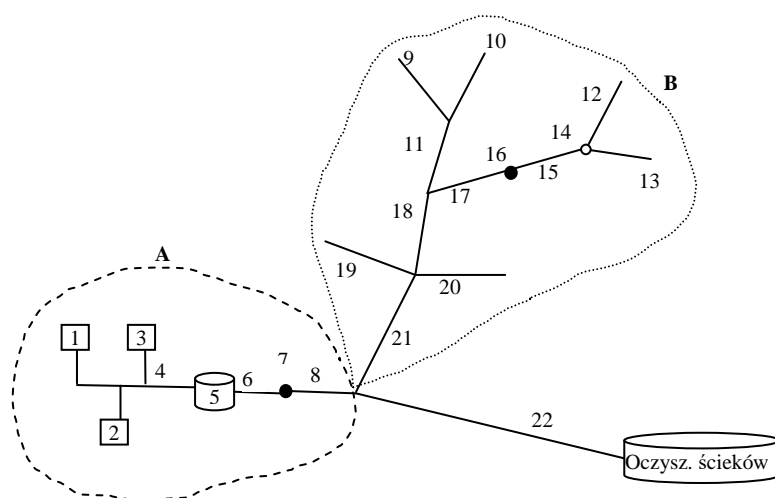
Następne kroki obliczeń wykonywane dla kolejnych elementów są analogiczne. Jako nowy element nadrzędny przyjmuje się kanał o większej średnicy leżący poniżej dotychczasowego elementu nadrzędnego. Natomiast element, który w poprzednim kroku był elementem nadrzędnym staje się elementem zwykłym. Równocześnie dochodzi zazwyczaj jeden nowy element podrzędny. Jak widać, w kolejnych krokach należy wykonywać analogiczne obliczenia.

Dla systemu kanalizacji podciśnieniowej (SKP) postępowanie jest analogiczne. Jako elementy zwykłe (podrzędne) należy uznać pojedyncze obiekty domowe, a jako elementy krytyczne (nadrzędne) kolektor podciśnieniowy (KP), stację próżniową (SP) oraz kanał (przewód) ciśnieniowy (KC) wychodzący ze stacji próżniowej. Jako obiekt domowy rozumie się tutaj podłączenie kanalizacyjne budynku, które poprzez studzienkę zbiorczą z zawodem opróżniającym jest połączone z siecią podciśnieniową.

3. Opis systemu kanalizacji mieszanej przyjętego do przykładu metodycznego

Jako system kanalizacji stanowiący podstawę do przykładu metodycznego, ilustrującego sposób wyznaczania średniej ilości nieodprowadzonych ścieków metodą skumulowanych niedoborów, przyjęto system mieszany (rys. 1), obejmujący

mający generalnie dwa podsystemy - kanalizacji podciśnieniowej (A) oraz kanalizacji grawitacyjnej (B). Ścieki sanitarne odbierane są z nich zbiorczym kanałem grawitacyjnym (kanałem głównym - KG), który nie zbiera już ścieków na swojej długości, i są odprowadzane do oczyszczalni ścieków (OŚ). W obu tych podsystemach, oprócz elementów dla nich charakterystycznych, uwzględniono także elementy kanalizacji ciśnieniowej, co w zamierzeniu autorów miało pokazać, że i dla tego rodzaju kanalizacji sposób prowadzenia obliczeń niezawodnościowych MKN jest taki sam jak dla dwóch pierwszych. Poniżej scharakteryzowano pokrótce oba wyróżnione podsystemy wraz z ich ciśnieniowymi elementami:



Rys.1. Schemat przykładowego systemu kanalizacji mieszanej; 1,2,3 – obiekty domowe, 4 – przewód podciśnieniowy, 5 – stacja próżniowa, 6 – przewód ciśnieniowy, 7 – komora rozprężna, 8 ÷ 13 - kanały grawitacyjne, 14 – przepompownia ścieków, 15 – kanał ciśnieniowy, 16 – studnia rozprężna, 17 – 21 – kanały grawitacyjne, 22 – kolektor główny grawitacyjny

Fig.1. Mixed sewer system: 1,2,3 – household facilities, 4 - vacuum line, 5 – vacuum station, 6 – pressure line, 7- decompression tank, 8 ÷ 13 – gravity channels, 14 – pump station, 15- pressure channel, 16 – decompression manhole, 17 – 21 gravity channels, 22 – gravity main

Podsystem A kanalizacji podciśnieniowej (rys. 1).

Podsystem ten, odprowadzający ścieki z terenu płaskiego, składa się z zdefiniowanych wcześniej tzw. obiektów domowych (1,2,3), z których poprzez kanał podciśnieniowy (4) ścieki dostają się do „serca układu” czyli stacji próżniowej (5), a z niej przewodem ciśnieniowym (6) tłoczone są do komory rozprężnej (7). Dalej już kanałem grawitacyjnym (8) odprowadzane są do miejsca podłączenia do kanału głównego (22).

Podsystem B kanalizacji grawitacyjnej (rys. 1).

Generalnie podsystem ten stanowi sieć kanałów grawitacyjnych (9-13 i 17-21) odprowadzających ścieki z zaznaczonego obszaru, obniżającego się w kierunku oczyszczalni, jednakże niejednolite zróżnicowanie wysokościowe zlewni tego

podsystemu (obniżenie terenu kanalizowanego przez odcinki 12 i 13) wymaga zastosowania przepompowni ścieków (14). Stanowi ona początkowy element fragmentu kanalizacji ciśnieniowej, której kolejnymi są przewód ciśnieniowy (15) oraz studnia rozprężna (16). Ze studni rozprężnej, ścieki spływają już dalej grawitacyjnie aż do miejsca podłączenia do kanału głównego (22).

Charakterystyki elementów omawianego systemu kanalizacyjnego, w którym co należy zaznaczyć, nie uwzględniono studzienek połączeniowych i studzienek kontrolnych, zestawiono w tabelach 2 i 3. Przez Q_{di} oznaczono dopływ do „i”-tego elementu, przez Q_{ci} - przepływ całkowity przez dany element, a przez Q_n – przepływ nominalny. Jako niezawodności elementów systemu przyjęto K_i stacjonarne wskaźniki gotowości tych elementów. Wartości te przyjęto na poziomie zbliżonym do podawanych w literaturze [4, 5, 6].

Tabela 2. Charakterystyki elementów podsystemu A analizowanego systemu kanalizacji

Table 2. Elements of the A sub-system in the analyzed sewage system

Opis	Podsystem A							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Element „i”	1	2	3	4	5	6	7	8
$Q_{di} [\%Q_n]$	7	8	5	0	0	0	0	0
$Q_{ci} [\%Q_n]$	7	8	5	20	20	20	20	20
K_i	0,93	0,93	0,93	0,99	0,999	0,96	0,97	0,95

Tabela 3. Charakterystyki elementów podsystemu B oraz kolektora głównego (KG) analizowanego systemu kanalizacji

Table 3. Elements of the B sub-system and the main (KG) of the analyzed sewage system

Opis	Podsystem B												KG	
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		21
Element „i”	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
$Q_{di} [\%Q_n]$	3	7	4	6	10	0	0	0	12	8	6	15	9	0
$Q_{ci} [\%Q_n]$	3	7	14	6	10	16	16	16	28	50	6	15	80	100
K_i	0,95					0,96				0,95				0,96

W dalszej części, jako kryterium sprawności SK przyjęto, że ilość ścieków, która musi zostać odprowadzona z całego skanalizowanego terenu wynosi Q_n .

4. Zastosowanie MKN

Obliczenia należy prowadzić oddzielnie: najpierw dla podsystemów A i B, a następnie dla kolektora głównego.

Obliczenia dla podsystemu A

Choć w tym przykładzie zwykłych (podrzędnych) elementów KP jest niewiele, bo łącznie 3 obiekty domowe (rys.1), to w rzeczywistości może ich być dużo więcej. Zgodnie z uzasadnionymi w pracy [1] wzorami, wynikającymi z wła-

sności addytywności wartości oczekiwanej, można dla elementów zwykłych od razu wyznaczyć ich łączny niedobór skumulowany. W analizowanym przykładzie wyniesie on

$$EN_s(3) = \sum_{i=1}^3 EN(i) = \sum_{i=1}^3 Qc(j) \cdot [1 - K(j)] \quad (1)$$

Kolejnymi elementami podsystemu A są kolektor podciśnieniowy, stacja próżniowa, przewód ciśnieniowy, komora rozprężna oraz przewód grawitacyjny (rys.1). Jak widać są to wszystko elementy krytyczne o zerowym dopływie (Q_d) i takim samym dla wszystkich elementów przepływie całkowitym (Q_c). W obliczeniach można je umownie potraktować jako jeden element o niezawodności $K(4-8) = \prod_{i=4}^8 K(i)$ i przepływie $Q_c(4-8) = Q_c(4) = \dots = Q_c(8) = \sum_{i=1}^3 Q_d(i)$. Zgodnie z wzorem na prawdopodobieństwo zupełne można podać uproszczony wzór na średni niedobór skumulowany

$$EN_s(I) = EN_s(3) \cdot K(4-8) + Q_c(4-8) \cdot [1 - K(4-8)] \quad (2)$$

Obliczenia dla podsystemu B i kolektora głównego

W obliczeniach należy uwzględnić elementy o numerach 9-22 (rys.1). Przy większej liczbie elementów obliczenia najlepiej prowadzić tabelarycznie (tab.4). Dla uproszczenia, podobnie jak powyżej, elementy o numerach od 14 do 17 (włącznie) potraktowano umownie jako jeden element o niezawodności $K(14-17) = K(14) \cdot K(15) \cdot K(16) \cdot K(17)$ i przepływie $Q_c(14-17) = Q_c(17)$.

Obliczenia $EN(SK)$, czyli średniej ilości ścieków nieodprowadzonych przez cały system kanalizacyjny SK, prowadzono kolejnymi krokami. Każdy z nich polegał na wyznaczeniu średniego skumulowanego niedoboru EN_s dla jakiegoś fragmentu sieci, dla którego zidentyfikowano elementy zwykłe i element nadrzędny.

W następnym kroku dotychczasowy element nadrzędny stawał się elementem zwykłym, uwzględniano dodatkowy równorzędny element zwykły (jeden lub kilka) oraz nowy element nadrzędny. W ten sposób dokonywano niejako „zwijania” drzewiastej struktury SK począwszy od jej początku (w aspekcie działania) aż do elementu końcowego, którym był kolektor grawitacyjny KG. Zwijaniu drzewa SK towarzyszyło uwzględnianie w kolejnych krokach obliczania wartości niedoborów skumulowanych EN_s tj. uwzględniających średnie niedobory generowane przez elementy uwzględnione wcześniej.

Jak widać metoda jest prosta i logiczna. Liczba wykonywanych operacji jest wprost proporcjonalna do liczby elementów całego systemu.

Tabela 4. Ilustracja przebiegu obliczania wartości ilości nieodprowadzonych ścieków EN(SK) [%Qn] dla podsystemu B i kolektora głównego analizowanego systemu kanalizacji za pomocą metody kumulacji niedoborów MKN

Table 4. Not discharged wastewater volume EN (SK) [%Qn] for B sub-system and the main of the analyzed sewage system, according to the cumulative deficit method MKM

Krok	Element		Średni niedobór [%Qn]
	podrzędny	nadrzędny	
Obliczenia dla podsystemu B			
1	9		$EN(9)=Qc(9) \times [1-K(9)]=0,15$
	10		$EN(10)=Qc(10) \times [1-K(10)]=0,35$
		11	$EN_s(11)=[EN(9)+EN(10)] \times K(11)+Qc(11) \times [1-K(11)]=1,175$
2	12		$EN(12)=Qc(12) \times [1-K(12)]=0,3$
	13		$EN(13)=Qc(13) \times [1-K(13)]=0,5$
		14-17	$EN_s(14-17)=[EN(12)+EN(13)] \times K(14-17)+Qc(14-17) \times [1-K(14-17)]=4,898$
3	11		$EN_s(11)=1,175$
	14-17		$EN_s(14-17)=4,989$
		18	$EN_s(18)=[EN_s(11)+EN_s(14-17)] \times K(18)+Qc(18) \times [1-K(18)]=8,269$
4	18		$EN_s(18)=8,269$
	19		$EN(19)=Qc(19) \times [1-K(19)]=0,3$
	20		$EN(20)=Qc(20) \times [1-K(20)]=0,75$
		21	$EN_s(21)=[EN_s(18)+EN(19)+EN(20)] \times K(21)+Qc(21) \times [1-K(21)]=12,853$
Obliczenia dla kolektora grawitacyjnego KG			
5	A		$EN_s(A)=3,727$
	B		$EN_s(B)=EN_s(21)=Qc(21) \times [1-K(21)]=12,853$
		22	$EN_s(22)=[EN_s(A)+EN_s(B)] \times K(22)+Qc(22) \times [1-K(22)]=\mathbf{19,9165}$

5. Zastosowanie MPZ

Wynik uzyskany powyżej za pomocą MKN poddano weryfikacji za pomocą metody przeglądu zupełnego (MPZ). W tym celu za pomocą specjalnie napisanej procedury w EXCEL-u wygenerowano stany elementarne systemu. W analizowanym przypadku dokonano pewnego uproszczenia, które pozwoliło na znaczną redukcję liczby stanów elementarnych. Dla $n=22$ elementów należałoby wygenerować $I=2^{22}=4194304$ stanów elementarnych, które zajęłyby wszystkie wiersze

czterech arkuszy jednego skoroszytu MS OFFICE'a 2010. Wykorzystano fakt, że następujące kolejno po sobie elementy krytyczne tworzą niezawodnościową strukturę szeregową. Te elementy zastąpiono jednym elementem. W podsystemie A zgrupowano w ten sposób elementy o numerach 4-8, a w odsystemie B o numerach 14-16. Dzięki temu uproszczeniu zredukowano liczbę elementów do $n'=16$, a w rezultacie uzyskano mniejszą liczbę stanów do generowania równą $I'=2^{16}=65536$. Dla każdego z tych stanów wyznaczono prawdopodobieństwo zajścia oraz ilość nieodprowadzonych ścieków (umownie: niedobór). Sumując wszystkie iloczyny tych wartości uzyskano dokładną wartość wielkości nieodprowadzonych ścieków równą $EN(SK)=19,9165\%Q_n$. Jak widać, obie metody, tj. MKN i MPZ, dały ten sam dokładny wynik, jednak pracochłonność MKN była nieporównywalnie niższa. Dysponując tabelą MPZ przeprowadzono dodatkowo dwie analizy.

Celem pierwszej analizy było sprawdzenie, jak zmienia się wartość $EN(SK)$ wraz ze zmianą liczby równoczesnych uszkodzeń (k) w przybliżonej metodzie przeglądu częściowego (MPCz). Wyniki uzyskane przy uwzględnianiu nie więcej niż k uszkodzeń równocześnie, oznaczone przez $EN(SK,k)$ wraz z błędami procentowymi zestawiono w tabeli 5. W tej tabeli zawarto też wyniki obliczeń innej miary niezawodności systemu kanalizacyjnego. Należy tu wspomnieć, że na podstawie średniej ilości nieodprowadzonych ścieków EN wyznacza się drugą miarę niezawodności systemu. Jest to tzw. uogólniony wskaźnik niezawodności K_u , wyznaczany jako $K_u = 1 - EN/Q_w$, gdzie Q_w – ilość ścieków, którą należy odprowadzić, aby uznać, że system kanalizacji jest sprawny. Miarę K_u interpretuje się jako stopień spełniania wymagań przez system. Jak widać, dla przyjętych danych, przy stosowaniu MPCz, dokładność dla EN nie przekraczającą 5% uzyskuje się dopiero dla $k \leq 3$, co wymagało uwzględnienia 1794 stanów elementarnych systemu. Jednocześnie można zauważyć, że względne błędy miary K_u są około czterokrotnie niższe od względnych błędów EN . Można więc się zastanawiać nad celowością wykorzystywania wartości K_u podczas podejmowania decyzji.

Tabela 5. Obliczenia średniej ilości nieodprowadzonych ścieków $EN(SK)$ [% Q_n] za pomocą MPCz wraz z oceną popełnianego błędu

Table 5. The average volume of not discharged wastewater $EN(SK)$ [% Q_n] according to MPCz, including error estimation

	k - liczba uwzględnianych równoczesnych uszkodzeń w MPCz					
	k=0	k≤1	k≤2	k≤3	k≤4	k≤22
Liczba stanów elementarnych MPCz	1	23	254	1794	9109	2 ²²
$EN(MPCz; k)$ [% Q_n]	0	8,51	16,00	19,03	19,78	19,9165
Błąd względny $EN(MPCz; k)$	100%	57,3%	19,7%	4,4%	0,7%	0%
$K_u(MPCz; k)$	1	0,9149	0,83998	0,8097	0,8022	0,800835
Błąd względny $K_u(MPCz; k)$	-24,9%	-14,2%	-4,9%	-1,1%	-0,2%	0%

Celem drugiej analizy było sprawdzenie, jak zmieniłaby się średnia ilość nieodprowadzonych ścieków EN(SK), gdyby system kanalizacji został uproszczony. Jeśli zostałyby pominięte elementy, w których przepływ nie przekracza $5\%Q_n$ (tj. elementy o numerach 3 i 9), to uzyskanoby wynik $EN=26,17\%Q_n$. Natomiast, gdyby pominięto elementy, w których przepływ nie przekracza $10\%Q_n$ (tj. dodatkowo elementy o numerach 1, 2, 10, 12, 13 i 19), to uzyskanoby wynik $EN=59,74\%Q_n$. Jak widać, zbytne upraszczanie struktury systemu kanalizacyjnego generuje bardzo duże błędy, których nie potrafimy oszacować. Podejmowanie jakichkolwiek decyzji na podstawie tak uzyskanych, mocno zafałszowanych wartości EN jest niebezpieczne.

6. Wnioski

- Systemy kanalizacji grawitacyjnej i podciśnieniowej mają podobną strukturę drzewiastą. Wygodną miarą niezawodności tych systemów jest EN czyli średnia ilość nieodprowadzonych ścieków.
- W artykule zaprezentowano sposób wyznaczania EN przez złożony system kanalizacji mieszanej za pomocą dwóch dokładnych metod: klasycznej metody przeglądu zupełnego (MPZ) i nowej, oryginalnej metody kumulacji niedoborów (MKN) [1].
- Uzyskano idealną zgodność wyników EN uzyskanych za pomocą MKN oraz MPZ.
- Pracochłonność, a przede wszystkim czasochłonność MPZ była bardzo duża, gdyż jej zastosowanie wymagało wygenerowania wszystkich stanów elementarnych systemu, których liczba rośnie wykładniczo wraz ze wzrostem liczby elementów systemu.
- Drugą trudnością przy realizacji MPZ, oprócz konieczności wygenerowania wszystkich stanów systemu, była konieczność uwzględnienia struktury systemu, czyli określenie reguł do wyznaczania niedoborów w tych stanach. Zrealizowano to przy pomocy odpowiedniej procedury napisanej w Excelu, przy czym samo generowanie stanów, nawet przy korzystaniu z komputera o odpowiednich możliwościach, trwało stosunkowo długo.
- Uzyskanie wyniku za pomocą MKN było proste i możliwe do zrealizowania za pomocą najprostszego kalkulatora.
- Liczba wykonanych działań w MKN jest proporcjonalna do liczby elementów systemu.
- MKN nie wprowadza ograniczeń na liczbę elementów systemu kanalizacyjnego.
- Nowa metoda kumulacji niedoborów jest prosta i logiczna. W praktyce inżynierskiej może być z powodzeniem stosowana dla wszystkich rodzajów kanalizacji sanitarnej, a po jej modyfikacji także dla kanalizacji grawitacyjnej ogólnospławnej.
- Niska praco- i czasochłonność i dokładność MKN oznaczają jej dużą użyteczność.
- Przedstawiony w pracy przykład metodyczny wyjaśnia ideę metody, pokazuje algorytm jej stosowania oraz potwierdza jej liczne zalety (prostotę, przejrzystość, wysoką dokładność, małą praco- i czasochłonność).

Literatura

- [1] Iwanejko R.: Nowa analityczna metoda do wyznaczania średniej ilości nieodprowadzonych ścieków dla systemów kanalizacji podciśnieniowej i grawitacyjnej, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3A/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 169-187.
- [2] Iwanejko R., Bajer J., Rozważania o wybranych metodach wyznaczania niezawodności systemu kanalizacji grawitacyjnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA tom XXXII, zeszyt 62 (nr 1/2015), ss.107-124, 2015.
- [3] Iwanejko R., Bajer J., Rozważania o wybranych metodach wyznaczania niezawodności systemu kanalizacji podciśnieniowej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA tom XXXII, zeszyt 62 (nr 1/2015), ss.125-136, 2015.
- [4] Królikowska J., Niezawodność funkcjonowania i bezpieczeństwa sieci kanalizacyjnej. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Monografia 382. Seria Inżynieria Środowiska. Kraków, 2010.
- [5] Kwietniewski M., Rak J., Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Warszawa, 2010.
- [6] Miszta-Kruk K, Analiza niezawodności kanalizacji podciśnieniowej na podstawie badań eksploatacyjnych wybranych systemów, Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa 2006.

METHOD OF CUMULATIVE DEFICITS USED TO DETERMINE THE AVERAGE VOLUME OF WASTEWATER NOT DISCHARGED TO MIXED SEWER

Summary

The average amount of wastewater that has not been discharged (EN) to a sewage system is a measure characterizing system reliability. So far, this value was determined using the review methods, through it is virtually impossible to analyze in calculations all elements of the sewage system. If a major simplification of a sewage system is carried out the method of a complete review (MPZ) may be used for a small number of channels. However, in order not to oversimplify the sewage system a method of partial review may be used (MPCz). In both cases only approximate values of EN are obtained. In the first case, undervaluation of EN results in omission of some elements, while in the second one an increased value of EN is caused by limits on the number of simultaneous failures in the system. Errors are generally not estimated, which means that the result is unreliable and of little use. Hence, the decisions made on the basis of the approximated EN value may be incorrect and can lead to a security loss. The article presents the new and simple analytical method for the cumulative deficits (MKN), used to determine the average volume of wastewater not discharged to the sewer system. Calculations have been performed for mixed sewer system (vacuum/gravity). The resulting EN value obtained using MKN is consistent with the result obtained using MPZ. In addition, the authors present a discussion on the accuracy of the average volume of not discharged wastewater EN and a general reliability index Ku, obtained using MPCz.

Keywords: drainage, reliability, method of cumulative deficits, the review method

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.103

Galina KALDA¹
Karolina KULA²

PROBLEMATYKA ZAGOSPODAROWANIA ODPADÓW KOMUNALNYCH I PRZEMYSŁOWYCH NA TERENIE WOJEWÓDZTWA PODKARPACKIEGO

W artykule prezentowano analizę gospodarki odpadami komunalnymi i przemysłowymi na terenie województwa podkarpackiego. Pokazano, że gospodarka odpadami jest działaniem polegającym na zbieraniu, transporcie, odzysku oraz unieszkodliwianiu odpadów. Do głównych przyczyn wzrostu ilości odpadów zalicza się dynamiczny postęp cywilizacyjny, wzrost zaludnienia jak również konieczność zaspokojenia coraz to większych potrzeb ludzi. W artykule podana charakterystyka zakładów przemysłowych, jakie są największe źródła odpadów na terenie Podkarpacia. Pokazane sposoby zagospodarowania odpadami komunalnymi i przemysłowymi, jakie są zastosowane na Podkarpaciu. Pokazane przyczyny niekorzystnego wpływu na aspekt związany z gospodarką odpadami. Główny problem stanowią brak wiedzy na temat postępowania z odpadami; stały wzrost ilości odpadów; niewystarczająca ilość instalacji i urządzeń do zagospodarowania odpadów, przede wszystkim do mechaniczno-biologicznego i termicznego przetwarzania niesegregowanych odpadów komunalnych; niski poziom odzysku; niewielki postęp związany z selektywną zbiórką odpadów komunalnych i odpadów niebezpiecznych wchodzących w skład zmieszanych odpadów komunalnych; nielegalne składowiska odpadów; mała ilość gminnych punktów zbiórki odpadów niebezpiecznych; koszty związane z gospodarką odpadów; niska świadomość ekologiczna; mała pojemność istniejących składowisk. Źle prowadzona gospodarka może powodować zanieczyszczenia środowiska, a w szczególności ziemi, powietrza i wody. Na terenie województwa podkarpackiego można zauważyć tendencję wzrostową poziomu odzyskiwanych odpadów jednak nadal nie osiągnięto zamierzonych celów. Odpady komunalne z terenu województwa podkarpackiego są przede wszystkim poddawane procesom unieszkodliwiania poprzez składowanie.

Słowa kluczowe: gospodarka, odpady komunalne, odpady przemysłowe, Podkarpacie, zanieczyszczenie

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Galina Kalda, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651068, kaldagal@prz.edu.pl

² Karolina Kula, Politechnika Rzeszowska

1. Wprowadzenie

Gospodarka odpadami jest ważnym elementem ochrony środowiska oraz szeroko pojętej gospodarki, dlatego należy rozważać kwestie środowiskowe jak i gospodarcze. Złe prowadzona gospodarka odpadami może nie tylko wpłynąć na zanieczyszczenie wszystkich komponentów środowiska, ale także na zdrowie i życie ludzkie.

Gospodarka odpadami - to przede wszystkim działania polegające na zbieraniu, transporcie, odzysku oraz unieszkodliwianiu odpadów. Ważny jest również nadzór miejsc ich unieszkodliwiania. Istnieje wiele poważnych problemów związanych z gospodarką odpadami. Coraz więcej odpadów kierowanych jest na nielegalne wysypiska, do lasów i domowych palenisk. Związki zawarte w odpadach niebezpiecznych zatrują glebę i wodę, szkodząc ludzkiemu zdrowiu. W czasie spalania wielu rodzaju odpadów wytwarzają się rakotwórcze substancje. Rozsądnym rozwiązaniem mogło by być ograniczenie produkowania zbędnych pojemników czy opakowań. Ważne jest również wykorzystywanie surowców możliwych do ponownego użytku.

Do głównych przyczyn wzrostu ilości odpadów zalicza się dynamiczny postęp cywilizacyjny, wzrost zaludnienia jak również konieczność zaspokojenia coraz to większych potrzeb ludzi. To wszystko sprawia, iż problem związany z gospodarowaniem odpadów się pogłębia. Każdy człowiek codziennie wytwarza ogromne ilości odpadów. Przeciętny Polak produkuje około 320 kg odpadów rocznie, jednak nie każdy wie jak nimi gospodarować aby nasze środowisko było naturalne i czyste. Warto więc prowadzić działania mające na celu minimalizację powstawania odpadów.

2. Odpady przemysłowe w województwie podkarpackim

Odpadem przemysłowym nazywamy uboczny produkt działalności człowieka, wytworzony w czasie procesów wydobywania i przetwórstwa przemysłowego. Są one niepożądane w miejscu ich wytworzenia oraz stanowią zagrożenie dla środowiska. Powstają w różnych zakładach przemysłowych. Do ich głównych źródeł zalicza się zakłady produkcyjne oraz elektrociepłownie, elektrownie itp. Ubocznymi produktami pochodzącymi z przemysłu spożywczego są przede wszystkim odpady organiczne pochodzenia zwierzęcego i roślinnego. W zakładach przemysłowych takich jak cementownie oraz w takich, gdzie występują sypkie materiały, powstaje dużo pyłów. Przemysł hodowlany jest także źródłem wielu odpadów, ponieważ jedynie płyny i zawiesiny odprowadzane są do oczyszczalni ścieków. Stałe odpady, bogate w związki azotu są wykorzystywane do nawożenia. Do odpadów przemysłowych zaliczamy również odpady niebezpieczne. Pochodzą one głównie z przemysłu, transportu, rolnictwa, laboratoriów. Jednak najczęściej odpadów przemysłowych powstaje w kopalniach. Są to odpady z górnictwa kamiennego, rud metali, surowców chemicznych oraz odpady energetyczne [1].

Główne zakłady zlokalizowane na terenie województwa podkarpackiego, wytwarzające odpady przemysłowe to [2]:

- Firma Oponiarska Dębica S.A. Zajmuje się produkcją opon przeznaczonych do samochodów osobowych, terenowych, dostawczych, ciężarowych, maszyn rolniczych oraz pozostałych produktów z branży oponiarskiej. W obrębie zakładu działa kotłownia, której głównym zadaniem jest produkcja energii cieplnej wykorzystanej w postaci pary wodnej w procesach technologicznych do produkcji wyrobów gumowych.
- Nowy Styl Sp. z o.o. w Krośnie - Zakład Produkcji Metalowej w Jaśle. Jest to zakład, w którym prowadzona jest instalacja galwanizacji oraz instalacja do produkcji pianek poliuretanowych (PUR).
- Sanockie Zakłady Przemysłu Gumowego "Stomil Sanok" S.A. Zakład ten zajmuje się produkcją wyrobów gumowych i gumowo-metalowych dla przemysłu motoryzacyjnego, farmaceutycznego, maszynowego, produkcji sprzętu AGD oraz budownictwa.
- Tikkurila Polska S.A. w Dębicy. W tej firmie produkowane są żywice alkidowe, alkidowe modyfikowane, poliestrowe, lakiery, roztwory żywic stałych w rozpuszczalnikach.
- Zakład Metalurgiczny "WSK Rzeszów" Sp. z o.o. Jest to zakład, w którym prowadzona jest instalacja odlewni żeliwa. Wytwarzane są w nim szerokiej gamy odlewy żeliwne z niskostopowego i niestopowego żeliwa sferoidalnego, żeliwa szarego oraz żeliwa stopowego.
- Zakład Rafineryjny Jasło Sp. z o.o. W zakładzie tym prowadzona jest instalacja, w której z odpadowych tworzyw sztucznych produkowana jest frakcja węglowodorowa oraz olej surowcowy. Powstały produkt stanowi komponent stosowany do produkcji paliw.
- Zakłady chemiczne "Siarkopol" Tarnobrzeg Sp. z o.o. W zakładzie tym produkowany jest kwas siarkowy, związki fluoru, nawozy mineralne (granulowane i pyliste), ziemia bieląca oraz koagulanty glinowe.
- ICN Polfa Rzeszów S.A. Jest to spółka zlokalizowana przy ulicy Przemysłowej w Rzeszowie, która zajmuje się wytwarzaniem produktów farmaceutycznych przy zastosowaniu procesów biologicznych lub chemicznych.

3. Odpady komunalne w województwie podkarpackim

Odpadami komunalnymi nazywany takie odpady, które pochodzą z gospodarstw domowych oraz odpady powstające u innych wytwórców odpadów, nie zawierające odpadów niebezpiecznych, które poprzez swój skład i charakter przypominają odpady wytworzone w gospodarstwach domowych [3]. Występują one w postaci płynnej lub stałej. Do odpadów komunalnych zaliczamy wszystkie przedmioty i substancje nieprzydatne, których właściciel pozbywa się, ma zamiar się pozbyć lub jest zobowiązany do ich pozbycia.

W skład odpadów komunalnych wchodzi przede wszystkim odpady kuchenne, odpady z surowców naturalnych i syntetycznych. W bardziej szczegółowym składzie wyróżniamy materię organiczną oraz mineralną.

Zakłady wytwarzające odpady komunalne, znajdujące się na terenie województwa podkarpackiego to m.in. [2]:

- Rolnicza Spółdzielnia Wytwórczo-Usługowa w Głuchowie. Jest to spółdzielnia eksploatująca instalację chowu drobiu, o całkowitej liczbie stanowisk stanowiących ponad 40 000.
- Zakład Rafineryjny Jasło Sp. z o.o. W zakładzie tym, prowadzona jest instalacja przerobu tworzyw sztucznych.
- Zielone Fermy Sp. z o.o. w Lublinie - Ferma Trzody Chlewnej w Jelnej.
- PGE Górnictwo i Energetyka Konwencjonalna S.A. Elektrociepłownia Rzeszów.
- Alima Gerber S.A. w Rzeszowie.
- Przedsiębiorstwo Produkcyjne Koral.

4. Sposoby zagospodarowania odpadów

Wszystkie produkty niezagospodarowane oraz produkty nie mające określonego przeznaczenia zyskują miano odpadów. Odpad staje się materiałem bądź surowcem w czasie jego zagospodarowania [4]. Wynika z tego, iż każda substancja pozyskiwana, przetwarzana oraz przemieszczana przez ludzi może stać się produktem i zasobem użytecznym bądź odpadem uciążliwym dla środowiska. Producenci odpadów powinni eliminować ich powstawanie lub ograniczać ich ilość. Działania związane z produkcją odpadów powinny być zaplanowane, projektowane oraz prowadzone zgodnie z takimi wymogami jak [5]:

- zapobieganie powstawaniu, a jeżeli to niemożliwe, ograniczanie ilości odpadów oraz negatywnego wpływu na otoczenie;
- jeżeli nie udało się zapobiec powstaniu odpadów, należy zapewnić odzysk zgodny z zasadami ochrony środowiska;
- odpady, które nie mogły zostać poddane odzyskowi, należy unieszkodliwić zgodnie z zasadami ochrony środowiska.

Ramowa Dyrektywa o odpadach przedstawiła pięciostopniową piramidę obrazującą hierarchię postępowania z odpadami. Kolejność działań jest następująca: zapobieganie oraz ograniczanie, przygotowanie do ponownego użycia, recykling, odzysk oraz unieszkodliwianie.

Zapobieganie polega na zastosowaniu odpowiednich środków, zanim dany materiał, produkt bądź substancja stanie się odpadem. Środki te, ograniczają ilości powstających odpadów oraz nie wpływają niekorzystnie na zdrowie ludzi oraz środowisko.

Przygotowanie do powtórnej użycia – są to działania polegające na naprawie oraz czyszczeniu odpadów, dzięki czemu produkty te będą mogły

zostać ponownie wykorzystane bez żadnych czynności związanych z przetwarzaniem wstępnym. Ponowne wykorzystanie może dotyczyć sprzętu elektrycznego, elektronicznego, sprzętu AGD, które nadal są sprawne, a które nie są już potrzebne lub nie są używane przez właścicieli.

Recykling jest rodzajem odzysku, polegający na tym, iż odpady zostają powtórnie przekształcane w materiały, produkty bądź substancje zagospodarowywane w pierwotnym celu bądź innych bez uwzględnienia odzysku energii. Nie każdy produkt może zostać poddany wielokrotnemu użyciu. Odpady te należy zbierać selektywnie, a następnie poddać segregacji w celu odzysku substancji lub materiałów, które można ponownie przetworzyć. Selektywne gromadzenie i pozyskiwanie surowców wtórnych z odpadów tworzy podstawę przemysłanej gospodarki odpadami.

Inne metody odzysku – są to inne metody, niż recykling i przygotowanie do powtórnego użycia, a ich podstawowym zadaniem jest to, aby odpady mogły służyć użytecznemu zastosowaniu, w wyniku zastąpienia innych materiałów, które w przeciwnym razie mogłyby zostać wykorzystane do określonej funkcji.

Unieszkodliwianie jest procesem, niebędący odzyskiem, nawet jeśli wtórnym rezultatem tego procesu jest będzie odzysk energii bądź substancji [6].

5. Zagospodarowanie odpadów przemysłowych na Podkarpaciu

W 2013 roku województwo podkarpackie na tle innych województw zajmowało 13 miejsce w kraju pod względem ilości wytwarzanych odpadów. Wyprodukowano zaledwie 1 439,1 tys. Mg odpadów przemysłowych. Najwięcej odpadów wytworzono w województwie śląskim - około 37 000 tys. Mg odpadów przemysłowych. Łącznie w całym kraju wytworzono 123 123,5 tys. Mg odpadów tego rodzaju.

Zebrane odpady na terenie województwa podkarpackiego stanowiły tylko 1,2% odpadów wyprodukowanych w skali całego kraju. Nastąpiła tendencja spadkowa w porównaniu do poprzednich lat.

Najwięcej odpadów wytworzono w powiecie: dębickim (353,2 tys. Mg); stalowowolskim (261,7 tys. Mg); jarosławskim (229,6 tys. Mg); mieleckim (147,2 tys. Mg); rzeszowskim (90,2 tys. Mg). Łączna ich ilość wynosi 75% odpadów na tle Podkarpacia.

Najmniej odpadów przemysłowych wytworzono w powiecie: przemyskim (1,4 tys. Mg); lubaczowskim (2,3 tys. Mg); bieszczadzkim (4,7 tys. Mg) [2].

Ilość i sposób zagospodarowania odpadów przemysłowych w 2013 roku przedstawia tabela 1.

Największa część odpadów przemysłowych została poddana odzyskowi. Pozostałymi sposobami zagospodarowania odpadów było unieszkodliwianie, w tym składowanie na składowiskach, unieszkodliwianie termiczne oraz magazynowanie czasowo.

Tabela 1. Zagospodarowanie odpadów w 2013 r.

Table 1. Waste management in year 2013

Sposób zagospodarowania	Ilość odpadów [tys. Mg]	Ilość odpadów, %
Odzysk	1 321,10	91,8
Magazynowanie czasowo	70,5	4,9
Składowanie na składowiskach	33,1	2,3
Unieszkodliwianie termiczne	10,1	0,7
Unieszkodliwianie w inny sposób	4,3	0,3

W tabeli 2 przedstawiono odpady wytworzone w największej i najmniejszej ilości w 2013 r. na terenie województwa podkarpackiego.

Tabela 2. Grupy odpadów wytworzone w 2013 r.

Table 2. Groups of waste produced in year 2013

Największa ilość odpadów	
Rodzaj odpadu	Ilość [tys. Mg]
Z budowy, remontów, demontażu budynków oraz infrastruktury drogowej	609,4
Z procesów termicznych	323,5
Z rolnictwa, sadownictwa, rybołówstwa, leśnictwa, łowiectwa i przetwórstwa żywności	150,2
Z przetwórstwa drewna, produkcji płyt i mebli, papieru i tektury	148,9
Najmniejsza ilość odpadów	
Z przeróbki ropy naftowej, oczyszczania gazu ziemnego oraz pirolitycznej przeróbki węgla	0,2
Odpady paliw ciekłych i oleje odpadowe	1,1
Z produkcji, przygotowania, obrotu i stosowania powłok ochronnych, klejów, kitu i farb drukarskich	1,6

6. Zagospodarowanie odpadów komunalnych na Podkarpaciu

W 2013 roku w województwie podkarpackim zebrano 411,6 tys. Mg odpadów komunalnych, z czego 17,4% stanowiły odpady posegregowane, pozostałe to odpady zmieszane (339,8 tys. Mg). Największą część wyselekcjonowanych odpadów stanowiło: szkło (35 tys. Mg); bioodpady (10,1 tys. Mg); tworzywa sztuczne (9,6 tys. Mg); odpady wielkogabarytowe (1,4 tys. Mg); ziemia i gleba (1,4 tys. Mg); makulatura i papier (1,3 tys. Mg); odpady opakowaniowe zmieszane (1,2 tys. Mg); zużyte opony (1,1 tys. Mg); zużyty sprzęt elektryczny i elektroniczny (1,1 tys. Mg).

Do pozostałych odpadów są zaliczone metale, leki, odpady budowlane, baterie i akumulatory, tekstylia, odpady zielone z parków i ogrodów. Łącznie stanowiły one 13,4%.

W 2012 roku z terenów miejskich zebrano około 69% odpadów komunalnych, natomiast z terenów wiejskich około 31%. Odpady wyprodukowane w miastach zostały zagospodarowane poprzez składowanie na składowiskach w 45%, reszta została poddana innym procesom przetwarzania. Odpady wytworzone na wsiach w 61% zostały składowane na składowiskach. Reszta odpadów stanowiąca 39% poddana została innym procesom przetwarzania [2].

7. Problem związany z gospodarką odpadami na Podkarpaciu

Istnieje wiele przyczyn mogących niekorzystnie wpłynąć na aspekt związany z gospodarką odpadami. Główny problem stanowi:

- brak wiedzy na temat postępowania z odpadami;
- stały wzrost ilości odpadów;
- niewystarczająca ilość instalacji i urządzeń do zagospodarowania odpadów, przede wszystkim do mechaniczno-biologicznego i termicznego przetwarzania niesegregowanych odpadów komunalnych;
- niski poziom odzysku;
- niewielki postęp związany z selektywną zbiórką odpadów komunalnych i odpadów niebezpiecznych wchodzących w skład zmieszanych odpadów komunalnych;
- nielegalne składowiska odpadów;
- mała ilość gminnych punktów zbiórki odpadów niebezpiecznych;
- koszty związane z gospodarką odpadów;
- niska świadomość ekologiczna;
- mała pojemność istniejących składowisk.

Źle prowadzona gospodarka może powodować zanieczyszczenia naszego środowiska, a w szczególności ziemi, powietrza i wody.

Obowiązkiem każdej gminy, wynikającym z ustawy o utrzymaniu czystości i porządku w gminach jest prowadzenie działań edukacyjnych i informacyjnych w zakresie prawidłowej gospodarki odpadami komunalnymi, zwłaszcza w zakresie selektywnej zbiórki odpadów komunalnych.

W ostatnich latach zaobserwowano stały wzrost ilości odpadów komunalnych i przemysłowych. Na wzrost wytwarzanych odpadów wpływa m.in.:

- wzrastająca liczba zakładów przemysłowych, obiektów handlowo-usługowych i turystycznych;
- wzrastający rozwój technologiczny;
- nieracjonalna gospodarka produktami oraz surowcami użytkowymi przez ludzi.

Znajdujące się w śmieciach różnego rodzaju związki chemiczne, wyłukiwane są przez opady atmosferyczne, powodując skażenia gleb, atmosfery i wód. Najbardziej toksycznymi związkami w odpadach są przeterminowane leki, lakiery, farby, baterie, oleje samochodowe, świetlówki

rtęciowe, itd. Zawierają one w swoim składzie metale ciężkie, które trują nasze otoczenie i przyczyniają się do wielu groźnych chorób ludzi, roślin i zwierząt.

W celu ograniczenia ilości odpadów trafiających do naszego środowiska promuje się selektywną zbiórkę odpadów.

Planowanymi działaniami mającymi na celu ograniczyć wytwarzanie odpadów komunalnych według Wojewódzkiego Planu Gospodarki Odpadami jest:

- intensyfikacja działań informatyczno-edukacyjnych promujących minimalizację powstawania odpadów jak również właściwe postępowanie z wyprodukowanymi odpadami;
- zachęcanie do wykorzystywania produktów wytwarzanych z odpadowych materiałów;
- rekultywacja oraz zamykanie tych składowisk odpadów, które nie spełniają wymogów prawa;
- ograniczanie uciążliwości związanej z eksploatacją składowisk.

Na terenie województwa podkarpackiego występują instalacje wspomagające gospodarkę odpadami, takie jak spalarnie; współspalarnie; instalacje służące do unieszkodliwiania odpadów poubojowych; instalacje służące do unieszkodliwiania odpadów medycznych; kompostownie; sortownie; stacje demontażu pojazdów oraz punkty ich zbierania.

W województwie podkarpackim pod koniec 2013 r. funkcjonowało [2]:

- pięć spalarni odpadów przemysłowych, zlokalizowanych w Rzeszowie, Bratkowicach, Pustkowie, Tarnobrzegu i Jedliczu;
- sześć współspalarni odpadów, mieszczących się w Nowej Dębie, Jaśle, Sanoku, Raniżowie, Mielcu, Kolbuszowej;
- trzy instalacje służące do unieszkodliwiania odpadów poubojowych. Znajdują się w miejscowościach Leżachów, Wróblak Szlachecki, Przewrotne;
- trzy instalacje służące do unieszkodliwiania odpadów medycznych zlokalizowane w Rzeszowie, Tarnobrzegu i Jedliczu;
- pięćdziesiąt stacji demontażu pojazdów oraz dwanaście punktów ich zbierania;
- siedemnaście sortowni odpadów znajdujących się w miejscowościach Rzeszów, Błażowa, Strzyżów, Krosno, Paszczyzna, Giedlarowa, Ustrzyki Dolne, Wolica, Sanok, Dukla, Pysznica, Żarnowiec, Leżajsk, Jodłowa, Kozodrza, Krzeszów, Stalowa Wola;
- cztery kompostownie zlokalizowane w Leżajsku, Paszczynie, Krośnie oraz Kozodrzy.

Konieczna jest budowa nowych instalacji do zagospodarowania odpadów z sektora komunalnego, które uległy biodegradacji. Mała liczba instalacji tego rodzaju oraz niska moc przerobowa nie wpływa pozytywnie na prawidłową gospodarkę odpadami oraz na zaspokojenie wymagań środowiskowych.

Przewidziana jest również budowa obiektów do termicznego przetwarzania osadów ściekowych oraz instalacji do termicznego unieszkodliwiania komunalnych odpadów. Te inwestycje ograniczą kierowanie odpadów na składowiska

o około 40-60% wagowo i 80-90% objętościowo. W wyniku spalania odpadów możliwy jest odzysk energii cieplnej, którą można przetworzyć na energię elektryczną jak również wykorzystać do celów grzewczych osiedli.

Planowanymi inwestycjami jest także budowa biogazowni, dzięki której będzie można wykorzystać dostępne surowce pochodzenia rolniczego.

Na terenie województwa podkarpackiego problem stanowią również stacje demontażu pojazdów. Bardzo często obiekty te nie posiadają kompletnej dokumentacji dotyczącej ilości pojazdów wycofanych z eksploatacji. Dochodzi do kradzieży takich pojazdów na części i są one demontowane poza stacjami przeznaczonymi do tego.

Podkarpacie posiada najmniejszą ilość instalacji do mechaniczno-biologicznego przetwarzania odpadów w porównaniu do pozostałych województw. Jedynie w Krośnie występuje taka instalacja, a jej przepustowość wynosi:

- dla części mechanicznej 37 000 Mg odpadów na rok;
- dla części biologicznej 4 760 Mg odpadów na rok.

Na terenie województwa podkarpackiego można zauważyć tendencję wzrostową poziomu odzyskiwanych odpadów jednak nadal nie osiągnięto zamierzonych celów. Głównymi odpadami wyselekcjonowanymi w ostatnich latach były szkło, bioodpady, tworzywa sztuczne, odpady wielkogabarytowe, makulatura, ziemia i gleba, odpady opakowaniowe, zużyte opony oraz zużyty sprzęt elektroniczny i elektryczny.

Głównymi celami do osiągnięcia na terenie województwa podkarpackiego jest wzrost udziału odzysku, a w szczególności recyklingu metali, szkła, makulatury, tworzyw sztucznych oraz odzysku energii z odpadów komunalnych. Gminy według znowelizowanych przepisów ustawy mają obowiązek [2]:

- przygotować do wtórnego wykorzystania odpady, takie jak metal, papier, szkło, tworzywa sztuczne na poziomie co najmniej 50% ich masy do końca roku 2020;
- oddzielenie odpadów wielkogabarytowych z odpadów komunalnych i poddanie ich procesom unieszkodliwiania oraz odzysku na poziomie 95% do końca roku 2020;
- oddzielenie odpadów remontowo-budowlanych z odpadów komunalnych i poddanie ich unieszkodliwianiu oraz procesom odzysku na poziomie 70% do końca roku 2020;
- oddzielenie odpadów niebezpiecznych z odpadów komunalnych i poddanie ich unieszkodliwianiu na poziomie 95% do końca roku 2020.

Od wielu lat poważny problem w zakresie ochrony środowiska na terenie województwa podkarpackiego stanowią dzikie wysypiska śmieci. Liczba nielegalnych składowisk, na których gromadzone są różne rodzaje odpadów rośnie z roku na rok. Głównym problemem dzikich wysypisk jest to, iż nie są one zabezpieczone w żaden sposób od podłoża oraz nie posiadają wydzielonej strefy ochronnej. Brak zabezpieczeń powoduje emisję substancji niebezpiecznych

z odpadów w kierunku wód podziemnych, powierzchniowych, gleby oraz wpływa na pogorszenie się ich jakości. W wyniku występowania w składowanych odpadach różnego rodzaju chorobotwórczych bakterii i grzybów, nielegalne składowiska mogą stanowić zagrożenie epidemiologiczne. Przedostanie się niebezpiecznych substancji do wód powierzchniowych i gruntowych może powodować zanieczyszczenie wody wykorzystywanej do picia, a następnie prowadzić do groźnych chorób. Szczególnie podatne na takiego typu zanieczyszczenia są wody powierzchniowe [7].

Niezorganizowane składowiska na terenie województwa podkarpackiego często zlokalizowane są w lasach, nad brzegami rzek i innych cieków wodnych, w wąwozach. Odpady porzucone przy ciekach wodnych, zwłaszcza odpady plastikowe przenoszone są na znaczne odległości z nurtem rzeki.

W 2012 r. zlikwidowano w Polsce 9 677 nielegalnych składowisk odpadów, z czego 20% na terenach wiejskich, a aż 80% na terenach miejskich. Według danych Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska na terenie województwa podkarpackiego zlikwidowano aż 417 dzikich wysypisk odpadów. Koszty związane z ich likwidacją wyniosły ponad 450 tysięcy złotych. Nie udało się jednak zlikwidować wszystkich wysypisk z powodu braku środków finansowych.

Dziki wysypiska są często źródłem zagrożenia pożarowego; osłabienia kondycji rosnących w pobliżu drzew; licznych chorób, a także śmierci zwierząt; samozapłonów biogazów; zaburzeń funkcjonowania ekosystemów; emisji do atmosfery CO₂, H₂S, NH₄ i innych gazów; zniekształcenia terenu; niszczenia środowiska.

Warto pamiętać iż rozkład poszczególnych odpadów trwa niekiedy setki lat. Na przykład jednorazowe pieluszki (ponad 500 lat); plastikowa butelka (ponad 500 lat); guma do żucia (5 lat); resztki papierosów (2 lata); prasa (2-12 miesięcy); puszka aluminiowa (kilka tysięcy lat); 1 litr silnikowego oleju wylany do cieku wodnego (może skazić milion litrów wody).

W województwie podkarpackim problemem związanym z gospodarką odpadami jest zbyt mała liczba punktów zbiórki odpadów niebezpiecznych takich jak:

- zużyty sprzęt elektryczny i elektroniczny;
- odpady zawierające azbest;
- komunalne osady ściekowe;
- odpady opakowaniowe;
- baterie i akumulatory;
- odpady medyczne oraz weterynaryjne.

Większość gmin prowadzi w swoim rejonie zbiórki odpadów niebezpiecznych oraz innych niż niebezpieczne wchodzących w skład odpadów komunalnych. Zbiórki odpadów organizowane są w określonych miejscach na terenie gminy okresowo, w formie obwoźnej oraz poprzez usytuowanie specjalistycznych pojemników, przeznaczonych do różnych rodzajów odpadów. Głównie pojemniki są lokalizowane w centralnych punktach wsi oraz w budynkach użyteczności publicznej. Zużyty sprzęt elektroniczny i elektryczny,

odpady wielkogabarytowe są odbierane zbyt rzadko. System ich zbiórki jest słabo rozwinięty na terenie województwa podkarpackiego. Szczególnie niebezpieczne są odpady zawierające azbest. W województwie pojemność składowisk, przyjmujących tego typu odpady jest zbyt mała. Świadomość ludzi dotycząca szkodliwości azbestu dla życia i zdrowia jest bardzo słaba. Również zbiórka przeterminowanych leków jest mało powszechna.

Do najczęstszych instalacji wspomagających gospodarkę odpadami zaliczamy składowiska. Odpady komunalne z terenu województwa podkarpackiego są przede wszystkim poddawane procesom unieszkodliwiania poprzez składowanie. Odpad nadający się na składowanie to ten, którego z przyczyn technologicznych nie udało się poddać odzyskowi, unieszkodliwić innymi metodami lub nie miało to uzasadnienia ze strony ekologicznej i ekonomicznej.

Składowanie jest ostatecznością więc z założenia odpady poddane tej metodzie nie są przewidziane do przyszłego przemieszczenia lub wykorzystania. Polega ono na bezpiecznym magazynowaniu odpadów w przeznaczonym do tego celu miejscu. Od 2013 r. funkcjonuje 7 składowisk odpadów przemysłowych na terenie województwa podkarpackiego. W tym roku składowiska przyjęły 0,7 tys. Mg odpadów przemysłowych. Największą ich ilość przyjęły dwa składowiska znajdujące się w Pustkowie. Od 2013 r. w województwie podkarpackim funkcjonuje 25 składowisk odpadów komunalnych.

8. Podsumowanie

Ilość i rodzaj powstających odpadów zależy przede wszystkim od stopnia rozwoju przemysłowego i zurbanizowania danego terenu. W województwie podkarpackim przeważają odpady pochodzące z rolnictwa ze względu na charakter rolniczo-przemysłowy tego regionu. Każdy człowiek wytwarzający odpady powinien znać zasady gospodarowania nimi. Kolejność działań jest następująca: zapobieganie oraz ograniczanie, przygotowanie do ponownego użycia, recykling, odzysk oraz unieszkodliwianie.

Główne problemy związane z gospodarką odpadami jest: brak wiedzy na temat postępowania z odpadami, stały wzrost ilości odpadów, niewystarczająca ilość instalacji i urządzeń do zagospodarowania odpadów, niski poziom odzysku, niewielki postęp związany z selektywną zbiórką odpadów komunalnych i odpadów niebezpiecznych wchodzących w skład zmieszanych odpadów komunalnych, nielegalne składowiska odpadów, mała ilość gminnych punktów zbiórki odpadów niebezpiecznych, koszty związane z gospodarką odpadów, niska świadomość ekologiczna oraz mała pojemność istniejących składowisk. Źle prowadzona gospodarka może powodować zanieczyszczenia naszego środowiska, a w szczególności: ziemi, powietrza i wody. Na terenie województwa podkarpackiego można zauważyć tendencję wzrostową poziomu odzyskiwanych odpadów jednak nadal nie osiągnięto zamierzonych celów. Odpady komunalne z terenu województwa podkarpackiego są przede wszystkim poddawane procesom unieszkodliwiania poprzez składowanie.

Literatura

- [1] Rosik-Dulewska C. Podstawy gospodarki odpadami. Wydawnictwo Naukowe PWN 2012.
- [2] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie. Raport o stanie środowiska w województwie podkarpackim w 2012 roku. Rzeszów 2013.
- [3] Ustawa o odpadach z dnia 14 grudnia 2012 roku (Dz.U. z 2013 r., poz 21), obowiązująca od 23 stycznia 2013 roku.
- [4] Jayarama Reddy P. Municipal Solid Waste Management: Processing energy recovery: global examples. 2011.
- [5] Manczarski P. Kompleksowe zarządzanie gospodarką odpadami. Praca zbiorowa. Poznań–Stare Jabłonki, 2013.
- [6] Michniewska K. Kodeks dobrych praktyk w gospodarce odpadami komunalnymi. Poradnik, 2013.
- [7] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie. Raport o stanie środowiska w województwie podkarpackim. Rzeszów 2012.

MUNICIPAL AND INDUSTRIAL WASTE MANAGEMENT PROBLEMS IN THE SUB CARPATHIAN VOIVODESHIP

Summary

In the article presented an analysis of management of municipal and industrial waste in the Sub Carpathian Voivodeship. It has been shown that waste management is an activity consisting in the collection, transport, recovery and disposal of waste. The main reasons for the increase of waste including dynamic progress of civilization, population growth and the necessity of satisfy the growing needs of people. This all makes the problem of management of waste is getting deeper. In the article presented the characteristics of industrial plants, as well as the largest sources of waste in the Sub Carpathian region. Shown ways of developing municipal and industrial waste used in the Sub Carpathian region. Shown causes of adverse effects on aspects related to waste management. The main problems are: lack of knowledge regarding waste disposal, steady increase in the amount of waste, insufficient number of installations and equipment for waste management, primarily for mechanical-biological and thermal treatment of unsorted municipal waste, low level of recovery, little progress associated with the selective municipal waste collection and hazardous waste included in mixed municipal waste, illegal waste disposal site, a small amount of municipal hazardous waste collection points, costs related to waste management, low environmental awareness and small capacity of existing disposal sites. Badly managed economy can cause environmental pollution, in particular soil, air and water. In the Sub Carpathian region can be seen an upward trend of recovered waste level but still had not achieved intended objectives. Municipal waste from the Sub Carpathian region are undergoing to disposal processes by landfilling.

Keywords: management, municipal waste, industrial waste, Sub Carpathian region, pollution

Przesłano do redakcji: 23.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.104

Galina KALDA¹
Joanna MURIAS²

ANALIZA ZANIECZYSZCZEŃ WÓD PODZIEMNYCH ODPADAMI ZAKŁADÓW PRZEMYSŁOWYCH NA TERENIE WOJEWÓDZTWA PODKARPACKIEGO

W artykule prezentowano analizę zanieczyszczeń wód podziemnych odpadami zakładów przemysłowych, jakie mają miejsce w województwie podkarpackim, a same, w Rzeszowie, Stalowej Wole, Przemyśle, Mielcu, Dębice, Tarnobrzegu. Zanieczyszczenia wód podziemnych są najczęściej konsekwencją niezamierzonych zdarzeń, takich jak np. pęknięcia i nieszczelności rurociągów i kanalizacji, uszkodzenia zbiorników z niebezpiecznymi substancjami, awarie instalacji technologicznych, itp. Przedstawione metody ochrony i monitoringu wód podziemnych przed degradacją. Dominującymi gałęziami przemysłu są przemysł lotniczy, elektromaszynowy, rolno-spożywczy oraz chemiczny. Wskaźniki zanieczyszczenia wód podziemnych w zależności od rodzaju przemysłu są bardzo zróżnicowane. Zależą od charakteru produkcji, wytwarzanych produktów, wykorzystywanych surowców, stosowanych technologii, transportu, magazynowania, metod oczyszczania ścieków, utylizacji odpadów itp. W województwie podkarpackim największa ilość odpadów przemysłowych powstała w powiecie dębickim, stalowowolskim, mieleckim i rzeszowskim. Najmniej odpadów zostało wytworzonych w powiatach lubaczowskim, bieszczadzkim i kolbuszowskim. Miastem o największej ilości odpadów przemysłowych jest Rzeszów. W pracy są analizowane zanieczyszczenia wód podziemnych ze względu na wytwarzane odpady przemysłowe i ze względu na składowiska. Jakość wód podziemnych z otworów piezometrycznych umieszczonych na terenie składowisk odpadów przemysłowych zależy od rodzaju deponowanych odpadów. Poprawa jakości wód podziemnych może być związana z modernizacją zabezpieczeń składowisk odpadów przemysłowych.

Słowa kluczowe: wody podziemne, zanieczyszczenie, odpady, zakłady przemysłowe

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Galina Kalda, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651068, kaldagal@prz.edu.pl

² Joanna Murias, Politechnika Rzeszowska

1. Wprowadzenie

Jednym z najważniejszych związków chemicznych występujących w środowisku i niezbędnym dla funkcjonowania wszystkich organizmów jest woda. Szczególne bogactwo narodowe stanowią wody podziemne. Ich skład chemiczny zależy głównie od miejsca występowania, natury ośrodka, jakości wód infiltrujących do skalnego ośrodka, procesów fizyko–chemicznych oraz biogeochemicznych, które zachodzą w warstwie wodonośnej.

Wody podziemne coraz częściej ulegają zanieczyszczeniu lub skażeniu przez odcieki wysypiskowe, ścieki przemysłowe i komunalne gromadzone na wylewiskach nieczystości oraz przez wycieki chemikaliów z cystern i zbiorników paliw. Wraz ze wzrostem zaludnienia i rozwojem przemysłu, wzrasta ilość zanieczyszczeń. Negatywny wpływ na pogorszenie się czystości wód podziemnych może mieć obecność znajdujących się w pobliżu zakładów przemysłowych, a także składowisk odpadów przemysłowych, na których gromadzone są bardzo różne rodzaje odpadów, charakterystyczne dla danego typu przemysłu. Wody podziemne w rejonie takich składowisk mogą być zanieczyszczone przez wiele różnych substancji chemicznych. Niektóre z nich są bardzo niebezpieczne dla środowiska wodnego. Zmniejszająca się dostępność oraz pogarszająca się jakość wód podziemnych jest problemem rangi światowej.

Ocena jakości wód podziemnych jest procesem złożonym i przeprowadza się ją w oparciu o przyjęte wskaźniki jakości wód. Podstawowym aktem prawnym jest Ustawa „Prawo wodne”, która określa zasady prawidłowego kształtowania, gospodarowania, a także ochronę wód. Wytyczne dotyczące monitoringu, częstotliwości wykonywania badań, klasyfikacji jakości wód zawarte są w rozporządzeniach do tej ustawy. Na ocenę jakości wód podziemnych wpływa wiele różnych czynników, które zostaną szerzej opisane w artykule wraz z procesem oceny jakości wód.

2. Zanieczyszczenia wód podziemnych

Zanieczyszczenie wód podziemnych występuje, gdy następuje niekorzystna zmiana ich cech chemicznych, fizycznych lub bakteriologicznych. Zmiany te mogą być wywołane poprzez bezpośrednie wprowadzenie substancji zanieczyszczających do wód, a także pośrednio przez przemieszczanie się wód zanieczyszczonych do ujęcia. Do zanieczyszczeń zagrażających bezpośrednio należą studnie chłonne, zalane kopalnie, składowiska podziemne itp. Pośrednio zagrażające są oddzielone i w większym lub mniejszym stopniu izolowane od wód podziemnych. Zanieczyszczenia wód podziemnych są najczęściej konsekwencją niezamierzonych zdarzeń, takich jak np. pęknięcia i nieszczelności rurociągów i kanalizacji, uszkodzenia zbiorników z niebezpiecznymi substancjami, awarie instalacji technologicznych, itp. Zanieczyszczenia pochodzące z przemysłu, gospodarki komunalnej, rolnictwa, hodowli i transportu są zasadniczymi rodzajami zanieczyszczeń wód podziemnych.

Zanieczyszczenia wód podziemnych ze względu na pochodzenie można zakwalifikować do jednej z grup:

- zanieczyszczenia geogeniczne – pojawiają się w wyniku geologicznych i przyrodniczych uwarunkowań, gdy substancja zanieczyszczająca ma naturalne pochodzenie, np. ze szkieletu gruntowego warstwy wodonośnej;
- zanieczyszczenia antropogeniczne – są wynikiem bezpośredniego wprowadzania niektórych substancji do wód podziemnych, głównie poprzez działalność i bytowanie człowieka.

Zagrożenie wód podziemnych zanieczyszczeniem zależy przede wszystkim od:

- warunków środowiska, w których zachodzi migracja (zewnętrznych czynników migracji), takich jak ciśnienie, temperatura, odczyn, potencjał utleniająco–redukcyjny, rodzaj i stężenie innych substancji w wodzie, itp.,
- właściwości (aktywności chemicznej, trwałości, itp.) potencjalnych zanieczyszczeń lub rzeczywistych, zależnie od ich budowy i składu chemicznego (tzw. czynniki wewnętrzne migracji),
- warunków hydrogeologicznych występowania wód podziemnych.

Zanieczyszczenia mogą przenikać bezpośrednio lub pośrednio do wód podziemnych różnymi drogami. Rozróżnia się kilka schematów potencjalnej migracji substancji niepożądanych:

- bezpośrednia migracja zanieczyszczeń do warstwy wodonośnej ze składowisk, studni chłonnych, których stopa znajduje się poniżej poziomu wód podziemnych, poprzez niezabezpieczone otwory wiertnicze i studnie, kopalnie zatapiane itp.,
- pionowa migracja zanieczyszczeń z jednej warstwy wodonośnej do drugiej przez hydrauliczne kontakty pomiędzy poszczególnymi warstwami wodonośnymi (przesiąkanie przez warstwy słabo przepuszczalne, okna hydrogeologiczne itp.),
- migracja zanieczyszczeń do warstwy wodonośnej przez strefę aeracji, głównie ze składowisk i wylewisk odpadów, które są zlokalizowane powyżej zwierciadła wód podziemnych, z terenów rolniczych oraz innego typu źródła zanieczyszczeń zlokalizowanych na powierzchni ziemi, a także infiltracja opadów zanieczyszczonych (np. kwaśne deszcze),
- boczny dopływ zanieczyszczeń z obszarów zanieczyszczonych, infiltracja wód powierzchniowych, uruchomienie ognisk zanieczyszczeń w tej samej warstwie wodonośnej [1].

Źródła zanieczyszczenia wód podziemnych nazwane są ogniskami zanieczyszczeń. Ogólnie dzielone są na ogniska związane i niezwiązane ze składowaniem odpadów. Przyczyną degradacji jakości wód podziemnych zwaną geogeniczną jest również napływ słonych wód głębinowych do środowiska słodkich wód oraz ingresja zasolonych wód morskich w obręb słodkowodnych zbiorników wód podziemnych. Do źródeł degradacji wód podziemnych należą także zanieczyszczone opady atmosferyczne oraz opad pyłów na powierzchnię ziemi [2].

Ważnym źródłem degradacji płytkich wód podziemnych są opady pyłów przemysłowych oraz zanieczyszczone opady atmosferyczne. Zakwaszenie opadów atmosferycznych sprzyja uruchomieniu niektórych składników obecnych w glebie oraz przenoszeniu ich w głąb do wód gruntowych. Zanieczyszczenia z atmosfery nie mogą być skutecznie ograniczane bez redukcji emisji tych zanieczyszczeń [2].

Składowiska odpadów przemysłowych są dużym zagrożeniem dla wód podziemnych, zarówno istniejące jak i nowe, zwłaszcza te, które zostały wadliwie zaprojektowane i bez właściwych zabezpieczeń ograniczających ich negatywny wpływ na środowisko. Czynnikiem transportującym zanieczyszczenia z wysypisk przemysłowych do wód podziemnych są odcieki z odpadów. Zanieczyszczenia, które wraz z odciekami przedostaną się do warstwy wodonośnej, pozostają tam długo i są trudne lub niemożliwe do usunięcia. Istotne znaczenie z punktu widzenia przemian, zachodzących w składowiskach odpadów przemysłowych, ilości i składu chemicznego powstających odcieków, a także stopnia oddziaływania składowiska na środowisko wodne ma skład chemiczny odpadów [3,4].

3. Ochrona i monitoring wód podziemnych przed degradacją

Ochrona wód podziemnych - to działalność zmierzająca do zapewnienia dostatecznej ilości oraz odpowiedniej jakości wód podziemnych. Rozróżnia się ochronę czynną i bierną wód podziemnych. Elementami ochrony biernej wód podziemnych są tzw. strefy ochronne. Obowiązują w nich ograniczenia i zakazy różnych czynności gospodarczych, które mogłyby doprowadzić do degradacji jakości tych wód (np. nawożenia, wiercenia, działalności górniczej itp.). W strefie ochronnej biernej elementem czynnym może być nakaz zabezpieczenia lub usunięcia potencjalnego ogniska zagrożenia czystości wód podziemnych. Profilaktyka ochronna polega głównie na tworzeniu odpowiednich stref ochronnych oraz na zakładaniu sieci obserwacyjno-kontrolnej. Środki ochrony czynnej nie zawsze są podejmowane, ponieważ ich realizacja związana jest z ogniskami zanieczyszczeń i musi być ściśle dostosowana do hydrogeologicznych warunków oraz do technicznych możliwości [2,5].

Państwa należące do Unii Europejskiej mają obowiązek prowadzenia monitoringu w zakresie stanu, gospodarowania i ochrony zasobami wodnymi, zgodnie z Ramową Dyrektywą Wodną (RDW, 2000/60/WE). Zgodnie z art. 8, kraje zobowiązane są do ustanowienia sieci monitoringu wód. Badania jakości wód podziemnych w sieci krajowej prowadzi Państwowy Instytut Geologiczny, który jest zobligowany do wykonywania badań wód podziemnych, z mocy ustawy „Prawo wodne”. Wyniki badań gromadzone są w komputerowej bazie danych MONBADA [6,7].

Monitoring wód podziemnych polega na ciągłej kontroli ich cech fizyczno-chemicznych i wchodzi w zakres informacji uzyskiwanych w ramach państwowego monitoringu środowiska [2].

W systemie monitoringu państwowego sieć obserwacyjną wód podziemnych stanowią: stacje i posterunki hydrogeologiczne, punkty monitoringu jakości wód podziemnych, piezometry oraz obudowane źródła (studnie) [1].

Składowiska odpadów jako obiekty znacznie zagrażające wodom podziemnych powinny być wyposażone w odpowiednio zorganizowany monitoring tych wód. Założenie monitoringu powinno być regułą dla wszystkich składowisk niezależnie od ich technicznego wyposażenia [8].

Monitoring wód podziemnych na terenie składowisk odpadów ma na celu śledzenie zmian jakości tych wód oraz przeciwdziałanie negatywnemu oddziaływaniu składowisk na wody podziemne.

4. Analiza zanieczyszczenia wód podziemnych ze względu na wytwarzane odpady przemysłowe na terenie województwa podkarpackiego

W porównaniu z innymi regionami Polski, zasoby wód podziemnych na terenie Podkarpacia są niewielkie. Wody te są rozmieszczone nierównomiernie i mają nieocenione znaczenie gospodarcze. Są istotnym rezerwuarem wód pitnych dla mieszkańców, przemysłu spożywczego, a także hodowli. Związane są z dużymi jednostkami geologicznymi, które jednocześnie stanowią hydrogeologiczne regiony.

Z występujących na obszarze województwa podkarpackiego trzech poziomów wodonośnych zwykłych wód podziemnych, największe znaczenie mają wody, które są ujmowane z utworów czwartorzędowych. Natomiast wody w utworach trzeciorzędowych i kredowych wykorzystywane są w niewielkim stopniu. Większość zasobów rozmieszczonych jest w dziewięciu Głównych Zbiornikach Wód Podziemnych (GZWP), które występują w całości lub we fragmentach na terenie województwa. Najwięcej zasobów wód podziemnych (ok. 80%) występuje w części północnej województwa [10].

Według Głównego Urzędu Statystycznego, zasoby eksploatacyjne wód podziemnych w województwie podkarpackim wynoszą 506,1 hm³, co stanowi 2,93% zasobów krajowych.

Na terenie województwa jakość wód podziemnych głównych zbiorników wodonośnych jest bardzo zróżnicowana. Zbiorniki kredowe i trzeciorzędowe na ogół charakteryzują się średnią i wysoką jakością wód. W zbiornikach czwartorzędowych jakość wód jest zdecydowanie gorsza, ponieważ występowanie podwyższonych zawartości wodorowęglanów i żelaza jest dość powszechne. Występuje także antropogeniczne zanieczyszczenie wyrażone najczęściej podwyższoną zawartością związków azotu. Słaba naturalna izolacja poziomu wodonośnego w zbiornikach czwartorzędowych powoduje, że są one narażone na migrację zanieczyszczeń z atmosfery, lokalnych źródeł punktowych, rolnictwa, aglomeracji miejskich i przemysłowych [10].

Jedną z przyczyn zanieczyszczenia wód podziemnych na terenie województwa podkarpackiego są tereny zakładów przemysłowych, na których są składowane odpady oraz przelewane lub transportowane substancje niebezpieczne.

Dominującymi gałęziami przemysłu są przemysł lotniczy, elektromaszynowy, rolno-spożywczy oraz chemiczny. Łącznie wytwarzają one około 70% produkcji przemysłowej na Podkarpaciu. Istotną rolę odgrywają również przemysł drzewny, materiałów budowlanych, szklarski oraz przemysł lekki. Do najważniejszych ośrodków przemysłowych, które odgrywają dominującą rolę w rozwoju gospodarczym w regionie należą miasta: Rzeszów, Stalowa Wola, Przemyśl, Mielec, Dębica, Tarnobrzeg, Krosno i Jasło.

Rzeszów jest największym miastem oraz ośrodkiem przemysłowym z dominantą przemysłu rolno-spożywczego i elektromaszynowego w województwie. Głównymi przedstawicielami tych przemysłów są: Wytwórnia Sprzętu Komunikacyjnego „PZL-Rzeszów” S.A. – producent silników lotniczych, Zelmer S.A. – producent sprzętu AGD, Nestle Nutrition Alima-Gerber S.A. – producent odżywek i soków dla dzieci oraz ICN Polfa Rzeszów S.A. – producent farmaceutyków.

Stalowa Wola jest wyspecjalizowanym ośrodkiem przemysłowym głównie w przemyśle maszynowym, metalurgicznym i energetycznym. Funkcjonują tu m.in.: Huta Stalowa Wola S.A. z zakładami metalurgicznymi (Kuźnią, Ciągarnią, Odlewnią, Zakład Zespołów Mechanicznych), Elektrownia „Stalowa Wola” S.A.

W Przemysłu ważniejszymi przemysłowymi przedsiębiorstwami są: Zakłady Wyrobów Powlekanych „SANWIL” S.A., Fanina – producent aparatury elektromechanicznej, Zakłady Płyt Pilśniowych S.A. – producent płyt pilśniowych, Zakłady Automatyki „POLNA” S.A. – specjalizujący się w automatyce przemysłowej.

W Mielcu główną siłą sektora przemysłowego jest Specjalna Strefa Ekonomiczna „EURO-PARK Mielec”. Funkcjonuje w niej wiele firm o zróżnicowanym charakterze usług i produkcji. Ważniejszymi zakładami przemysłowymi w Mielcu są Polskie Zakłady Lotnicze Sp. z o.o., które powstały w wyniku restrukturyzacji WSK „PZL” Mielec oraz Zakład Produkcji Paliwa Alternatywnego „EURO-EKO” Sp. z o.o.

Dębica jest ośrodkiem przemysłowym wyspecjalizowanym w przemyśle chemicznym, gumowym, metalowym i spożywczym. Do najważniejszych zakładów przemysłowych należą: Firma Oponiarska „TC Dębica” S.A., Fabryka Farb, Lakierów i Klejów „CHEMSTAL” sp. z o.o., Tikkurila Polska S.A.– „Polifarb Dębica” – producent farb, wyrobów lakierowych i żywic, Wytwórnia Urządzeń Chłodniczych „PZL-Dębica” S.A.

Tarnobrzeg pełni rolę ośrodka przemysłowego, opartego głównie na górnictwie i przetwórstwie siarki. Jednym z najważniejszych przedsiębiorstw są ZAKŁADY CHEMICZNE „Siarkopol” TARNOBRZEG sp. z o.o., zajmujące się m.in. produkcją nawozów mineralnych i siarki, które powstały w wyniku restrukturyzacji Kopalń i Zakładów Przetwórczych Siarki „SIARKOPOL”.

Krosno jest największym w kraju ośrodkiem przemysłu szklarskiego. W Krośnie i okolicy eksploatowane są złoża gazu ziemnego i ropy naftowej. Rozwija się także przemysł meblarski.

Wskaźniki zanieczyszczenia wód podziemnych w zależności od rodzaju przemysłu są bardzo zróżnicowane. Zależą od charakteru produkcji, wytwarzanych produktów, wykorzystywanych surowców, stosowanych technologii, transportu, magazynowania, metod oczyszczania ścieków, utylizacji odpadów itp. Województwo podkarpackie jest województwem o jednym z najniższych wskaźników ilości wytwarzania odpadów. W 2014 roku, według danych Głównego Urzędu Statystycznego, 111 zakładów z terenu województwa wytworzyło 2 093,7 tys. Mg odpadów przemysłowych. Odpady te stanowiły niespełna 1,7% ogółu tego rodzaju odpadów w skali kraju [11].

W województwie podkarpackim największa ilość odpadów przemysłowych powstała w powiecie dębickim, stalowowolskim, mieleckim i rzeszowskim. Najmniej odpadów zostało wytworzonych w powiatach lubaczowskim, bieszczadzkim i kolbuszowskim. Miastem o największej ilości odpadów przemysłowych jest Rzeszów. Wytworzone odpady na Podkarpaciu zostały poddane głównie odzyskowi (94,8%), 2,1% było czasowo magazynowane, zaś 3,1% odpadów unieszkodliwiono termicznie, przez składowanie lub kompostowanie. Obszary składowania odpadów w województwie podkarpackim stanowią tereny zrekultywowane (1,3 ha) i niezrekultywowane (34 ha) [11].

5. Analiza zanieczyszczenia wód podziemnych ze względu na składowiska odpadów przemysłowych w województwie podkarpackim

Badaniami objęto składowiska odpadów, a także tereny zakładów przemysłowych, stanowiących potencjalne zagrożenie dla wód podziemnych. Pobór próbek wód odbywał się z piezometrów rozmieszczonych wokół wymienionych poniżej obiektów. Analizowane obiekty objęte badaniami: Zakład Produkcji Paliwa Alternatywnego firmy „EURO-EKO” Sp. z o.o. Mielec – teren SSE „EURO-PARK” Mielec; Zakłady Tworzyw Sztucznych GAMRAT S.A. w Jaśle; Huta Stalowa Wola S.A.; ZAKŁADY CHEMICZNE „Siarkopol” TARNOBRZEG Sp. z o.o. – dawniej Kopalnie i Zakłady Przetwórcze Siarki „SIARKOPOL” (w likwidacji) w Tarnobrzegu.

Ocenę jakości wód podziemnych w rejonie składowisk wykonano na podstawie wyników badań monitoringowych przeprowadzanych i udostępnionych przez Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie oraz w oparciu o odpowiednie akty prawne.

Zakres badań wód podziemnych wokół składowisk odpadów był zgodny z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 30 kwietnia 2013 r. w sprawie składowisk odpadów (Dz. U. 2013 poz. 523).

Oceny jakości wód podziemnych wokół badanych obiektów dokonano zgodnie z *Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 23 lipca 2008 roku (Dz. U. 2008 Nr 143, poz.896) w sprawie kryteriów i sposobu oceny stanu wód podziemnych*. Klasyfikacja elementów fizyko-chemicznych stanu wód podziemnych, zawarta w rozporządzeniu, obejmuje pięć klas jakości wód podziemnych.

Klasy I, II i III jakości wód podziemnych określa się dobrym stanem chemicznym, natomiast klasy IV i V słabym stanem chemicznym wód podziemnych [13].

„EURO-EKO” Sp. z o.o. jest Spółką Agencji Rozwoju Przemysłu S.A. w Warszawie, która w 2000 r. została powołana do obsługi infrastruktury wodno-ściekowej oraz gospodarki odpadami na terenie Specjalnej Strefy Ekonomicznej (SSE) „EURO-PARK” Mielec. W 2011 r. ze Spółki „EURO-EKO” została wydzielona zorganizowana część przedsiębiorstwa związana z infrastrukturą wodno-ściekową o nazwie „EURO-EKO MEDIA” Sp. z o.o. Spółka ta przejęła całość działalności związanej z obsługą SSE „EURO-PARK” Mielec (dostawa wody, odbiór i neutralizacja ścieków, usługi w zakresie remontów i wykonawstwa instalacji przemysłowych). Podstawową działalnością „EURO-EKO” po wydzieleniu „EURO-EKO MEDIA” jest odzysk odpadów w procesie produkcji paliw alternatywnych. Wykorzystywane są do tego celu odpady przemysłowe inne niż niebezpieczne, odpady płynne i stałe niebezpieczne, a także odpady komunalne.

Składowisko odpadów przemysłowych w Mielcu zlokalizowane jest w północnej części terenów SSE „EURO-PARK”. Położone jest w bezpośrednim sąsiedztwie lotniska. Jest obiektem posiadającym wymagane zabezpieczenia przed przenikaniem zanieczyszczeń do środowiska gruntowo-wodnego. W podłożu występuje sztuczna warstwa żelbetowa o grubości 0,6 m (żelbet z dodatkiem hydrobetu). Całkowita powierzchnia obiektu wynosi 0,08 ha, zaś pojemność wynosi 5954,0 Mg. Na składowisku przyjmowane są odpady przemysłowe eksploatowane (inne niż niebezpieczne i obojętne) z jednostek działających w SSE w Mielcu, m.in. z zakładu „EURO-EKO” Sp. z o.o. Na składowisku funkcjonuje wydzielony sektor na odpady niebezpieczne. Rocznie na składowisku gromadzi się około 0,6 Mg.

Składowisko odpadów przemysłowych w Mielcu objęte jest programem badań monitoringowych w ramach, których prowadzone są monitoringi wód odciekowych i podziemnych. Pomiary do badań monitoringu jakości wód podziemnych zostały wykonane jeden raz na kwartał. Punkty pomiarowe w latach 2013-2014 stanowiły cztery piezometry: Piezometr 1E na napływie wód podziemnych – zlokalizowany na terenie lotniska; Piezometr 3E na odpływie wód podziemnych ze składowiska - zlokalizowany pomiędzy nieczynnym składowiskiem odpadów komunalnych, a zbiornikami odpadów przemysłowych; Piezometr 4E na odpływie wód podziemnych od strony zachodniej – zlokalizowany obok zbiorników odpadów przemysłowych (studzienka wód drenażowych K-1); Piezometr 5E na odpływie wód podziemnych z terenu ZPPA – zlokalizowany na granicy instalacji.

Ocenę stanu wód podziemnych w rejonie składowiska odpadów przemysłowych w Mielcu wykonano na podstawie wyników badań monitoringowych prowadzonych w otoczeniu obiektu w latach 2013 do 2014. W analizowanym okresie badawczym, analizy w zakresie pomiaru zawartości odczynu, przewodności elektrolitycznej właściwej i zawartości chromu wykonało Laboratorium „EURO-EKO MEDIA” Sp. z o.o., natomiast oznaczenie pozostałych wskaźników przeprowadziło Laboratorium Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska w Rzeszowie w 2013 r. i WESSLING Polska Sp. z o.o. Laboratoria Ochrony Środowiska w 2014 r.

W próbkach wód podziemnych pobranych z piezometru 1E odczyn ulega okresowym zmianom w zakresie od słabo kwaśnego do słabo zasadowego. W przeciągu analizowanych lat obserwuje się nieznaczny wzrost, a następnie obniżenie wartości przewodności elektrolitycznej właściwej (PEW) z 142,03 do 111,78 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Badania wykazały występowanie niskich stężeń wszystkich z badanych metali. Najwyższe stężenie cynku wynosiło 0,23 mgZn/dm^3 , natomiast miedzi 0,0148 mgCu/dm^3 . Pozostałe badane metale: chrom, kadm, ołów i rtęć, występowały w śladowych ilościach oraz ilościach poniżej granicy oznaczalności. Również zawartość sumy wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych (WWA) wykazywała ich zawartość w ilości poniżej granicy oznaczalności, następnie zaś nastąpił wzrost do 0,176 $\mu\text{g}/\text{dm}^3$ i obniżenie zawartości do 0,00016 $\mu\text{g}/\text{dm}^3$. Wskaźnikiem ulegającym wyraźnej zmianie jest węgiel organiczny ogólny (OWO), którego ilość wzrosła do poziomu 12,8 mgC/dm^3 . W 2013 r. wody podziemne w piezometrach 1E, 3E i 4E były bardzo dobrej jakości (I klasa), natomiast w piezometrze 5E woda była dobrej jakości (II klasa). W 2014 r. nastąpiło pogorszenie jakości wód w piezometrach zlokalizowanych na odpływie wód podziemnych. Jakość wody nie uległa zmianie jedynie w piezometrze 1E zlokalizowanym na napływie wód podziemnych (I klasa). Woda w piezometrze 3E zakwalifikowana została do klasy II. O takiej klasyfikacji zdecydowały OWO i WWA. Wskaźniki te również w piezometrze 4E zdecydowały o jakości wody, która została zakwalifikowana do III klasy (wody zadowalającej jakości). Jakość wody w piezometrze 5E jest niezadowalająca (IV klasa), na co wpłynęły wskaźniki OWO w klasie V oraz WWA. W 2013 r. stan chemiczny wód podziemnych we wszystkich piezometrach uznano za dobry. W 2014 r. w otworach piezometrycznych 1E i 3E stan chemiczny wód podziemnych nie uległ zmianie, natomiast w 4E i 5E uznano za słaby. Najwyższe wartości przewodności elektrolitycznej właściwej wystąpiły w piezometrze 5E, zlokalizowanym na odpływie wód podziemnych z terenu Zakładu Produkcji Paliwa Alternatywnego „EURO-EKO” Sp. z o.o. Wartości te są znacznie wyższe niż w pozostałych otworach piezometrycznych. W piezometrze 1E na napływie wód podziemnych odnotowano najniższe wartości tego parametru. Analiza wykazała istotne różnice dla przewodności pomiędzy wodami napływającymi, a odpływającymi, co sugeruje, iż były one zanieczyszczone na obszarze oddziaływania składowiska.

Wysokie wartości przewodności elektrolitycznej właściwej są związane z antropogenicznym lub geogenicznym zanieczyszczeniem wód podziemnych. W płytkich wodach podziemnych, narażonych na zanieczyszczenia, wartość wskaźnika powyżej 1000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ wskazuje na możliwość zanieczyszczenia wód. Przewodność właściwa jest parametrem dobrze charakteryzującym zawartość substancji mineralnych [14].

Pomiar ogólnego węgla organicznego udziela informacji o zawartości wszystkich substancji organicznych, tj. wszystkich zanieczyszczeń zawierających ten składnik. WWA występujące w wodach podziemnych może być pochodzenia antropogenicznego i naturalnego. WWA mogą przenikać do wód podziemnych w większych stężeniach w pobliżu ognisk zanieczyszczeń, które emitują WWA przez powietrze (sadza i pyły), a także odpady stałe i ciekłe. Do takich ognisk zanieczyszczeń należy analizowany zakład przemysłowy.

Zakłady Tworzyw Sztucznych GAMRAT S.A. w Jaśle zajmują się produkcją najwyższej jakości materiałów budowlanych z polichlorku winylu oraz polietylen. Materiały te przeznaczone są głównie na potrzeby budownictwa infrastrukturalnego, a także użyteczności publicznej. Produkowane są m.in. systemy rynnowe, podsufitki, okładziny ścienne, wykładziny systemy rurowe. Składowisko odpadów przemysłowych ZTS GAMRAT S.A. w Jaśle zlokalizowane jest w południowo-wschodniej części zakładu. Położone jest w rejonie niewielkich wzniesień pokrytych lasem. Obiekt posiada wymagane uszczelnienie przed przenikaniem zanieczyszczeń do środowiska gruntowego i wodnego. W podłożu występuje naturalna warstwa gliniasto-pylista, która nie dopuszcza do kontaktu hydraulicznego między wodami powierzchniowymi a wodami związanymi z niżej zalegającą warstwą żwirową, a także sztuczną warstwą gliny o grubości 30 cm. Całkowita powierzchnia składowiska wynosi 0,6 ha, a pojemność 10 000 Mg. Ilość składowanych odpadów w 2012 r. wynosiła 100,0 Mg, w 2013 r. – 152 Mg, zaś w 2014 r. - 117,5 Mg. Na składowisku przyjmowano odpady przemysłowe eksploatowane, inne niż niebezpieczne i obojętne. Głównie były to odpady tworzyw sztucznych oraz odpady z kształtowania i powierzchniowej obróbki metali.

Składowisko odpadów przemysłowych ZTS GAMRAT S.A. w Jaśle objęte jest programem badań monitoringu wód powierzchniowych i podziemnych. Badania wód podziemnych wykonywane były z częstotliwością co trzy miesiące w zakresie: odczynu; przewodności elektrolitycznej właściwej; zawartości fenoli; zawartości żelaza.

Próbki wód pobrano z czterech odwiertów piezometrycznych, zlokalizowanych na terenie zakładu przemysłowego: P-1, P-5 - na odpływie wód podziemnych; P-2, P-3, P-4 - na napływie wód podziemnych.

Stan wód podziemnych na terenie składowiska odpadów w Jaśle oceniono na podstawie wyników badań monitoringowych prowadzonych w latach 2012 do 2014. Monitoring wód podziemnych został przeprowadzony w oparciu o *Rozporządzenie MS z dnia 23 lipca 2008 roku w sprawie kryteriów i sposobu oceny stanu wód podziemnych*.

Na podstawie badań stwierdzimy, że w wodach podziemnych na obszarze składowiska odpadów ZTS Gamrat S.A. w latach 2012-2014 stwierdzono występowanie wód zróżnicowanej jakości. W badanych piezometrach stwierdzono następującą jakość:

- piezometr P-1 położony na odpływie wód podziemnych - wody w 2012 i 2014 r. zostały zakwalifikowane do klasy III (wody zadowalającej jakości), natomiast w 2013 r. do klasy II (wody dobrej jakości). O klasyfikacji tej zadecydowała zawartość żelaza w wodzie w II klasie (2013 r.), w III klasie (2012 r.) i w IV klasie (2014 r.);
- piezometr P-2 położony na napływie wód podziemnych – jakość wody w 2012 i 2014 r. odpowiadała II klasie, na klasyfikację wpłynęła zawartość żelaza w klasie II. W 2013 r. wody były bardzo dobrej jakości (I klasa);
- piezometr P-3 zlokalizowany na napływie wód podziemnych – w 2012 r. stwierdzono wody dobrej jakości (II klasa). W 2013 i 2014 r. jakość wody uległa pogorszeniu i została zaliczona do IV klasy – wody o jakości niezadowalającej. O klasyfikacji tej zadecydowała zawartość fenoli w V klasie i zawartość żelaza w III klasie (2013 r.) oraz stężenie żelaza w V klasie (2014 r.);
- piezometr P-4 na napływie wód podziemnych – w 2012 r. wody uznano za dobrej jakości (II klasa) ze względu na zawartość fenoli w III klasie. W latach 2013– 2014 jakość wód uległa poprawie i została zaliczona do wód bardzo dobrej jakości, czyli I klasy;
- piezometr P-5 na spływie wód podziemnych – wody w 2012–2014 r. odpowiadały klasie III (wody zadowalającej jakości) o czym zadecydowały wartości żelaza w III klasie (2012 i 2014 r.) oraz zawartość fenoli w V klasie (2013 r.).

Stan chemiczny wód uznano za dobry w piezometrach P-1, P-2, P-4 i P-5 w latach 2012–2014 oraz w piezometrze P-3 w 2012 r. W 2013 i 2014 r. stan chemiczny wody w otworze piezometrycznym P-3 uznano za słaby.

Przeprowadzone badania w latach 2012-2014 wykazały, że w piezometrach P-1 i P-5, zlokalizowanych na odpływie wód podziemnych wartości przewodności elektrolitycznej właściwej są znacznie wyższe niż w pozostałych piezometrach, na napływie wód podziemnych. Oznacza to, że w rejonie oddziaływania składowiska wody uległy zanieczyszczeniu. Najniższe wartości PEW wystąpiły w wodzie w piezometrze P-3.

Przewodność elektrolityczna właściwa jest wskaźnikiem mówiącym o wielkości mineralizacji wód, a zatem w przypadku obecności składowiska odpadów także o poziomie zanieczyszczenia [13].

Analizowany Zakład Tworzyw Sztucznych GAMRAT S.A produkujący materiały z tworzyw sztucznych wytwarza ścieki, w których występują fenole. Antropogeniczne ogniska zanieczyszczeń fenolami są często źródłem wielokrotnie wyższych stężeń tych substancji w wodach podziemnych, niż naturalne źródła. Fenole stanowią ważną oraz często spotykaną substancję w przemyśle chemicznym. Ze względu na zawartość żelaza w badanej wodzie podziemnej naj-

większe stężenie odnotowano w wodzie pobranej z piezometru P-3 w czerwcu 2014 r., które przekroczyło obowiązujące normy. Najniższe wartości stężenia żelaza występowały w wodzie pobranej z piezometru P-4.

Wysokie stężenia żelaza mogą powstawać pod wpływem czynników antropogenicznych lub z przyczyn naturalnych. Wysokim stężeniom żelaza sprzyjają środowiska kwaśne. Żelazo jest pierwiastkiem o wysokim stopniu potencjalnego zagrożenia. Dotyczy to zwłaszcza wód w utworach czwartorzędowych, o zwiększonej zawartości substancji organicznej. Głównie takie wody występują w województwie podkarpackim.

Huta Stalowa Wola S.A. jest producentem oraz dostawcą wyrobów wojskowych w działalności projektowej, produkcyjnej, konstrukcyjnej i handlowej. Zakład funkcjonuje od 1938 r. HSW S.A. specjalizuje się w sprzęcie artyleryjskim, transporterach opancerzonych, sprzęcie inżynieryjnym oraz uzbrojeniu.

Składowisko odpadów przemysłowych w Stalowej Woli objęte jest programem badań monitoringowych wód podziemnych. Pomiarów do badań monitoringu jakości wód podziemnych zostały wykonane raz na kwartał. Punkty pomiarowe w latach 2012-2014 stanowiły cztery odwierty piezometryczne: P-6, P-7, P-8, P-9a, zlokalizowane wokół składowiska odpadów w Stalowej Woli.

Przewodność elektrolityczna występowała w wodach w I klasie w przedziale od 150 do 359 $\mu\text{S}/\text{cm}$, nie odnotowano znaczących wzrostów ani spadków. Stężenie manganu w 2012 r. ulegało stopniowemu obniżaniu. W 2013 r. wartości Mn utrzymywały się na poziomie odpowiadającym I klasie. W marcu 2014 r. stężenie tego pierwiastka wzrosło do wartości 0,254 mg/dm^3 (II klasa), a podczas następnych pomiarów ulegało obniżaniu. Wartości żelaza w 2012 r. mieściły się w granicach 3,43 do 7,43 mg/dm^3 , a w 2013 r. utrzymywały się na poziomie $<0,06 \text{ mg}/\text{dm}^3$. W lipcu 2014 r. stężenie tego wskaźnika osiągnęło wartość 6,92 mg/dm^3 , a podczas następnych pomiarów jego zawartość się zmniejszała. W ilościach poniżej limitu detekcji, bądź w śladowych ilościach występują: chrom, ołów, rtęć, kadm i WWA. Analiza siarczanów wykazała, że jego zawartość kształtowała się w zakresie 26,9–98,3 mg/dm^3 . Oznaczenia chlorków wykazały, że występuje on w granicach tła hydrogeotechnicznego (2-60 mg/dm^3), bądź poniżej progu wykrywalności ($<0,05 \text{ mg}/\text{dm}^3$). Od marca 2012 r. do lipca 2013 r. odnotowano spadek zawartości cynku, następnie wzrost do 0,236 mg/dm^3 (marzec 2014 r.) i ponownie spadek do 0,037 mg/dm^3 w listopadzie 2014 r. Stwierdzono niskie zawartości miedzi w badanej wodzie. Wskaźnikiem wykazującym duże zmiany jest zawartość niklu. W 2013 r. wartości metalu były kilkakrotnie niższe niż w pozostałych latach. W 2012 i 2014 r. stężenie Ni ulegało obniżaniu podczas kolejnych pomiarów. OWO charakteryzował się znaczną zmiennością w 2014 r. Stwierdzono na przemian występujące podwyższenie i obniżenie ilości tego parametru. W latach wcześniejszych ogólny węgiel organiczny występował w przedziale od 2 do 6,3 mg/dm^3 .

Stan chemiczny wód podziemnych w latach 2012-2014 uznano za dobry w otworach piezometrycznych P-8 i P-9a, natomiast za słaby w P-6 i P-7.

W badanej wodzie podziemnej najwyższe stężenia manganu zaobserwowano w piezometrze P-6 i P-9a. Stężenie tego parametru w wodzie pobranej z pozostałych otworów piezometrycznych utrzymywała się na zbliżonym poziomie.

Metan jest pierwiastkiem o wysokim stopniu potencjalnego zagrożenia. W wodach podziemnych występuje przeważnie w zawartościach od 0,01 do 0,4 mg/dm³ [13]. W badanej wodzie na terenie składowiska odpadów przemysłowych w Stalowej Woli stężenia manganu mieszczą się w tym przedziale.

W piezometrach P-6 i P-9a występowały kilkakrotnie wyższe zawartości żelaza w wodzie, niż w pozostałych punktach kontrolnych. Wysokie stężenia żelaza mogą powstawać pod wpływem czynników antropogenicznych lub z przyczyn naturalnych. Wysokim stężeniom żelaza sprzyjają środowiska kwaśne. Żelazo jest pierwiastkiem o wysokim stopniu potencjalnego zagrożenia.

Pod względem zawartości cynku wszystkie badane próbki wody podziemnej występowały na zbliżonym poziomie. Wartość ta oscylowała w granicach 0,1 mg/dm³. Jedynie w piezometrze P-6 w listopadzie 2014 r. odnotowano znacznie wyższą wartość cynku, która wynosiła 0,796 mg/dm³. Wzrost ten mógł być spowodowany rozkopami związanymi z budową drogi w rejonie piezometru kilka miesięcy wcześniej, podczas których piezometr został zasypany piaskiem oraz zanieczyszczony zanieczyszczeniem pochodzenia organicznego.

Wysokie stężenia niklu w wodach podziemnych mogą być związane z antropogenicznymi zanieczyszczeniami. Ścieki z HSW S.A. w Stalowej Woli bogate są w nikiel. Istotną rolę odgrywa opad niklu z emisji przemysłowych występujących głównie w formach rozpuszczalnych w wodzie. Istotnym elementem jest tu emisja do atmosfery, która pochodzi ze spalania węgla. Ze względu na zawartość OWO w badanych próbkach wody podziemnej najwyższą wartość tego parametru uzyskano w marcu 2014 r. w otworze piezometrycznym P-6. Woda w piezometrach P-7 i P-8 zawierała stężenia OWO na zbliżonym poziomie.

Kopalnie i Zakłady Przetwórcze Siarki „SIARKOPOL” zlokalizowane w Tarnobrzegu były jednym z największych producentów i eksporterów siarki rodzimej na świecie. Zakład był także znaczącym producentem nawozów mineralnych oraz różnorodnych chemikaliów. Obecnie Kopalnie i Zakłady Przetwórcze Siarki „SIARKOPOL” znajdują się w stanie likwidacji. W 2001 r. w wyniku restrukturyzacji przekształcone zostały przez wiodącego na polskim rynku producenta nawozów mineralnych na ZAKŁADY CHEMICZNE „Siarkopol TARNOBRZEG”. Zakładowe składowisko odpadów przemysłowych „SIARKOPOL–Jeziórko” zlokalizowane jest na terenie zabudowy przemysłowej kopalni siarki w Jeziórku – po południowej stronie drogi Tarnobrzeg–Stalowa Wola. Składowisko odpadów jest nieeksploatowane od 2012 r. Na składowisku przyjmowane były odpady przemysłowe obojętne (odpady keku i siarki zanieczyszczonej). Całkowita pojemność obiektu wynosiła 13 500,0 Mg, zaś powierzchnia była równa 1,6 ha. Składowisko odpadów przemysłowych „SIARKOPOL–Jeziórko” objęte jest monitoringiem wód podziemnych. Pomiar

do badań zostały wykonane dwa razy w roku. Monitoring czwartorzędowych wód podziemnych prowadzony był w piezometrach Psk 1, Psk 2, Psk 3, Psk 4 zlokalizowanych na terenie składowiska odpadów oraz w piezometrze P-1k umieszczonym w rejonie zabudowy przemysłowej Kopalni. Jakość wody podziemnej monitorowana była w zakresie: odczynu (pH); twardości ogólnej; przewodności elektrolitycznej właściwej; zawartości siarczanów; zawartości chlorków. Przewodność elektrolityczna właściwa mieściła się w granicach 11 232 do 11 583 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (klasa V zakłada wartości $>3\ 000\ \mu\text{S}/\text{cm}$). Zawartość siarczanów w wodzie osiągała wartości w przedziale 6 639 do 11 648 mg/dm^3 , gdzie klasa V zakłada wartości $>500\ \text{mg}/\text{dm}^3$. W czasie badań woda charakteryzowała się kwaśnym odczynem osiągając wartości $<6,5$. Parametr ten został zaliczony do IV klasy jakości. Twardość ogólna jest wskaźnikiem nienormowanym rozporządzeniem. Stężenie chlorków w piezometrze było zmienne. W 2012 r. odnotowano gwałtowny wzrost zawartości pierwiastka do 1 194 mg/dm^3 , podczas dalszych pomiarów stężenie chlorków ulegało obniżaniu. Stan chemiczny badanych wód we wszystkich piezometrach uznano za słaby. Wysokie wartości PEW związane są z antropogenicznym lub geogenicznym zanieczyszczeniem wód podziemnych. Przewodność elektrolityczna właściwa jest wskaźnikiem wyrażającym wielkość mineralizacji wód [13].

Ze względu na zawartość w badanej wodzie podziemnej siarczanów stwierdzono, że największe stężenie tego wskaźnika występowało w wodzie pobranej z piezometru P-1k zlokalizowanym w rejonie zabudowy przemysłowej Kopalni. Zawartość siarczanów w pozostałych piezometrach znajdujących się na terenie składowiska odpadów przemysłowych był znacznie niższe. Wysokie stężenie siarczanów w wodzie podziemnej jest skutkiem długoletniej działalności przemysłowej Kopalni i Zakładów Przetwórczych Siarki „SIARKOPOL”. Zakład ten zajmował się produkcją siarki. Siarczany pochodzenia antropogenicznego mogą przenikać do wód bezpośrednio jako ścieki przemysłowe oraz gospodarcze, a także w wyniku ługowania odpadów stałych.

6. Podsumowanie

W 2013 r. w otoczeniu składowiska odpadów przemysłowych w Mielcu stwierdzono występowanie wód podziemnych w dobrym stanie chemicznym. W 2014 r. jakość tych wód w piezometrach 4E i 5E uległa pogorszeniu.

Badania przy składowisku odpadów przemysłowych ZTS GAMRAT S.A. wykazały zanieczyszczenie wód podziemnych w piezometrze P-3 w 2013 i 2014 r., w których wody występowały w słabym stanie chemicznym.

Odcieki ze składowisk odpadów przemysłowych w Mielcu i na terenie ZTS GAMRAT S.A. w Jaśle mają kontakt z wodami podziemnymi, na co wskazują istotne różnice pomiędzy wodami na napływie, a wodami na odpływie dla przewodności elektrolitycznej.

Na terenie HSW S.A. składowisko oddziaływało na wody podziemne. W rejonie składowiska odpadów przemysłowych w latach 2012–2014 występowały wody o słabym stanie chemicznym w piezometrach P-6 i P-7 oraz o stanie dobrym w P-8 i P-9a.

Wody podziemne były zanieczyszczone w rejonie Kopalni i Zakładów Przetwórczych Siarki „SIARKOPOL” w Tarnobrzegu w latach 2013–2014 we wszystkich badanych otworach piezometrycznych. Woda z piezometru zlokalizowanego w rejonie zabudowy przemysłowej Kopalni była znacznie bardziej zanieczyszczona, niż woda w piezometrach umieszczonych na terenie składowiska odpadów.

Jakość wód podziemnych z otworów piezometrycznych umieszczonych na terenie składowisk odpadów przemysłowych zależy od rodzaju deponowanych odpadów. Poprawa jakości wód podziemnych może być związana z modernizacją zabezpieczeń składowisk odpadów przemysłowych.

Literatura

- [1] Błaszczak T., Górski J.: Odpady a problemy zagrożenia i ochrony wód podziemnych, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1996.
- [2] Chełmicki W.: Woda. Zasoby, degradacja, ochrona, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012.
- [3] Główny Urząd Statystyczny, Ochrona Środowiska 2014, Zakład Wydawnictw Statystycznych, Warszawa 2014.
- [4] Główny Urząd Statystyczny, Rocznik statystyczny województwa podkarpackiego 2014, Rzeszów 2014.
- [5] Inspekcja Ochrony Środowiska: Katalog wybranych fizycznych i chemicznych wskaźników zanieczyszczeń wód podziemnych i metod ich oznaczania, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 2013.
- [6] Kazimierski B.: Monitoring wód podziemnych - przykład zastosowania lokalnego, Przegląd geologiczny nr 4/2008.
- [7] Macioszczyk A.: Podstawy hydrogeologii stosowanej, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2006.
- [8] Malina G.: Likwidacja zagrożenia środowiska gruntowo-wodnego na terenach zanieczyszczonych, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych O/Wielkopolski w Poznaniu, Poznań 2011.
- [9] Paczyński B., Sadurski A.: Hydrogeologia regionalna Polski T.I. Wody słodkie, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa 2007.
- [10] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 23 lipca 2008 r. w sprawie kryteriów i sposobu oceny stanu wód podziemnych (Dz. U. 2008 Nr 143, poz. 896).
- [11] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 30 kwietnia 2013 r. w sprawie składowisk odpadów (Dz. U. 2013 poz. 523).
- [12] Sobik K.: Badanie wpływu składowisk odpadów na środowisko gruntowo-wodne na przykładzie wybranych obiektów zlokalizowanych w obrębie zlewni Dunajca, Rozprawa doktorska, Kraków 2007.

- [13] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Rzeszowie, Raport o stanie środowiska w województwie podkarpackim w 2013 roku, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 2013.
- [14] Zarzycki R., Imbierowicz M., Stelmachowski M.: Wprowadzenie do inżynierii i ochrony środowiska 1. Ochrona środowiska naturalnego, Wydawnictwo Naukowo–Techniczne, Warszawa 2007.

ANALYSIS OF UNDERGROUND WATER CONTAMINATION WITH INDUSTRIAL WASTE PRODUCTS IN THE TERRITORY OF PODKARPACKIE REGION

S u m m a r y

In the article the analysis of underground water contamination with industrial waste products which occur in the Podkarpackie region, especially in Rzeszów, Stalowa Wola, Przemyśl, Mielec, Dębica and Tarnobrzeg was presented. The underground water contamination is most frequently a consequence of unintended incidents such as a crack and a leakage of pipelines and sewage systems, a damage of tanks with dangerous substances, failures of technological installations etc. Some protection and monitoring methods of underground water from degradation were presented. It was shown that areas of industrial plants, where waste was stored as well as dangerous substances were poured or transported, were one of the causes of the underground water contamination in the territory of Podkarpackie region. The major branches of industry are aviation, electromechanical, agricultural, food and chemical. The underground water contamination rates vary depending on the type of industry. They depend on the character of production, products manufactured, raw materials used, technologies applied, transport, storage, sewage treatment methods, waste utilization, etc. In Podkarpackie region the largest number of industrial wastes was generated in Dębicki, Stalowowolski, Mielecki and Rzeszowski counties. The smallest number of industrial wastes was generated in Lubaczowski, Bieszczadzki and Kolbuszowski counties. Rzeszow was the city with the largest number of industrial waste. In the thesis the underground water contamination is analysed with respect to the generated industrial waste as well as refuse collection depots. The quality of underground water in pressure holes situated in the areas of refuse collection depots depends on the type of stored waste. The improvement of underground water quality can be related to the modernization of protection of landfill sites.

Keywords: underground water, contamination, waste, industrial plants

Przesłano do redakcji: 23.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.105

Galina KALDA¹
Aneta SZYSZKA²
Marek URBANIK³

BADANIA ROZWOJU ENERGETYCZNEGO NA PODKARPACIU

W artykule prezentowano analizę rozwoju energetycznego na Podkarpaciu. Pokazano związek między rozwojem gospodarczym a ochroną środowiska. W pracy prowadzone badania rozwoju energetycznego, ankietowanie respondentów różnego wieku i wykształcenia. Celem badania było ukazanie, czy człowiek wie, jak przedstawia się sytuacja wykorzystywania energii i wpływ jej zużycia na środowisko naturalne. Pytania miały na celu sprawdzenie wiedzy ankietowanych na temat odnawialnych źródeł energii oraz stosunek społeczeństwa do energii jądrowej. W artykule zestawiono pytania główne i szczegółowe. Według ankietowania ludzie wiedzą, że korzystanie z pierwotnych źródeł energii przyczynia się do degradacji środowiska. Istotne znaczenie ma zamiana tych źródeł na odnawialne źródła energii. Po przeprowadzeniu badania wysunięte zostały takie wnioski, jak te, że społeczeństwo zdaje sobie sprawę, że rozwój gospodarczy przyczynia się do zanieczyszczenia środowiska przez to, że produkując energię emitowane do atmosfery są szkodliwe pyły i gazy. Wzrasta zainteresowanie wprowadzaniem i rozwojem sektora odnawialnych źródeł energii. Większość respondentów jest za wprowadzeniem zmiany pierwotnych źródeł energii odnawialnymi. Znany jest społeczeństwu problem globalnego ocieplenia wynikający głównie z emisji CO₂ do atmosfery. Respondenci korzystają z OZE do ogrzewania ciepłej wody użytkowej. Rynek energetyki słonecznej wg ankietowanych ma największe szanse rozwoju w Polsce. Większa edukacja nie tylko w szkołach przekonałaby społeczeństwo do korzystania z odnawialnych źródeł energii.

Słowa kluczowe: rozwój, badania, ankietowanie, społeczeństwo, energia

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Galina Kalda, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651068, kaldagal@prz.edu.pl

² Aneta Szyszka, Politechnika Rzeszowska

³ Marek Urbanik, Politechnika Rzeszowska

1. Wprowadzenie

Wzrost rozwoju gospodarczego pociąga za sobą wzrost zapotrzebowania na energię. Do jej produkcji najczęściej stosuje się łatwo dostępne surowce energetyczne, do których należą węgiel kamienny, węgiel brunatny, gaz ziemny i ropa naftowa. Są to źródła energii, których zasoby grożą wyczerpaniu. Nie to jest jednak największym zagrożeniem dla środowiska, ponieważ zasoby nieodnawialnych źródeł energii będą jeszcze dostępne przez kilkaset lat. Znacznie większe zagrożenie stanowi globalne skażenie środowiska produktami ich spalania. Ważne jest aby uświadamiać ludziom zalety wynikające z zastosowania alternatywnych źródeł energii, które pozwalają chronić środowisko i społeczeństwo, a także przynieść korzyści ekonomiczne [6].

Wspieranie idei zrównoważonego rozwoju energetycznego sprzyja kierowaniu się ku rynkowi OZE, który gwarantuje bezpieczeństwo energetyczne oraz wzrost efektywności zużycia energii. Jest to jednak związane z prowadzeniem na szeroką skalę edukacji ekologicznej.

2. Znaczenie zrównoważonego rozwoju energetycznego

Dystrybucja Zrównoważony rozwój - to pojęcie, określające dążenie do poprawy jakości życia zachowując równość społeczną, bioróżnorodność i mnogość zasobów naturalnych. Przy czym należy mieć na uwadze, by nie zniszczyć przyrody, nie wyczerpać zasobów naturalnych.

Termin zrównoważonego rozwoju został przeniesiony również na strefę energetyki. Stąd powstało pojęcie zrównoważonego rozwoju energetycznego, którego głównym założeniem jest efektywne wykorzystanie zasobów energetycznych, ludzkich, ekonomicznych oraz naturalnych. Zestawienie ze sobą różnych źródeł energii, wyłonienie ich wad i zalet pozwala dostrzec wciąż wzrastającą degradację środowiska naturalnego i nieuchronne wyczerpanie się surowców. Dlatego rozwój gospodarczy i ochronę środowiska trzeba łączyć ze sobą. Osiągnięcie równowagi pomiędzy nimi, czyli nieuniknioną ingerencją człowieka w środowisko a zachowaniem jego cennych walorów, może być osiągnięte m.in. przez takie warunki jak [8-9]:

- przy ustalaniu kierunku systemu wytwarzania energii należy brać pod uwagę wielkość oddziaływania produkcji i zużycia energii na środowisko;
- przy wstępnym planowaniu projektu trzeba pamiętać o wzajemnej relacji ekonomii i środowiska;
- koniecznie należy uwzględnić dobro przyszłych pokoleń, by prowadzone działania były efektywne ekonomicznie oraz akceptowane przez społeczeństwo teraz i w przyszłości;
- rozwój energetyczny i wpływ na środowisko powinno się rozpatrywać na różnych poziomach: lokalnym, regionalnym, krajowym oraz międzynarodowym.

W przemyśle energetycznym dochodzi do emisji wielu szkodliwych substancji, dlatego należy podjąć działania, które pomogą chronić środowisko przed ich negatywnym działaniem. Coraz więcej jest możliwości sprostowania tym wymogom. Kilka z nich przedstawiono poniżej [9]:

1. Poprawa jakości paliw energetycznych w procesie wzbogacenia lub zamiana na paliwa czystsze ekologicznie.
2. Modernizacja urządzeń do produkcji energii oraz budowa urządzeń ochronnych, np., filtry, instalacje odsiarczające.
3. Wprowadzanie niekonwencjonalnych źródeł energii, które w przyszłości powinny stać się alternatywą dla obecnych źródeł energii (tj. węgiel kamienny, ropa naftowa, gaz ziemny).
4. Poszukiwanie i likwidacja możliwych strat energii.
5. Uświadamianie i propagowanie nowego modelu życia opartego na ekologicznym podejściu do energetyki.

2.1. Metodyka prowadzonego badania

Ankieta zawiera w sobie pytania, na które respondent w sposób rzetelny udziela odpowiedzi. Ankieta - to jeden ze sposobów zbierania informacji w procesie wzajemnego komunikowania się. Kwestionariusz ankiety musi być tak opracowany, by respondent potrafił go wypełnić bez pomocy osób trzecich [2]. Dlatego kwestionariusz powinien zawierać informacje o sposobie wypełniania, jak i o tym, kto, co i po co bada.

Ankieta umożliwia [3, 4]:

- szybkie i łatwe uzyskanie danych od dużej zbiorowości przestrzennie rozproszonej,
- eliminuje wpływ badacza na respondenta,
- ankietowany ma poczucie anonimowości, a więc odpowiedzi są szczerze, nawet w przypadku drażliwych pytań,
- ułatwia zebranie daleko idącej jednolitości materiałów, w wyniku zastosowania zestawu pytań i instrukcji pouczającej ankietera o sposobie zapisu.

Pytania, zawarte w ankiecie, mogą być zamknięte, otwarte lub półotwarte. Zamknięte - to takie pytania, gdzie badacz umieścił propozycje odpowiedzi (tzw. kafeterię) i prosi o wybranie tylko poprawnych odpowiedzi zgodnie z własnymi przeczuciami lub posiadającą wiedzą na dany temat [1, 5]. Pytania otwarte nie mają tych propozycji odpowiedzi. Natomiast pytania półotwarte pozwalają respondentowi wybrać pomiędzy proponowanymi odpowiedziami lub podać własną w miejscu gdzie podano opcję, np., „inna...” [7].

Poszczególne pytania, zawarte w ankiecie, są środkiem weryfikacji hipotez. Sprawdzeniu ich pomóc mogą pytania dodatkowe. Liczbę pytań, zawartych w ankiecie, należy ograniczyć do minimum. Ponadto ankieta zawiera metryczkę, w której skład wchodzi pytania o płeć, wiek, wykształcenie, miejsce zamieszkania i inne.

Ankieta najczęściej rozprowadzana jest za pomocą umieszczenia jej w Internecie lub rozdawaną osobiście, a potem zbieraną lub składowaną w określonym miejscu.

2.2. Charakterystyka materiału badawczego

Ankieta jest w pełni anonimowa i zawiera zapewnienia, że zawarte w niej informacje wykorzystane będą tylko i wyłącznie do celów badawczych.

Zawartość ankiety stanowi 16 pytań zamkniętych, 3 pytania otwarte oraz metryki zawierającej 4 pytania. Metryka zawiera w sobie pytania dotyczące płci, wieku, wykształcenia, miejsca zamieszkania. Ankietowani w pytaniach zamkniętych mieli do wyboru jedną odpowiedź, natomiast w otwartych mogli wymienić dowolną liczbę odpowiedzi. W pytaniach otwartych, w przypadku gdy ankietowany nie znał odpowiedzi, proszony był o wpisanie słów „nie wiem”.

Ankieta przeprowadzona była na 100 respondentach w 2014 r. Wśród nich znaleźli się studenci Politechniki Rzeszowskiej im. Ignacego Łukasiewicza, mieszkańcy gminy Adamówka, uczniowie szkół średnich w Jarosławiu.

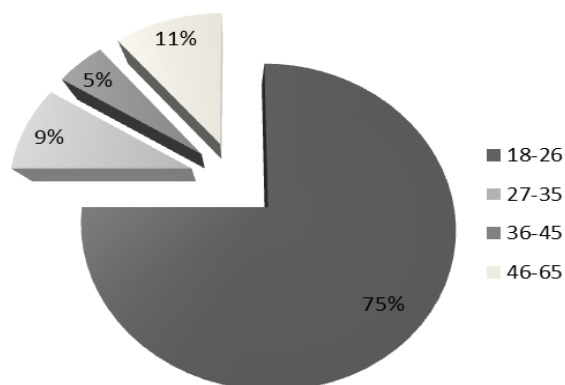
Ankieta dla respondentów była zrozumiała oraz ankietowani w większości podeszli do jej rozwiązania z zainteresowaniem, wypełnienie jej było dla nich przyjemnością. Proces badawczy był prowadzony w sposób intensywny.

2.3. Zestawienie wyników pracy

Wśród 100 respondentów znalazło się 68 kobiet i 32 mężczyzn. Przeważająca liczba osób ankietowanych należała do przedziału wiekowego od 18 do 26 lat. Pozostałą grupę wiekową reprezentuje 25% ankietowanych. Wśród nich nie znalazły się osoby powyżej 66 roku życia (rys. 1).

Największą grupą wśród ankietowanych są osoby z średnim wykształceniem. Stanowią one 50%, natomiast osób z wykształceniem zawodowym jest zaledwie 8%. 42% ankietowanych ma wykształcenie wyższe niepełne lub wyższe. Spośród 100 respondentów 72 osoby mieszkają na wsi, pozostałe 28 osób pochodzą z miasta.

Pierwsze pytanie w ankiecie dotyczyło znaczenia zrównoważonego rozwoju energetycznego. 35% osób odpowiedziało, że pojęcie to oznacza dążenie do poprawy jakości życia zachowując równość społeczną, bioróżnorodność i mnogość zasobów naturalnych z zagwarantowaniem możliwości zaspokojenia podstawowych potrzeb przyszłym pokoleniom. Przy czym należy mieć na uwadze ochronę środowiska naturalnego. Taki sam procent osób odpowiedziało, że zrównoważony rozwój energetyczny, to taki rozwój, który umożliwi korzystanie z zasobów środowiskowych pamiętając, by zadbać o ich jak największy odzysk. 30% ankietowanych odpowiedziało, że pojęcie to oznacza równość pomiędzy produkcją energii a jej zużyciem.



Rys. 1. Udział procentowy respondentów w odniesieniu do wieku

Fig. 1. The percentage of respondents with regard to age

Drugie pytanie dotyczyło zdania na temat zastąpienia pierwotnych źródeł energii odnawialnymi w aspekcie ochrony środowiska. Najwięcej osób uważa, że jest to bardzo istotne zadanie w dbaniu o ochronę środowiska. Grupę tą stanowi 37% respondentów. Najmniejszą 11-osobową grupą są ankietowani, którzy uważają, że proces ten jest niezbyt istotny lub wręcz bez znaczenia. 27% osób odpowiedziało, że jest to dość istotne, natomiast 25% ankietowanych odpowiedziało, że ma to istotne znaczenie dla ochrony środowiska.

Kolejne pytanie dotyczyło opinii ankietowanych na temat tego, czy rozwój gospodarczy świata przyczynia się do zanieczyszczania środowiska i każdy powinien coś z tym zrobić. Czy też może kwestia ochrony środowiska być wyolbrzymiona. Prawie wszyscy, bo aż 99% osób odpowiedziało, że każdy z nas powinien podjąć działania zmierzające do dbania o środowisko. Tylko jedna osoba ankietowana odpowiedziała, że temat ochrony środowiska jest wyolbrzymiany.

Czwarte pytanie brzmiało: „Czy Twoim zdaniem energetyczne wykorzystanie zasobów ziemi grozi ich całkowitym wyczerpaniu?” Swoją odpowiedź można było uzasadnić. 36% respondentów odpowiedziało „tak”, a wśród uzasadnień znalazły się głównie odpowiedzi, że są to surowce nieodnawialne, wykorzystywane są w dużych ilościach a ich zasoby są ograniczone. 11-osobową grupę stanowią osoby, które uważają, że kopalniane zasoby ziemi nie ulegną wyczerpaniu. Natomiast najczęściej, bo 53% ankietowanych nie wie jak przedstawia się sytuacja tych zasobów.

Pytanie piąte, zadane w ankiecie, dotyczyło problemu globalnego ocieplenia, wynikającego głównie z emisji dwutlenku węgla do atmosfery. Ankietowani byli proszeni o odpowiedź, czy ten problem jest im znany i w jakim stopniu. Tabela 1 przedstawia zestawienie odpowiedzi w zależności od wykształcenia ankietowanych.

W pytaniu szóstym badano wiedzę ankietowanych na temat, który z wymienionych źródeł energii (gaz ziemny, energia geotermalna, biomasa, węgiel kamienny czy energia promieniowania słonecznego) wytwarza najwięcej dwutlenku węgla? Szczegółowe odpowiedzi zestawiono w tabeli 2 w zależności od wykształcenia.

Na pytanie siódme, które brzmi: „Jak sądzisz, w jaki sposób można zmniejszyć negatywny wpływ globalnego ocieplenia na środowisko?” – 57% ankietowanych odpowiedziało, że należy poza zrównoważonym rozwojem wprowadzić i rozwijać sektor odnawialnych źródeł energii. Natomiast 25% osób uważa, że wystarczy tylko wprowadzić w życie działania oparte na zrównoważonym rozwoju, który swoim zasięgiem obejmuje ochronę środowiska. Każde z pozostałych odpowiedzi, czyli „nie da się nic zrobić”, „raczej nie jest możliwe zmniejszenie efektu cieplarnianego” i „wymiar tego zjawiska jest tak wielki, że nie da się jemu podołać” zaznaczyło po 6 osób.

Tabela 1. Zestawienie wyników odpowiedzi na pytanie 5 w zależności od wykształcenia

Table 1. Answer of question no 5 depending on the education

	Wykształcenie			
	zawodowe	średnie	wyższe niepełne	wyższe
Bardzo dobrze znany	0	14	3	3
Znany	4	28	9	19
Trochę znany	2	6	3	2
Bardzo słabo znany	2	2	2	0
Nie znany	0	0	1	0

Tabela 2. Zestawienie wyników odpowiedzi na pytanie 6. w zależności do wykształcenia

Table 2. Comparing outcomes of answer to a question 6, depending on the education

	Wykształcenie			
	zawodowe	średnie	wyższe niepełne	wyższe
gaz ziemny	4	6	1	0
energia geotermalna	0	1	0	0
biomasa	0	2	3	1
węgiel kamienny	4	40	14	23
energia promieniowania słonecznego	0	1	0	0

Na pytanie siódme, które brzmi: „Jak sądzisz, w jaki sposób można zmniejszyć negatywny wpływ globalnego ocieplenia na środowisko?” – 57% ankietowanych odpowiedziało, że należy poza zrównoważonym rozwojem wprowadzić

i rozwijać sektor odnawialnych źródeł energii. Natomiast 25% osób uważa, że wystarczy tylko wprowadzić w życie działania oparte na zrównoważonym rozwoju, który swoim zasięgiem obejmuje ochronę środowiska. Każde z pozostałych odpowiedzi, czyli „nie da się nic zrobić”, „raczej nie jest możliwe zmniejszenie efektu cieplarnianego” i „wymiar tego zjawiska jest tak wielki, że nie da się jemu podołać” zaznaczyło po 6 osób.

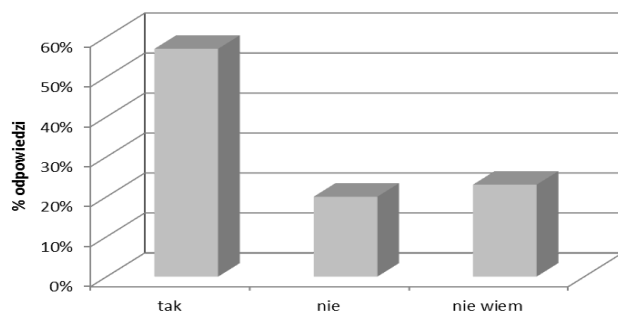
Kolejne dwa pytania dotyczyły indywidualnego podejścia osób ankietowanych do korzystania z energii. Pierwsze z nich sprawdzało, czy respondenci w swoim otoczeniu starają się racjonalnie zużywać energię (np., korzystając z żarówek energooszczędnych lub odłączając z zasilania urządzenia nie pozostawiając je w trybie czuwania?). Zadowolające wyniki, bo ponad 70% przywiązuje do tego uwagę. Szczegółowo analizując wyniki: 9% ankietowanych zwraca na to szczególną uwagę, natomiast 68% stara się o tym pamiętać. Dziesięciu respondentów odpowiedziało, że korzysta z żarówek energooszczędnych, ale nic poza tym. Smutny jest fakt, że są osoby, które nie zwracają na to uwagi, wśród ankietowanych znalazło się 13 takich osób.

Kolejne pytanie brzmiało: „Czy wiesz, że korzystając z odnawialnych źródeł energii można zmniejszyć miesięczne rachunki za prąd?” Jak wynika z ankiety, 39% respondentów wie o tym, ale nie wie, w jaki sposób może korzystać z tych źródeł, 13% osób wyraziło chęć zapoznania się z tym tematem. Wśród ankietowanych są osoby, które korzystają z odnawialnych źródeł energii (do ogrzewania ciepłej wody użytkowej za pomocą kolektorów słonecznych). Grupa ta obejmuje 21 osób. Ankietowani odpowiadali również, że znają możliwości korzystania z odnawialnych źródeł energii w celu zmniejszenia kosztów za prąd, ale nie są nimi zainteresowani (13%). Natomiast 4% respondentów nie słyszało nic na ten temat. Pytanie dziesiąte było pytaniem otwartym i wymagało od osoby ankietowanej wymienienia znanych jej odnawialnych źródeł energii lub w przypadku, gdy ankietowany nie znał odpowiedzi wpisywał „nie wiem”. Zdarzały się również błędne odpowiedzi, które również umieszczono w zestawieniu. Pytanie jedenaste ankiety dotyczyło opinii na temat tego, czy odnawialne źródła energii są całkowicie bezpieczne dla środowiska. Jak się okazuje, większość ankietowanych mylnie uważa, że są one całkowicie bezpieczne dla środowiska (57%). 23% ankietowanych nie zna odpowiedzi na ten temat, a tylko 20% respondentów wie, że odnawialne źródła energii też mają negatywny wpływ na środowisko. Wyniki przedstawiono graficznie na rys. 2.

Kontynuując chęć poznania wiedzy ankietowanych na temat odnawialnych źródeł energii zadano im pytania dotyczące ich zalet i wad. Pytania te były otwarte, umożliwiające respondentowi udzielić kilku odpowiedzi lub w przypadku nie wiedzy wpisania: „nie wiem”. Wyniki pytań, dotyczącego zalet i dotyczącego wad, zestawiono w postaci wykresów, które przedstawiają rys. 3-4.

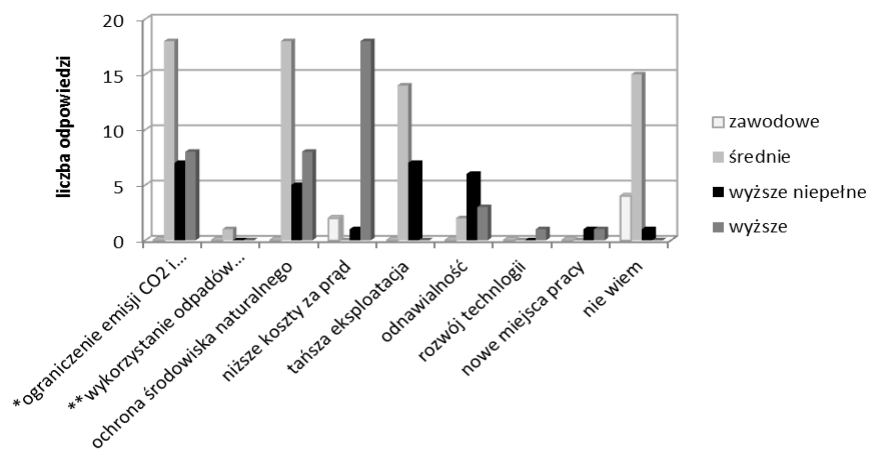
Kolejne pytanie w przeprowadzonej ankiecie brzmiało: „Które z wymienionych poniżej źródeł energii Twoim zdaniem wiąże się największe nadzieje rozwoju w Polsce?” Według ankietowanych - rynek energii słonecznej ma naj-

większy potencjał. Tak odpowiedziało 37% ankietowanych. Kolejnym źródłem energii mającym największe możliwości rozwojowe jest energia wiatru (25%), niemalże tyle samo, bo 21% osób uważa, że największe nadzieje wiąże się z biomasą. Nieliczni wskazywali na energię wody (8%), energię geotermalną (4%) i energię jądrową (5%).



Rys. 2. Zestawienie wyników odpowiedzi do pytania jedenastego

Fig. 2. Comparing outcomes of the reply to the eleventh question



Rys. 3. Zalety odnawialnych źródeł energii wg ankietowanych

*ograniczenie emisji CO₂ i innych zanieczyszczeń do atmosfery

**wykorzystanie odpadów poprodukcyjnych

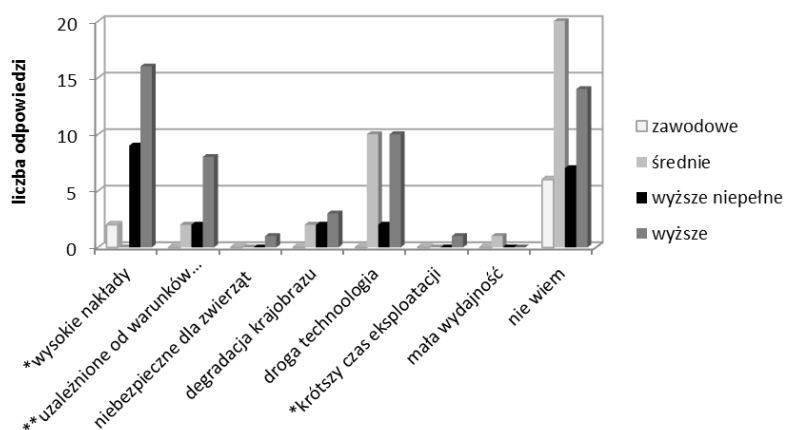
Fig. 3. The advantages of renewable energy flows according to the respondents

*reduction of emissions CO₂ and other pollutants into the atmosphere

**using the post-production waste

Ostatnia część ankiety odnosiła się do elektrowni atomowych. W pytaniu piętnastym pytano ankietowanych, czy według nich powinno dojść do budowy planowanej w Polsce elektrowni atomowej. Zdania na ten temat są podzielone:

35% respondentów uważa, że elektrownia ta może być wybudowana, ale mają pewne wątpliwości, natomiast 30% jest zdecydowanie przeciwna temu. 23% ankietowanych osób stanowczo popiera budowę, a dla grupy 12 osób jest to obojętne.



Rys. 4. Wady odnawialnych źródeł energii wg ankietowanych
 *w porównaniu z wykorzystaniem pierwotnych źródeł energii
 **uzależnione od warunków klimatycznych

Fig. 4. The disadvantages of renewable energy sources by the respondents
 *compared to the use of renewable energy
 **dependent on climatic conditions

Kolejne pytanie brzmiało: „Czy zgodził/ła byś się na wybudowanie elektrowni jądrowej w okolicy swojego miejsca zamieszkania?” Często osoby, które popierały budowę elektrowni atomowej, w tym pytaniu jednak zaznaczały odpowiedź, z której wynika, że nie chcą by taka elektrownia powstała w ich otoczeniu. Wśród ankietowanych 81% była przeciwna wybudowaniu jej w pobliżu miejsca zamieszkania, a pozostałe 19% nie miało nic przeciwko.

Osoby, które odpowiedziały, że nie są za budową elektrowni atomowej w pobliżu miejsca zamieszkania, w pytaniu dziewiętnastym swoją decyzję uzasadniały głównie obawą przed awarią, katastrofą i skutkami związanymi z tym wydarzeniem (70%), 15 osób martwi się o zdrowie swojej rodziny. 9% respondentów uważa, że tego typu elektrownia jest niepotrzebna w Polsce. Jedna osoba stwierdziła, że budowa ta wpłynie niekorzystnie na krajobraz, natomiast inna podała swój własny powód, który brzmi: „*uwazam, że ludzie nie potrafią w pełni panować nad energią jądrową, a odpady są niebezpieczne i nie można ich zutylizować*”.

Jeżeli ankietowani odpowiedzieli, że są za budową elektrowni atomowych, swoje opinie popierali tym, że będą tańsze opłaty za prąd (7 ankietowanych). Grupa w 6 osób jest za budową elektrowni ze względu na nowe miejsca pracy, natomiast 5 respondentów uważa, że Polska powinna inwestować w tego typu

elektrownie. Tylko jedna osoba uważa, że elektrownie jądrowe to najlepsze źródło energii. Nikt z ankietowanych nie podał odpowiedzi, według której ta elektrownia miałaby przyczynić się do wzrostu rangi kraju na skalę międzynarodową, i innych.

Ostatnie pytanie podsumowujące dotyczyło opinii ankietowanych na temat tego, co według nich skłoniłoby Polaków do korzystania z alternatywnych źródeł energii? 57% respondentów uważa, że większa edukacja na ten temat, 33% sądzi, że tańsze opłaty za prąd mogą być zachętą do korzystania z nich. Natomiast 11% ankietowanych uważa, że wpływ ma zastosowanie bezpiecznej technologii.

3. Podsumowanie i wnioski

W dzisiejszych czasach niezbędna do zaspokojenia podstawowych potrzeb jest energia, która służy głównie do produkcji prądu elektrycznego i ciepła. Jej produkcja oparta jest w znacznej części na zasobach naturalnych, których wykorzystanie grozi wyczerpaniu. Większe zagrożenie stanowią jednak zanieczyszczenia emitowane podczas spalania. Dlatego istotne jest zastąpienie kopalnianych zasobów energii tymi, które należą do odnawialnych. Poprawić to może zarówno warunki środowiskowe, a także zmniejszyć koszty zużycia energii.

Jak się okazuje, ponad 1/3 ankietowanych zna poprawną definicję, która zakłada, że zrównoważony rozwój energetyczny - to dążenie do poprawy jakości życia zachowując równość społeczną, bioróżnorodność i mnogość zasobów naturalnych z zagwarantowaniem możliwości zaspokojenia podstawowych potrzeb przyszłym pokoleniom. Przy czym na uwadze należy mieć dbanie o środowisko naturalne. Ludzie wiedzą, że korzystanie z pierwotnych źródeł energii przyczynia się do degradacji środowiska. Istotne znaczenie ma zamiana tych źródeł na odnawialne źródła energii. Można stwierdzić, że kluczowe znaczenie w uświadamianiu społeczeństwa o racjonalnym zużyciu energii i ochronie środowiska ma zdobyta wiedza. Styczność z tematem dotyczącym rynku energetycznego na szerszą skalę mają dopiero osoby z wyższym wykształceniem. Dlatego też powinno zadbać się o większą edukację społeczeństwa.

Ludzie obawiają się, że odpady radioaktywne mogą przyczynić się do większej zachorowalności na raka, tak jak było to po katastrofie w Czarnobylu. Niestety problem magazynowania odpadów radioaktywnych jest do tej pory głównym problemem. Nieliczna część osób uważa, że elektrownia atomowa powinna powstać w Polsce. Osoby te kierowały się głównie tym, że elektrownie jądrowe - to nowe miejsca pracy, a także tańsze opłaty za energię. Jak się okazuje koszt elektrowni atomowej wynosi obecnie 7 mld euro za 1000 MW, a zwrot kosztów nastąpi po ok. 50 latach. Nie jest to więc zachęcająca informacja.

Po przeprowadzeniu badania wysunięte zostały następujące wnioski:

- Społeczeństwo zdaje sobie sprawę, że rozwój gospodarczy przyczynia się do zanieczyszczenia środowiska przez to, że produkując energię emitowane do atmosfery są szkodliwe pyły i gazy.

- Wzrasta zainteresowanie wprowadzaniem i rozwojem sektora odnawialnych źródeł energii.
- Większości społeczeństwa nie jest znane pojęcie zrównoważonego rozwoju energetycznego.
- Większość respondentów jest za wprowadzeniem zmiany pierwotnych źródeł energii odnawialnymi.
- Niemalże wszyscy ankietowani są zdania, że powinno się pojąć działania zmierzające do poprawy stanu środowiska.
- Znany jest społeczeństwu problem globalnego ocieplenia wynikający głównie z emisji CO₂ do atmosfery.
- Tylko połowa ankietowanych uważa, że można zmniejszyć negatywny wpływ globalnego ocieplenia przez wprowadzenie zrównoważonego rozwoju gospodarczego i zwiększony rozwój sektora OZE.
- Respondenci korzystają z OZE do ogrzewania ciepłej wody użytkowej.
- Rynek energetyki słonecznej wg ankietowanych ma największe szanse rozwoju w Polsce.
- Społeczeństwo popiera budowę elektrowni jądrowej w Polsce, ale nie chce by znalazła się ona w pobliżu miejsca ich zamieszkania.
- Strach przed awarią i katastrofą oraz wpływem EJ na zdrowie bliskich to główne obawy wśród ankietowanych.
- Większa edukacja nie tylko w szkołach przekonałaby społeczeństwo do korzystania z OZE.

Literatura

- [1] Churchill G. A.: Badania marketingowe. Podstawy metodologiczne. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2002.
- [2] Graczyk A.M.: Wprowadzenie mechanizmów rynkowych w ochronie środowiska, Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 2011.
- [3] Hague P.: Badania marketingowe. Planowanie, metodologia i ocena wyników. Wydawnictwo Helion, Gliwice 2006.
- [4] Kaden R. J.: Badania marketingowe. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 2008.
- [5] Kaczmarczyk S.: Badania marketingowe. Metody i techniki, Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 2003.
- [6] Klugmann E., Klugmann-Radziemska E.: Ogniwa i moduły fotowoltaiczne oraz inne niekonwencjonalne źródła energii, Wydawnictwo Ekonomia i Środowisko, Warszawa 2005.
- [7] Kramer J.: Badania rynkowe i marketingowe. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 1994.
- [8] Lewandowski W.M.: Proekologiczne odnawialne źródła energii, WNT, Warszawa 2013.
- [9] Lewandowski W.M., Ryms M.: Biopaliwa. Proekologiczne odnawialne źródła energii, WNT, Warszawa 2013.

ENERGY DEVELOPMENT STUDY REGION OF PODKARPACIE

Summary

The article presents an analysis of energy development has region of Podkarpacie. Showing the relationship between economic development and environmental protection. The research work carried out energy development, surveys respondents of different ages and education. The aim of the study was to show that the man knows how is the situation of energy use and the impact of consumption on the environment. Questions were aimed at checking the knowledge of respondents about renewable energy sources and the relationship societies to the nuclear energy. In the article main and detailed questions were compared. According to conducting a survey people know that using primitive energy sources is contributing to the environmental decay. A change of these sources has material meaning to renewable energy sources. After conducting research such requests were protruding, that the society realized that the economic development is contributing to the environmental pollution, because of that producing the energy to the atmosphere harmful dusts and gasses are being emitted. An interest in leading and the development of the sector of renewable energy sources is growing. The majority of respondents are in favor of introducing changes to the original sources of renewable energy. The issue of global warming, that results from CO₂ emission is known to the public. Respondents use of renewable energy sources for heating hot water. Solar energy market by respondents is most likely development in Poland. Higher education not only in schools would have persuaded the public to the use of renewable energy sources.

Keywords: development, research, surveys, society, energy

Przesłano do redakcji: 13.10.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.106

Aneta KIEBAŁA¹

Marcin KOZIEŁ²

Małgorzata TELECKA³

Wojciech ZGŁOBICKI⁴

WIELOWYMIAROWA ANALIZA STATYSTYCZNA METALI CIĘŻKICH W PYLE DROGOWYM NA OBSZARZE LUBLINA

W pracy określono koncentrację, Co, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb, V, Zn w 49 próbach pyłu drogowego pobranego z nawierzchni tras komunikacyjnych Lublina. Wykorzystano metody statystyczne takie jak: analiza głównych składowych, grupowanie, analizy korelacji do określenia potencjalnych źródeł badanych pierwiastków. Próby charakteryzowały się różnym stopniem zanieczyszczenia metalami śladowymi. Najbardziej wyraźne przekroczenia tła geochemicznego stwierdzono w przypadku Cu i Cr średnie koncentracje to odpowiednio 63 mg/kg i 51 mg/kg. Natomiast zawartości zbliżone do naturalnych występowały dla Co, V i Hg, odpowiednio 6,8 i 0,03 mg/kg. Nie stwierdzono wyraźnych pozytywnych korelacji pomiędzy natężeniem ruchu samochodowego w miejscach poboru prób a zawartością badanych pierwiastków. Na podstawie analiz statystycznych dokonano podziału metali śladowych na grupy charakteryzujące się różnym pochodzeniem: bezpośrednie źródła antropogeniczne (głównie ruch samochodowy) oraz źródła naturalne (gleby).

Słowa kluczowe: analiza głównych składowych, metoda grupowania, pył drogowy, metale śladowe, Lublin

1. Wprowadzenie

Jednym z istotnych źródeł zanieczyszczenia powietrza i gleb w miastach jest pył drogowy (*street dust*). Tworzą go cząstki cząstki mineralne i organiczne składnikami pyłu drogowego są powszechnie występujące minerały takie jak

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Aneta Kiebała, Uniwersytet Marii Curie Skłodowskiej, Al. Kraśnicka 2CD, 20-718 Lublin, tel. 81 5736897, aneta.kiebała@poczta.umcs.lublin.pl

² Marcin Kozieł, Uniwersytet Marii Curie Skłodowskiej, Al. Kraśnicka 2CD, 20-718 Lublin, tel. 81 5376802, marcin.koziel@poczta.umcs.lublin.pl

³ Małgorzata Telecka, Uniwersytet Marii Curie Skłodowskiej, Al. Kraśnicka 2CD, 20-718 Lublin, tel. 81 5736886, m.telecka@poczta.umcs.lublin.pl

⁴ Wojciech Zglobicki, Uniwersytet Marii Curie Skłodowskiej, Al. Kraśnicka 2CD, 20-718 Lublin, tel. 81 5736884, wojciech.zglobicki@umcs.pl

akumulowane na powierzchni tras komunikacyjnych pochodzące z emitorów przemysłowych, ruchu samochodowego oraz źródeł naturalnych. Głównymi są kwarc czy skalenie. Są w nim również obecne różnego rodzaju związki toksyczne, w tym metale ciężkie. Głównym ich źródłem jest emisja spalin z silników samochodowych oraz ścieranie się różnych elementów pojazdów (opony, tarcze hamulcowe) [4, 14, 13]. Elementem pyłu drogowego są również cząstki mineralne pochodzące z gleb oraz wysypywanego zimą na powierzchnię dróg piasku. Zanieczyszczenia, gromadzące się w pyłe drogowym są wyjątkowo groźne ze względu na możliwość ich wtórnego uruchamiania i występowanie na niewielkich wysokościach, w strefie życia ludzi, roślin i zwierząt. Metale śladowe mogą w ten sposób dostawać się do organizmów ludzi i stanowić poważne zagrożenia dla ich zdrowia [1, 23].

Prowadzone w wielu miastach badania wskazują na podwyższone koncentracje metali śladowych w pyłe drogowym [2, 5, 18]. W Polsce problematyka ta nie jest szczególnie często podejmowana. Opublikowano do tej pory niewielką liczbę prac dotyczących zawartości metali śladowych w pyłe drogowym [20], [21, 18, 10]. Znacznie częściej podejmowano badania dotyczące stopnia zanieczyszczenia gleb w pobliżu tras komunikacyjnych [16, 17].

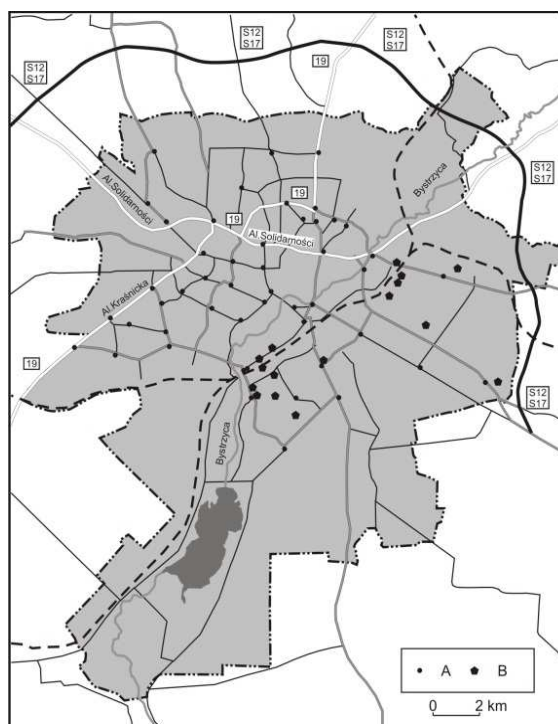
Celem pracy była ocena stopnia wzbogacenia pyłu drogowego metalami ciężkimi oraz próba wskazania źródeł ich pochodzenia na podstawie wyników wielowymiarowej analizy statystycznej.

2. Obszar i metoda badań

Lublin położony jest w północno-zachodniej części Wyżyny Lubelskiej. Zajmuje powierzchnię 147,5 km², zamieszkałą przez 347,6 tys. mieszkańców (Województwo Lubelskie. Podregiony. Powiaty. Gminy 2014). Naturalną osią miasta jest dolina rzeki Bystrzycy (lewobrzeżny dopływ Wieprza), która dzieli go na dwa obszary. Każdy z nich obejmuje po dwa mezoregiony – na zachodzie są to: Płaskowyż Nałęczowski i Równina Bełżycka, na wschodzie: – Płaskowyż Łuszczowski i Wyniosłość Giełczewska [11]. Największe deniwelacje, dochodzące nawet do 40 metrów, notowane są w obrębie Płaskowyżu Nałęczowskiego. Występuje tu gęsta sieć głębokich, suchych dolin uchodzących do większych dolin o stałym odwodnieniu. W pozostałej części miasta (Równina Bełżycka, Płaskowyż Świdnicki i Wyniosłość Giełczewska) deniwelacje są znacznie mniejsze (dochodzą do kilkunastu metrów). System rzeczny Lublina tworzą Bystrzyca oraz jej dopływy: lewobrzeżny – Czechówka (o przebiegu równoleżnikowym), i prawobrzeżny — Czerniejówka (o przebiegu południkowym). Są to rzeki średniej długości (20-70 km). Średnia, roczna temperatura powietrza w Lublinie wynosi +8,0 °C. Średnia roczna suma opadów wynosi ok. 650 mm. Średnia prędkość wiatru w Lublinie nie jest duża i wynosi 2,7 m/s. Zaznacza się wyraźna przewaga wiatrów z sektora południowo-zachodniego (S, SW, W) [6]. Dominującym typem gleb są powstałe na lessach gleby płowe i brunatne

w części zachodniej miasta, mady w dnie doliny Bystrzycy oraz brunatne i bielecowe w części wschodniej.

Tereny przemysłowe koncentrują się głównie we wschodniej części miasta. Do najważniejszych zakładów należą Elektrociepłownia Lublin-Wrotków, zakłady URSUS, fabryka maszyn rolniczych Sipma. Działają tu również liczne zakłady przemysłu spożywczego, farmaceutyczne, chemiczne i budowlane. Należy podkreślić, że gleby miasta nie wykazują znaczącego zanieczyszczenia metalami ciężkimi [16].



Rys. 1. Położenie punktów poboru próbek; A – próby, B – obiekty przemysłowe

Fig. 1. Study area and sample sites in Lublin; A – samples, B – industrial plants

Punkty poboru próbek położone były w obrębie tras komunikacyjnych, charakteryzujących się zróżnicowanym natężeniem ruchu samochodowego. Ogółem analizowano próby pochodzące z 49 punktów (rys. 1), które były rozmieszczone w pobliżu dzielnic mieszkaniowych, centrów handlowo-usługowych oraz terenów przemysłowych. Większość z punktów zlokalizowana była w zachodniej części miasta. Dla 41 punktów poboru prób dysponowano danymi dotyczącymi natężenia ruchu pojazdów w godzinach 15-16 i 16-17. Materiał do badań pochodził z nawierzchni dróg, przy jej krawędzi, w miej-

scach gromadzenia się pyłu drogowego, w miesiącach luty-marzec 2013. Próbki były pobierane za pomocą łopatkki do plastikowych woreczków a następnie osuszone w temperaturze pokojowej oraz przesiane przez sита 1 mm oraz 200 μm . W pracy analizowano zawartość pierwiastków w materiale frakcji <200 μm . Preparaty do analiz przygotowano w postaci pastylek prasowanych po wcześniejszym zmieleniu materiału w cyrkonowym młynku kulowym. Analizy koncentracji: Co, Cr, Cu, Ni, Pb, V, Zn wykonano na spektrometrze fluorescencji rentgenowskiej z dyspersją energii (EDXRF, Epsilon5 Panalytical). Zawartość Hg określono przy pomocy spektrometru AMA-254. Poprawność oznaczeń zweryfikowano na podstawie oznaczeń certyfikowanych materiałów referencyjnych. Błąd pomiaru wynosił 1-3 % dla analiz EDXRF oraz AMA 254.

W pracy została wykorzystana analiza korelacji Pearsona, metoda głównych składowych (principal component analysis - PCA) i metoda grupowania (cluster analysis - CA). Współczynniki korelacji wskazują na siłę wzajemnych relacji pomiędzy dwoma metalami, natomiast PCA i CA są powszechnie stosowanymi w badaniach środowiskowych metodami wielowymiarowymi metodami statystycznymi pozwalającymi na wyznaczenie grup pierwiastków o podobnych cechach [13], [22]. CA pozwala na zgrupowanie pierwiastków po cechach o zbliżonych wartościach, natomiast PCA – o cechach o podobnych własnościach. Metody te nie są równoważne, tylko komplementarne. Zastosowanie wymienionych metod pozwoli na wskazanie źródeł pochodzenia badanych metali. Obliczenia wykonano za pomocą programu Mathematica.

Analiza głównych składowych pozwala na zredukowanie liczby zmiennych opisujących dany obiekt, a także na wskazanie, jaki wpływ mają zmienne pierwotne na składowe główne i jakie są wzajemne korelacje zmiennych pierwotnych. W analizowanym przypadku występuje 10 zmiennych opisujących każdą z badanych prób.

Metoda grupowania pozwala na wydzielenie grup obiektów opierając się na zróżnicowaniu zmiennych. W celu wykonania grupowania konieczne było wykorzystanie metody pozwalającej na utworzenie grup obiektów w 10-wymiarowej przestrzeni. Graficzną prezentacją wielowymiarowej analizy skupień są dendrogramy. Do obliczenia odległości pomiędzy poszczególnymi klastrami została wykorzystana metoda Warda. W pracy przeprowadzono grupowanie na podstawie danych określających wielkość przekroczenia tła geochemicznego dla każdego z pierwiastków (a nie na wartościach bezwzględnych zawartości).

3. Wyniki

Analizowane próby pyłu drogowego charakteryzują się zróżnicowanym stopniem antropogenicznego wzbogacenia w badane pierwiastki śladowe (Tabela 1). Największy stopień zanieczyszczenia stwierdzono w przypadku Cu i Cr. Średnie koncentracje tych metali przekraczają tło geochemiczne odpowiednio 6 i 5 razy (maksymalne przekroczenia: 13 i 7 razy). Badany pył drogowy cecho-

wał się nieznacznym wzbogaceniem w Pb, Ni i Zn (średnie koncentracje 2-2,5 razy wyższe w stosunku do tła). Zawartość zbliżoną do naturalnej stwierdzono dla Co, V i Hg. W przypadku jednej próbki odnotowano znacznie wyższą koncentrację Hg (0,48 mg/kg). Koncentracje maksymalne wszystkich pierwiastków, za wyjątkiem Co i Hg, były co najmniej dwa razy wyższe od tła geochemicznego. Średnie zawartości analizowanych metali w próbkach pyłu drogowego w stosunku do wartości tła maleją następująco: Cu>Cr>Ni>Zn>Pb>Mn>Co>V>Hg.

Tabela 1. Koncentracje metali śladowych w pyłe drogowym Lublina

Table 1. Trace metal concentrations in street dust in Lublin

	Co	Cr	Cu	Hg	Mn	Mo	Ni	Pb	V	Zn
Mean	5,5	52,8	65,7	0,03	378,8	3,8	26,8	23,3	7,9	201,8
GM	5,5	51,2	59,2	0,02	378,9	3,8	26,3	22,0	3,3	190,0
Median	5,6	53,1	65,7	0,03	381,1	3,8	27,7	22,5	8,3	219,7
SD	0,4	9,0	28,5	0,02	23,7	0,5	4,8	8,9	4,9	64,7
Min	4,6	26,4	12,8	0,003	305,2	2,6	13,9	9,8	0,0	64,0
Max	6,2	72,8	132,4	0,48	422,0	5,0	36,3	71,3	21,6	341,7
CV	0,07	0,17	0,43	0,66	0,06	0,13	0,18	0,38	0,62	0,32
Skośność	-0,55	-0,30	0,54	0,50	-0,81	-0,25	-0,41	3,17	0,05	-0,06
Tł¹	5	10	10	0,05	250	1,5	10	12,5	10	100

1 – Lis, Pasieczna (1995) [9]; w przypadku Hg z większości obliczeń wyłączono jedną próbę o bardzo wysokiej zawartości tego pierwiastka

Tabela 2. Porównanie koncentracji metali ciężkich (mg/kg) w pyłe drogowym w wybranych miastach

Table 2. Comparison of heavy metal concentrations (mg/kg) in street dust in chosen cities

Lokalizacja	Co	Cr	Cu	Hg	Mn	Ni	Pb	V	Zn	Źródło
Warszawa	-	-	31	-	-	10	34	-	64	[10]
Zielona Góra	-	-	12-264	-	-	-	-	-	20-409	[18]
Oslo	19	-	123	-	833	41	180	-	412	[6]
Madryt	3	61	188	-	362	44	1927	17	467	[6]
Avilés	7.03	41.6	104-374	2.56	1661	27.5	514	28.1	2422	[15]
Xi'an	-	167,3	95	0,64	687	-	230,5	-	421,5	[7]
Pekin	15,9	126,7	123,2	1,1	804,2	48,8	433,2	88,9	715,3	[13]

„-”, brak danych

Największe zróżnicowanie (koncentracji, wysokie wartości CV), występowało w przypadku Hg, V, Cu, Pb i Zn, zaś najmniejsze dla Co, Mn, Cr i Ni (Tabela 1). Mediana i średnia arytmetyczna były dla badanych metali podobne. Część metali śladowych (Cu, Hg i Pb) cechuje się prawostronną skośnością (przeważają próby poniżej średniej). Jest ona najbardziej widoczna w przypadku Pb. Wyraźna lewostronna skośność występuje dla Mn, Ni, Co i Cr.

Średnie zawartości analizowanych metali ciężkich w próbkach pyłu drogowego w Lublinie w porównaniu z koncentracjami w innych miastach kształtują się na umiarkowanym lub niskim poziomie (Tabela 2). Zawartości większości metali są zbliżone do koncentracji w innych miastach europejskich (Oslo, Madryt, Avilés), jednocześnie są wyraźnie niższe od zawartości w dużych aglomeracjach przemysłowych (Pekin, Xi'an).

Analiza PCA pokazuje, że najbardziej istotna jest pierwsza składowa główna, która tłumaczy ponad 60% zmienności, druga składowa tłumaczy 10%, a trzecia 7,6% zmienności (Tabela 3). Daje to razem 79,17% zmienności.

Tabela. 3. Tabela zmienności wyjaśnianej przez poszczególne składowe główne

Table. 3. Table of variation explained by individual principal components

Składowe główne	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Wartości własne	5,47	0,96	0,68	0,63	0,46	0,30	0,20	0,18	0,09
Udział w wariancji (%)	60,77	10,76	7,63	7,01	5,16	3,36	2,25	2,01	1,00
Sumaryczny udział w wariancji (%)	60,77	71,54	79,17	86,19	91,36	94,73	96,98	98,99	100

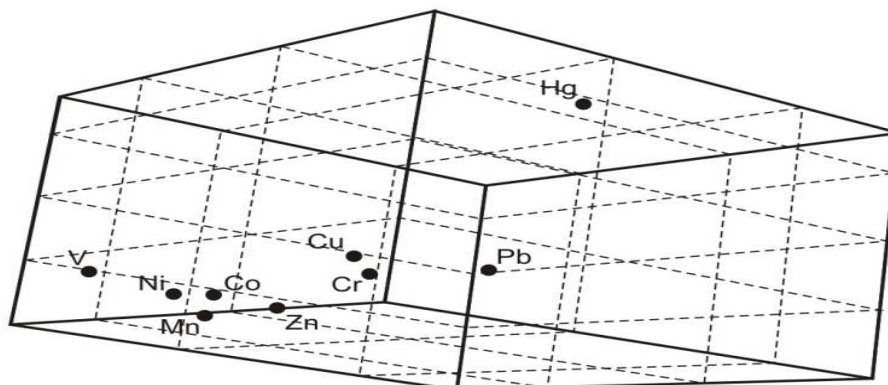
Tabela. 4. Udział poszczególnych składowych pierwotnych (metali) w zmienności trzech składowych głównych

Table. 4. Content of particular initial components (metals) in variation of three main principal components

	Składowe główne					
	1	2	3	4	5	6
Mn	-0.916	-0.139	-0.076	0.039	0.071	-0.200
V	-0.821	-0.246	-0.311	0.329	0.066	-0.051
Cr	-0.734	-0.013	0.234	-0.392	0.495	0.012
Ni	-0.885	-0.033	-0.222	0.153	0.113	0.048
Cu	-0.761	0.318	-0.041	-0.396	-0.319	-0.051
Zn	-0.882	-0.016	0.019	-0.091	-0.217	-0.225
Pb	-0.626	-0.160	0.685	0.295	-0.128	0.024
Co	-0.857	-0.102	-0.086	-0.077	-0.132	0.450
Hg	-0.381	0.865	0.026	0.290	0.1163	0.028

Podkreślono wskaźniki o wartościach powyżej 0,4

Analiza wykresu ospiska wskazuje, że pierwsza składowa jest dominująca, a pozostałe można odrzucić. W badanym przypadku można również uwzględnić trzy główne składowe, gdzie pierwsza jest zdeterminowana głównie przez Mn, Zn, Ni, Co i w nieco mniejszym stopniu V, druga przez Hg, a trzecia, choć w mniejszym stopniu, przez Pb (Tabela 4 i rys. 2). Cr i Cu można zaliczyć do czwartej grupy, która ma mniejszy (rzędu -0,7) wpływ na pierwszą składową główną.



Rys. 2. Trójwymiarowy rzut składowych pierwotnych na trzy składowe główne

Fig. 2. Three-dimension projection of initial components on three principal components

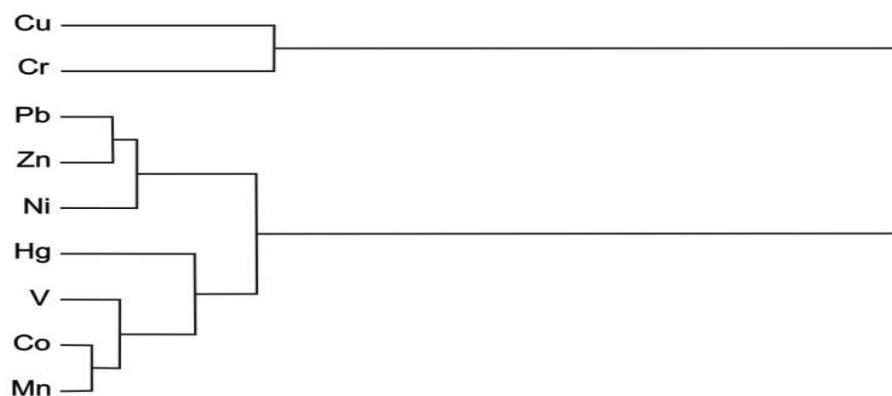
Współczynniki korelacji liniowej Pearsona dla badanych metali śladowych zawiera Tabela 5. Analiza korelacji potwierdza wyniki PCA. Metale z czwartego okresu, czyli Mn, Zn, Ni, Co i V są ze sobą silnie skorelowane (najsilniejsze korelacje występują między Mn i V, Mn i Zn i między V i Ni). Należy jednak zauważyć, że mimo, iż V wykazuje silne korelacje aż z trzema pierwiastkami i z trzema korelacją średnią, to zawartość tego pierwiastka w 67% prób jest niższa tła, co potwierdzają wyniki PCA, dla których wpływ V na pierwszą składową główną, choć silny, jest mniejszy niż dla Zn, Mn, i Ni. Cr, Pb i Cu wykazują korelacje średnie, rzadziej silne.

Metoda grupowania pozwoliła na wydzielenie trzech grup (rys. 3). Pierwsza grupa (Cu i Cr) wykazuje bardzo silne odchylenia od średniej wartości (średnio o 500%), druga (Pb, Zn, Ni) – średnie odchylenia około 200%, i trzecia (Mn, V, Co, Hg) – średnie odchylenia około 100%. W trzeciej grupie pojawiają się dwa pierwiastki (Hg i V), których zawartości w większości przypadków nie przekraczają tła.

Tabela 5. Współczynniki korelacji Pearsona

Table 5. Pearson's correlation coefficients

	Co	Cr	Cu	Hg	Mn	Ni	Pb	V	Zn
Co	1								
Cr	0,58	1							
Cu	0,64	0,54	1						
Hg	0,22	0,22	0,39	1					
Mn	0,72	0,66	0,63	0,24	1				
Ni	0,73	0,58	0,58	0,33	0,78	1			
Pb	0,48	0,44	0,33	0,18	0,54	0,45	1		
V	0,70	0,44	0,43	0,19	0,82	0,81	0,43	1	
Zn	0,71	0,58	0,71	0,27	0,78	0,72	0,54	0,67	1



Rys. 3. Dendrogram – prezentacja wyników grupowania metodą Warda 10 badanych metali

Fig. 3. Dendrogram – presentation of results of Ward grouping method for 10 analysed metals

Na podstawie analizy CA i PCA można wydzielić pięć grup metali o zbliżonych korelacjach i odchyleniach zawartości metali od tła:

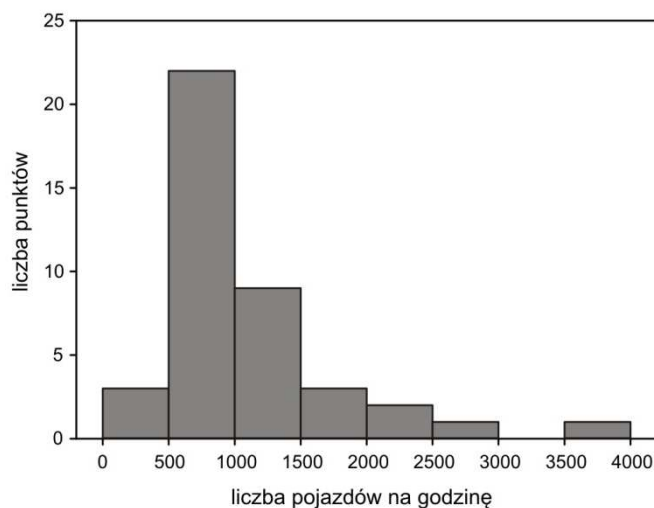
- Grupa 1: Cr i Cu – znaczące przekroczenia tła (5-6 razy), średnia korelacja z pozostałymi metalami
- Grupa 2: Pb – średnio dwukrotne przekroczenie tła i słaba lub średnia korelacja z pozostałymi metalami
- Grupa 3: Zn i Ni – dwu, trzykrotne przekroczenie i silna korelacja z większością pozostałych metali
- Grupa 4: Mn, Co, V – zawartości na poziomie tła i silna lub średnia korelacja z większością pozostałych metali
- Grupa 5: Hg – brak większych odchyłeń od tła, brak korelacji z pozostałymi metalami.

Średnie natężenie ruchu samochodowego w badanych punktach to 1000 pojazdów na godzinę. Wartość ta zmieniała się od 711 do 2520 samochodów. W zdecydowanej większości punktów natężenie ruchu pojazdów w badanych godzinach wynosiło od 50 do 1000 pojazdów.

Tabela 6. Wskaźniki korelacji pomiędzy natężeniem ruchu samochodowego a koncentracją badanych metali

Table 6. Correlation between traffic intensity and heavy metals concentrations

Co	Cr	Cu	Hg	Mn	Ni	Pb	V	Zn
0,23	0,12	0,06	0,10	0,16	0,07	0,14	-0,06	0,35



Rys. 4. Natężenie ruchu samochodów

Fig. 4. Road traffic intensity

Nie stwierdzono wyraźnej liniowej zależności pomiędzy koncentracjami a natężeniem ruchu samochodowego. Jedynym wyjątkiem jest Zn, dla którego występuje średnia korelacja dodatnia. Analiza rozkładu przestrzennego maksymalnych koncentracji wskazuje jednak na pewne prawidłowości. Występują one zazwyczaj na skrzyżowaniach charakteryzujących się z jednej strony dość dużym natężeniem ruchu przy jednoczesnej tendencji do tworzenia się korków w godzinach szczytu (Rondo Krwiodawców, okolice Placu Bychawskiego, rejon Kraśnicka-Orkana, Kunickiego-Krańcowa). Należy również podkreślić fakt, iż pył drogowy pochodzący ulic, nad którymi przebiega trakcja trolejbusowa zawierał średnio o ponad 10% więcej Cu. Tutaj także stwierdzono maksymalne zawartości tego pierwiastka – ponad 130 mg/kg.

4. Dyskusja – identyfikacja źródeł metali (grup metali)

Wyraźnie podwyższone koncentracje Cr, Cu w pyłe drogowym Lublina sugerują ich antropogeniczne źródło. Z kolei zawartość innych pierwiastków (Co, Hg, Mn, V) jest nieznacznie większa lub porównywalna z tłem geochemicznym co wskazuje, że pochodzą głównie ze źródeł naturalnych (gleby). Silne pozytywne korelacje (wskaźnik powyżej 0,7) występują pomiędzy: Co i Mn, Co i Ni, Co i V, Co i Zn, Cu i Zn, Mn i Ni, Mn i V, Mn i Zn, Ni i V, Ni i Zn. Pozytywne średnie korelacje (0,5-0,7) stwierdzono również dla Co i Cr, Cr i Cu, Cr i Mn, Cr i Mo, Cr i Ni, Cr i Zn, Cu i Mn, Cu i Mo, Cu i Ni, Mn i Mo, Mn i Pb, Mo i Zn, Pb i Zn, Zn i V. Pierwiastkiem wykazującym jedynie słabe i średnie korelacje jest rtęć. Analiza wskaźników korelacji sugeruje, wspólne źródło dla

a) Zn, Mn, Co, Ni, V oraz dla b) Cu, Cr. Podobnych danych dostarczają wyniki PCA, pozwalają one na wyróżnienie trzech grup: a) Mn, Zn, Ni, Co i V, Cr, Cu, b) Hg, c) Pb. Z grupy a) można wyodrębnić podgrupę Cr – Cu ponieważ charakteryzuje ją nieco niższy wpływ na pierwszą składową główną odpowiednio: -0,73 oraz -0,76. Z kolei wyniki CA wskazuje na istnienie trzech grup: a) Cu i Cr, b) Pb, Ni, i Zn, c) Co, Hg, Mn, V (Rycina 3). Przy czym te dwie ostatnie wchodzi w skład jednej większej grupy. Syntetyczna analiza wyników wszystkich trzech metod pozwala na wyróżnienie dwóch zasadniczych źródeł pochodzenia badanych pierwiastków: a) dominujące źródło antropogeniczne (Cu i Cr), b) dominujące źródło naturalne (gleby): Co, Hg, Mn, Ni, Pb, V, Zn.

Wydzielona w oparciu o zastosowane analizy statystyczne pierwsza grupa pierwiastków (Cu i Cr) charakteryzuje się bardzo silną korelacją w analizie grup związaną z istotnym przekroczeniem wartości tła. Z kolei współczynnik korelacji Pearsona dla Cu i Cr (0,54) wskazuje na korelację średnią. PCA grupuje natomiast Cr i Cu razem z Mn, V, Ni, Zn i Co w pierwszej grupie składowych głównych, jednak oba te pierwiastki cechują niższe współczynniki udziału (<0,8). Dodatkowo Cr i Cu w odróżnieniu od pozostałych pierwiastków charakteryzują się średnim wpływem na składową 5 (0,489 i 0,32), podczas gdy pozostałe pierwiastki takiego wpływu nie wykazują. Wyniki CA, PCA oraz współczynniki korelacji Pearsona. Znaczące przekroczenie wartości tła przez Cr i Cu wskazują na antropogeniczne źródła tych pierwiastków. Zarówno Cr jak i Cu związane są z ruchem samochodowym. Cu stosowana jest powszechnie w smarach samochodowych [3]. Może również pochodzić ze zużywania się samochodowych pomp oleju lub korozji metalowych części samochodów będących w kontakcie z olejem [6], oraz zużywanie się silnika [3], [8]. Cr używana jest do produkcji części samochodowych ze stali nierdzewnej, także do produkcji stali aluminiowej oraz tytanowej [5].

Druga grupa o naturalnych źródłach obejmuje Co, Hg, Mn, Ni, Pb, V i Zn. Wszystkie pierwiastki charakteryzują się umiarkowanymi koncentracjami w stosunku do wartości tła, przy czym zawartości Pb, Ni, Zn, Mn, przekraczają tło geochemiczne (Zn – 3 razy, Pb i Ni – 2 razy oraz Mn 1,5 razy) podczas gdy pozostałe pierwiastki (Co, Hg, V) charakteryzują się koncentracją poniżej wartości tła. Współczynniki korelacji liniowej Pearsona wskazują na silne i średnie korelacje w obrębie tej grupy dla wszystkich pierwiastków oprócz Hg. Podobny podział wykazuje metoda grupowania (CA) wskazując dwie grupy z podziałem na: wspólny klaster dla Pb, Zn i Ni, oraz drugi klaster dla Hg, V, Co i Mn. Z kolei metoda składowych głównych (PCA) sugeruje wyodrębnienie trzech podgrup w obrębie grupy pierwiastków o naturalnych źródłach. Obejmują one: Mn, V, Zn, Co, Ni najsilniej wpływające na 1 składową (współczynniki powyżej 0,8); następnie Hg (mająca zasadniczy wpływ na drugą składową dla PCA) oraz Pb (silny wpływ na trzecią składową). Niskie (poniżej wartości tła) koncentracje Co, Hg, V wskazują na ich wyraźny naturalny charakter. Z kolei Mn, Ni, Pb i Zn, które przekraczają zawartości tła 2-2,5 razy mogą mieć źródło mie-

szane, z niewielkim wpływem czynników antropogenicznych. Czynniki ten najprawdopodobniej jest związany transportem samochodowym. Pb pomimo wprowadzenia benzyny bezołowiowej, może pochodzić ze zdeponowanych wcześniej zanieczyszczeń w glebach miejskich, które były remobilizowane. Zn jest powszechnie używany w procesie wulkanizacji opon. Jego źródło może dodatkowo stanowić korozja galwanizowanych części samochodowych [3], [8]. Związki cynku są również stosowane, jako antyoksydant oraz detergent polepszający jakość smarów olejowych [6].

Analizując próbki pyłu drogowego na terenie Lublina pod kątem zawartości metali ciężkich i ich źródeł pochodzenia należałoby zwrócić jeszcze uwagę na fakt posypywania dróg piachem w okresie zimy. Materiał ten, prawdopodobnie nie wpływa w zasadniczym stopniu na zawartość zanieczyszczeń w analizowanych próbkach ze względu choćby na frakcję (analizowany materiał to frakcja <math><200\ \mu\text{m}</math>) jednak stanowić może potencjalne, dodatkowe źródło. Zagadnienie to wymaga bardziej szczegółowych analiz.

W przypadku metali ciężkich w pyłe drogowym Lublina wyniki wielowymiarowych analiz statystycznych nie były tak jednoznaczne jak w dla studiów dotyczących miast przemysłowych z obszaru Chin [13], [22]. Występujące różnice w wynikach CA i PCA wiązać należy naszym zdaniem z wyraźnie niższymi zawartościami badanych metali a co za tym idzie znacznie mniejszymi przekroczeniami wartości tła geochemicznego.

Średnie zawartości Pb w pyłe drogowym były nieco niższe lub porównywalne z koncentracjami podawanymi przez Plaka i in. (2010) [17] dla gleb położonych w bezpośrednim sąsiedztwie tras komunikacyjnych w Lublinie. W przypadku Cu i Zn natomiast zawartości te były wyższe niż w glebach. Plak i in. (2010) [17] zwracają przy tym uwagę na występowanie niższych koncentracji metali ciężkich w punktach, gdzie w ostatnich latach wykonano gruntowne remonty oraz przy nowo powstałych drogach. Porównując uzyskane w pracy dane do wyników Pasiecznej (2003) [16] dla zawartości metali w warstwie gleby 0-20 cm, należy stwierdzić, iż koncentracje Cr, Cu i Zn są wyraźnie wyższe w pyłe drogowym.

5. Podsumowanie

W pracy dokonano analizy zawartości metali ciężkich (Cu, Cr, Co, Hg, Mn, Ni, Pb, V, Zn) w pyłe drogowym na terenie Lublina. Koncentracje wszystkich analizowanych pierwiastków z wyjątkiem Hg oraz V przekraczają wartości tła geochemicznego. Co wykazuje zawartości zbliżone do wartości tła. Koncentracje analizowanych metali ciężkich względem tła układają się według tendencji: Cu>Cr>Ni>Zn>Pb>Mn>Co>V>Hg. Najwyższe przekroczenia względem tła odnotowano dla Cu i Cr, co wskazuje na ich wyraźne bezpośrednie antropogeniczne pochodzenie (głównie transport samochodowy). Z kolei Hg, V, Co, Ni, Zn, Pb, Mn mają źródło pochodzenia naturalnego (gleby miejskie). Nie-

znaczne przekroczenia wartości tła dla Ni, Zn, Pb może wskazywać na dodatkowy, umiarkowany wpływ źródeł antropogenicznych (głównie ruch samochodowy). Nie stwierdzono pozytywnych korelacji pomiędzy natężeniem ruchu samochodowego w miejscach poboru prób a zawartością badanych pierwiastków. Przy czym maksymalne zawartości występowały często w pobliżu miejsc o niższej płynności ruchu. Dwa główne źródła metali ciężkich w pyłe drogowym na terenie Lublina: naturalne oraz antropogeniczne zostało zidentyfikowane na podstawie syntezy analizy metodą głównych składowych (PCA) oraz metody grupowania (CA) połączonych z analizą korelacji liniowej Pearsona. W oparciu o metodę głównych składowych wydzielono trzy podstawowe grupy wśród analizowanych pierwiastków z podziałem na: a) Mn, Zn, Ni, Co, V, Cr, Cu; b) Hg; c) Pb. Metoda grupowania wskazuje wyraźny podział na trzy grupy: a) Cr i Cu, b) Pb, Zn, Ni oraz c) Mn, V, Co, Hg. Na podstawie analizy CA oraz PCA wydzielono pięć szczegółowszych grup o zbliżonych korelacjach i odchyleniach od tła: 1) Cr i Cu, 2) Pb, 3) Zn i Ni, 4) Mn, Co, V, oraz 5) Hg.

Literatura

- [1] Aelion C.M., Davis H.T., McDermott S., Lawson A.B.: Metal concentrations in rural topsoil in South Carolina: potential for human health impact. *Sci Total Environ*, vol. 402, pp.149-156.
- [2] Ahmed F., Ishiga H.: Trace metal concentrations in street dusts of Dhaka city, Bangladesh, *Atmos Environ*, vol. 40, 2006, pp. 3835-3844.
- [3] Al-Khashman O.A.: Determination of metal accumulation in deposited street dusts in Amman, Jordan. *Environ Geochem Health*, vol. 29, 2007, pp. 1-10.
- [4] Bilos C., Colombo J.C., Skorupka C.N., Presa M.J.R.: Sources, distribution and variability of airborne trace metals in La Plata City area, Argentina. *Environ Pollut*, vol. 111, 2001, pp. 149-158.
- [5] Chen H., Lu X., Chang Y., Xue W.: Heavy metal contamination in dust from kindergartens and elementary schools in Xi'an, China. *Environ Earth Sci*, vol. 71, 2014, pp. 2701-2709.
- [6] Miguel De E., Llamas J.F., Chacon E., Berg T., Larsen S., Royset O., Vadset M.: Origin and patterns of distribution of trace elements in street dust: unleaded petrol and urban lead. *Atmosph Environ*, vol. 31, 1997, pp. 2733-2740.
- [7] Han Y.M., Du P.X., Cao J.J., Posmentier E.S.: Multivariate analysis of heavy metal contamination in urban dusts of Xi'an, Central China. *Sci Total Environ*, vol. 355, 2006, pp. 176-186.
- [8] Jaradat Q., Momani K.: Contamination of roadside soil, plants and air with heavy metals in Jordan. A comparative study, *Turk J Chem*, vol. 23, 1999, pp. 209-220.
- [9] Kaszewski B. M.: Klimat. [w:] St. Uziak, R. Turcki (red.) *Środowisko przyrodnicze Lubelszczyzny*. Lubelskie Towarzystwo Naukowe, 2008, Lublin, str. 75-111.
- [10] Kozanecka T., Czarnowska K., Jaworska A.: Występowanie metali ciężkich w grubym pyłe drogowym wokół Warszawy, *Roczniki Gleboznawcze*, tom LIV, nr 3, 2003, str. 73-78.

- [11] Kondracki J., *Geografia regionalna Polski*. PWN, Warszawa., 2002.
- [12] Lis J., Pasieczna A., *Geochemiczny Atlas Polski 1:2 500 000*, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa, 1995.
- [13] Lu X., Wang L., Li L.Y., Lei K., Huang L., Kang D.: Multivariate statistical analysis of heavy metals in street dust of Baoji, NW China. *J Hazard Mater*, vol. 173, 2010, pp. 744-749.
- [14] Manno E., Varrica D., Dongarra` G.: Metal distribution in road dust samples collected in an urban area close to a petrochemical plant at Gela, Sicily. *Atmos Environ*, vol. 40, 2006, pp. 5929-5941.
- [15] Ordonez A., Loreda J., Miguel De E., Charlesworth S.: Distribution of heavy metals in Street Dust and Soil of an industrial city in Northern Spain, *Environ. Contamitat. Toxicol.*, 2003, pp. 3949-3958.
- [16] Pasieczna A.: *Atlas zanieczyszczeń gleb miejskich w Polsce*. Państw. Inst. Geol. Warszawa, 83s., 105 map kolor, 2003.
- [17] Plak A., Bartmiński P., Dębicki R.: Wpływ transportu publicznego na zawartość wybranych metali ciężkich w glebach sąsiadujących z ulicami Lublina. *Proceedings of Ecopole vol. 4 (1)*, 2010, pp. 167-171.
- [18] Piontek M., Walczak B., Czyżewska W., Lechów H.: Miedź, kadm i cynk w pyłe drogowym miast oraz określenie toksyczności związków tych metali metodą biologiczną, *Kosmos Problemy Nauk Biologicznych*, Polskie Towarzystwo Przyrodników im. Kopernika, nr 61,3, 2012, str. 409-415.
- [19] Shi G., Chen Z., Xu S., Zhang J., Wang L., Bi C., Teng J.: Potentially toxic metal contamination of urban soils and roadside dust in Shanghai, China. *Environ Pollut*, vol. 156, 2008, pp. 251-260.
- [20] Skłodowski P., Maciejewska A., Krajewska E., Szperliński Z.: Występowanie metali ciężkich w pyłe opadowym na obszarach nie zabudowanych na przykładzie trasy szybkiego ruchu Warszawa-Katowice. *Prace Nauk. Politechniki Warszawskiej*, nr 33, 1995, str. 81-91.
- [21] Walczak B.: Lead and zinc in the street dust of Zielona Góra Poland: *Environmental engineering III*. Pawłowski L., Dudzińska M.R., Pawłowski A., (red) Taylor & Francis Group, London, 2010, pp. 105-113.
- [22] Zhao N., Xinwei L., Shigang Ch., Xue X.: Multivariate statistical analysis of heavy metals in less than 100 µm particles of street dust from Xining, China. *Environ Earth Sci*, vol. 73, 2015, pp. 2319-2327.
- [23] Zheng N., Liu J., Wang Q., Liang Z.: Health risk assessment of heavy metal exposure to street dust in the zinc smelting district, northeast of China. *Sci Total Environ*, vol. 408, 2010, pp.726-733.

MULTIVARIATE STATISTICAL ANALYSIS OF HEAVY METALS IN STREET DUST IN LUBLIN

Summary

The concentrations of Co, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb, V, Zn in 49 samples of street dust from surface of traffic routes in Lublin have been studied in this work. Statistical methods such as: princi-

pal component analysis, cluster analysis and correlation method were used to determine the sources of analyzed elements. Samples differed in trace metal concentrations. The mean concentrations of Cu and Cr were significantly higher than the background values of soil in this region (63 mg/kg and 51 mg/kg respectively). Co, V and Hg characterize similar concentration to background values (6, 8 and 0,03 mg/kg). No clear or significant correlation between the strength of road traffic and heavy metal content in road dust sample were found. Based on multivariate statistical analysis the heavy metals have been divided into groups of diverse: natural and industry sources.

Keywords: principal component analysis, cluster analysis, road dust, trace metals, Lublin

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 30.10.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.107

Marek KIEROŃCZYK¹
Tadeusz MARCINKOWSKI²

GOSPODARSTWO ROLNE JAKO ŹRÓDŁO EMISJI AMONIAKU

Celem pracy było określenie wpływu emisji amoniaku z gospodarskich składowisk obornika na jakość powietrza na terenach wiejskich oraz ocena czynników wpływających na wielkość tej emisji. W latach 2003–2007 wykonano ponad 100 dobowych pomiarów emisji amoniaku ze składowisk obornika w wybranych gospodarstwach o mlecznym profilu produkcji stosując mikrometeorologiczną metodę dozymetrii pasywnej. Badania przeprowadzono w typowych warunkach eksploatacyjnych. Wykazały one, że roczna emisja amoniaku kształtowała się od 318 do 698 kgN-NH₃ co stanowiło, że roczne straty azotu wynosiły od 35,2 do 44,0% w stosunku do ilości azotu pierwotnie zdeponowanej na składowisku. Do oceny emisji amoniaku zaproponowano model matematyczny, który zawiera najważniejsze czynniki techniczno-technologiczne i meteorologiczne wpływające na ulatnianie się amoniaku z gnojowni w warunkach ciągłej jej eksploatacji.

Słowa kluczowe: gospodarstwo, obornik, przechowywanie, emisja amoniaku

1. Wstęp

Uwalnianie się gazów cieplarnianych i amoniaku, do atmosfery ze źródeł rolniczych stanowi istotny problem środowiskowy i ekonomiczny. Szczególnie duże ilości amoniaku uwalniają się w wyniku prowadzenia intensywnej produkcji rolnej. W krajach Unii Europejskiej problemy zanieczyszczenia powietrza są niezwykle ważnym elementem polityki ochrony środowiska oraz ochrony zdrowia i życia ludzi. Rolnictwo stanowi główne źródło zanieczyszczenia środowiska nieorganicznym azotem w formie zredukowanej [10, 13]. W latach 80. XX w. w obliczu relatywnie niskiego poziomu cen nawozów mineralnych nastąpiło stopniowe zwiększanie dawek tych nawozów, w tym nawozów azotowych, stosowanych na gruntach rolnych. Zjawisko to stało się przyczyną zaburzenia równowagi występowania składników nawozowych w środowisku [15].

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Marek Kierończyk, Instytut Technologiczno-Przyrodniczy w Falentach Żuławski Ośrodek Badawczy w Elblągu, 82-300 Elbląg ul. Giermków 5, +55 2324788, m.kieronczyk@itp.edu.pl

² Tadeusz Marcinkowski, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Elblągu, 82-300 Elbląg, ul. Grunwaldzka 137, +55 6290610, t.marcinkowski@pwsz.elblag.pl

Od lat 50. XX w. systematycznie wzrastał również udział azotu, pochodzącego z rolnictwa, w zanieczyszczeniu środowiska naturalnego. Wielu autorów [1, 2, 3, 5, 7] we wzroście intensywności produkcji zwierzęcej upatruje główne przyczyny tych zmian. Chów zwierząt inwentarskich, w tym bydła mlecznego, charakteryzuje się znacznymi stratami azotu pochodzącego z odchodów zwierzęcych. Azot ten rozpraszany jest do gleby, wody i powietrza [15, 17].

Emisja azotu w formie amoniaku podczas zagospodarowywania nawozów naturalnych w gospodarstwie rolnym szacowana jest na około 80% całkowitej emisji ze źródeł rolniczych [1, 14]. Pozostałe 20% pochodzi przede wszystkim z rozpraszania azotu zawartego w syntetycznych nawozach azotowych, w tym z saletry amonowej i mocznika, dość powszechnie stosowanych w nawożeniu roślin [14, 15].

W gospodarstwie rolnym, na etapie wytwarzania nawozów naturalnych (obornik, gnojówka, gnojowica) w budynkach inwentarskich straty azotu w formie amoniaku wynoszą około 10% [9], na etapie ich przechowywania kształtują się na poziomie od 20 do 50% [4, 11], na etapie aplikacji na gruntach rolnych stanowią 25-95% [15], a na pastwiskach mogą wynosić około 15% [15, 14]. Wyzwaniem dla nauki jest poszukiwanie skutecznych sposobów ograniczania strat azotu, w tym gazowego amoniaku z rolnictwa, między innymi poprzez wdrażanie niskoemisyjnych technologii przechowywania nawozów naturalnych.

Celem niniejszej pracy było określenie wpływu emisji amoniaku z gospodarskich składowisk obornika na jakość powietrza na terenach wiejskich oraz określenie czynników, które istotnie wpływają na wielkość tej emisji. Badania uwzględniały rzeczywiste warunki przechowywania nawozów naturalnych w typowych gospodarstwach rolnych.

2. Metodyka badań

Badania emisji amoniaku z gospodarskich składowisk nawozów naturalnych prowadzono w latach 2003-2007 w wybranych, towarowych gospodarstwach rolnych położonych na Żuławach Elbląskich, które umownie oznaczono symbolami: G1, G2 i G3 (tab. 1). Dobowy strumień amoniaku uwalnianego do atmosfery oznaczano techniką mikrometeorologicznej dozymetrii pasywnej z wykorzystaniem próbników (dozymetrów) strumieniowych [6, 8, 16].

Istotę pomiaru stanowi chemiczna sorpcja amoniaku przepływającego nad powierzchnią sorbentu - kwas szczawiowy, którym uprzednio powleczono wewnętrzne ścianki próbników. Czas ekspozycji próbników wynosił 24 godziny. Otrzymany w wyniku sorpcji amoniaku szczawian amonowy ekstrahowano z próbników wodą demineralizowaną, a stężenie kationu amonowego oznaczano spektrofotometrycznie. Szczegółowy opis stosowanej metody został przedstawiony we wcześniejszym opracowaniu [8].

Jednocześnie prowadzono stały monitoring wybranych parametrów meteorologicznych, takich jak temperatura powietrza T_{pow} , prędkość wiatru v , wilgotność względną powietrza Wg . Ponadto wykonywano pomiary temperatury stosu obornika T_{pr} (na głębokości 20 cm), a dla potrzeb analiz chemicznych (zawartość azotu w nawozie) pobierano próbki nawozu deponowanego na składowisku. Badania prowadzono w warunkach ciągłej eksploatacji gnojowni, tj. codziennego dostarczania na składowisko kolejnych porcji świeżego nawozu. Ogólna charakterystyka badanych obiektów przedstawia się w sposób następujący (tab. 1).

Gospodarstwo G1. Obiektem badawczym była płyta gnojowa o powierzchni 176 m², otoczona z trzech stron murem oporowym o wysokości 0,2 m. Wykorzystanie powierzchni płyty gnojowej wynosiło od 68 do 94%, a średnia wysokość pryzmy 2,0-2,5 m. Obornik z budynku inwentarskiego usuwano ręcznie. Dziennie dostarczano na pryzmę od 0,75 do 2,50 Mg świeżego obornika zależnie od pory roku.

Gospodarstwo G2. Obiektem badawczym była płyta gnojowa o powierzchni 144 m² (bez muru oporowego) z centralnie usytuowaną kratką na odcieki kierowane do podziemnego zbiornika na gnojówkę. Wykorzystanie powierzchni przeznaczonej do składowania wynosiło od 52 do 96%, a średnia wysokość pryzmy 3,0 m. W tym gospodarstwie, z powodu ograniczonej powierzchni składowania stosowano minimalne ilości ściółki dla zwierząt. Na składowisko obornika dostarczano od 0,5 do 1,7 Mg świeżego obornika w ciągu doby.

Gospodarstwo G3. Obiekt badawczy stanowiła płyta gnojowa o powierzchni 135 m² z murem oporowym o wysokości 1,5 m (z dwóch stron). W centralnym miejscu płyty znajdowała się kratka na odcieki, które odprowadzano do podziemnego zbiornika na gnojówkę. W tym gospodarstwie wykorzystanie powierzchni płyty gnojowej kształtowało się od 45 do 88%, przy średniej wysokości pryzmy około 2,0 m. Ilość dostarczanego na płytę świeżego obornika wynosiła od ok. 0,5 do 1,5 Mg w ciągu doby.

Tabela 1. Charakterystyka płyt gnojowych w gospodarstwach

Table 1. Characteristic of farm yard manure pits at farms

Gospodarstwo	Powierzchnia płyty gnojowej [m ²]	Średnia ilość dostarczanego obornika [Mg/dzień]	Wykorzystanie powierzchni płyty gnojowej [%]
G1	176	0,7-2,5	68-94
G2	144	0,5-1,7	52-96
G3	135	0,5-1,5	40-94

Do oceny statystycznej uzyskanych wyników badań i opracowania modelu matematycznego, opisującego emisję amoniaku z gnojowni wykorzystano program statystyczny Statistica stosując metodę regresji krokowej wstecz.

3. Wyniki badań

Średnia masa amoniaku uwalnianego do atmosfery z gnojowni w gospodarstwie G1 w ciągu doby kształtowała się w przedziale od 0,9 do 3,0 kg N-NH₃ (tab. 2), a szacowana roczna wielkość emisji wynosiła 698 kg N. Warunki meteorologiczne panujące w otoczeniu przyzmy w gospodarstwie G1 przedstawiały się następująco: średnia dobową prędkość wiatru v wynosiła od 0,8 do 4,1 (m/s), a średnia dobową wilgotność względna powietrza Wg kształtowała się w przedziale od 67 do 93%. Z kolei parametry technologiczne związane z przechowywaniem obornika na przyzmach tj. zawartość suchej masy w nawozie SM oraz całkowita ilość azotu zdeponowanego na przyzmi N_{tot} , kształtowały się odpowiednio: 18,0–24% i 1226–2204 kg N. Zdecydowanie największą emisję amoniaku z gnojowni stwierdzono w okresie jesienno-zimowym, tj. w czasie, gdy masa codziennie dostarczanego nawozu na składowisko była największa. W gospodarstwie tym stosowano również stosunkowo dużą ilość ściółki (> 5 kg na zwierzę inwentarskie), co mogło dodatkowo wpływać na zwiększenie emisji amoniaku.

Masa ulatniającego się w ciągu doby amoniaku z gnojowni w gospodarstwie G2 (tab. 2) wynosiła od 0,7 do 2,1 kg N-NH₃ a szacowana roczna wielkość emisji wynosiła 408 kg N. Podobnie jak w gospodarstwie G1 występowała sezonowa zmienność masy ulatniającego się amoniaku z gnojowni. Jednak bezwzględna masa emitowanego gazu była wyraźnie mniejsza niż w gospodarstwie G1. W znacznym stopniu należy to tłumaczyć stosowanymi w tym gospodarstwie sposobami zagospodarowania nawozu podczas jego przechowywania, w tym ograniczaniem powierzchni przyzmy przez podwyższanie stosu z obornikiem oraz zdecydowanie mniejszą ilością stosowanej ściółki (< 4 kg na zwierzę inwentarskie). W gospodarstwie G2 warunki meteorologiczne panujące wokół przyzmy kształtowały się następująco: średnia dobową prędkość wiatru kształtowała się w przedziale 0,6-4,5 (m/s), średnia dobową wilgotność względna powietrza Wg wynosiła 70-97%. Parametry technologiczne tj. zawartość suchej masy SM w nawozie oraz ilość azotu zdeponowanego na przyzmi N_{tot} wynosiły odpowiednio: 16,5-25,3% i 320-1140 kg N.

Dobowa emisja amoniaku z płyty gnojowej w gospodarstwie G3 (tab. 2) zawierała się w przedziale od 0,5 do 1,6 kg N-NH₃ a szacowana roczna wielkość emisji wynosiła 318 kg N.. Sezonowość w ocenie dobowej emisji amoniaku z gnojowni w gospodarstwie G3 kształtowała się podobnie, jak w gospodarstwach G2 i G3. Warunki meteorologiczne kształtowały się podobnie jak wokół obiektów G1 i G2 i wynosiły: średnia dobową prędkość wiatru od 0,5 do 4,4 (m/s), średnia dobową wilgotność względna powietrza 68-98%. Wielkości

związane z parametrami technologicznymi tj. zawartość suchej masy *SM* w nawozie oraz ilość azotu zdeponowanego na przymie N_{tot} wynosiły odpowiednio: 19,4-21,0 % i 107-1484 kg N.

Tabela 2. Średnia dobową oraz szacowana roczna emisja amoniaku z gnojowni w wybranych gospodarstwach

Table 2. Average daily and estimated annual ammonia emission from farm yard manure pits in selected farms

Miesiąc	Gospodarstwo					
	G1 <i>n</i> = 54		G2 <i>n</i> = 37		G3 <i>n</i> = 39	
	średnia dobową emisja	średnia powierzchnia płyty zajmowana przez obornik	średnia dobową emisja	średnia powierzchnia płyty zajmowana przez obornik	średnia dobową emisja	średnia powierzchnia płyty zajmowana przez obornik
	[kg N-NH ₃]	[m ²]	[kg N-NH ₃]	[m ²]	[kg N-NH ₃]	[m ²]
I	3,0	142	1,4	139	1,4	126
II	2,1	150	1,2	138	1,1	118
III	1,6	157	0,9	138	0,9	104
IV	2,3	165	1,0	134	0,6	85
V	1,1	153	0,9	121	0,7	117
VI	0,9	151	0,8	107	0,5	122
VII	1,5	152	0,7	75	0,6	127
VIII	1,6	136	1,3	90	–	–
IX	1,2	124	–	–	0,9	54
X	2,3	120	1,2	80	1,2	55
XI	2,6	141	2,1	126	1,2	88
XII	2,8	151	2,1	138	1,6	123
Szacowana roczna emisja amoniaku [kg N-NH ₃]	698		408		318	

Największe straty amoniaku na składowiskach obornika notowano w miesiącach zimowych, kiedy zwierzęta przebywały w budynkach inwentarskich całą dobę. We wszystkich gospodarstwach warunki meteorologiczne na badanych obiektach były zbliżone zaś duża ilość odchodów zwierzęcych deponowanych na gnojowni w okresie jesienno-zimowym powodowała wzrost emisji amoniaku. W przypadku okresu letniego ilość traconego amoniaku na gnojowniach była relatywnie niższa, pomimo wyższych średnich dobowych temperatur

powietrza. Jednak ilości dostarczanego na pryzmę nawozu w tym okresie były znacznie mniejsze (zwierzęta przebywały na pastwisku).

Roczne straty azotu w gospodarstwach kształtowały się w przedziale od 35,2 do 44,0% (tab. 3) w stosunku do ilości azotu pierwotnie zdeponowanego na składowisku. Średnie roczne wielkości emisji amoniaku odniesione do powierzchni zajmowanej przez obornik kształtowały się w szerokim zakresie od 3,1 do 4,8 kgN/m² i odzwierciedlały różnice w sposobie przechowywania obornika pomiędzy badanymi obiektami (tab. 3).

Dotychczas wykonano wiele badań dotyczących szacowania emisji NH₃ ze statycznych składowisk obornika [9, 14, 15, 16]. Nie przeprowadzono jednak badań podczas ciągłego użytkowania gnojowni, co ma miejsce w typowym gospodarstwie rolnym. Wyjątek stanowią pilotażowe prace wykonane w IMUZ w latach 1996–2002 przez Marcinkowskiego [12]. Szacowanie metodami ilościowymi emisji amoniaku z opisanych w pracy składowisk nawozów naturalnych z uwzględnieniem techniczno-technologicznych warunków ich składowania oraz czynników meteorologicznych można uznać za ważny element poznawczy.

Tabela 3. Ocena rocznych strat azotu na gnojowniach w badanych gospodarstwach

Table 3. Assessment of annual losses of nitrogen at farm yard manure in selected farms

Straty azotu	Gospodarstwo		
	G1	G2	G3
% N ¹⁾	42,8	44,0	35,2
kg N/m ^{2 2)}	4,8	3,5	3,1

¹⁾ Wartość rocznych strat odniesiona do pierwotnej ilości azotu zawartego w oborniku zdeponowanym na gnojowni

²⁾ Wartość rocznych strat odniesiona do średniej powierzchni płyty zajmowanej przez obornik S

Korzystając z metod analizy statystycznej podjęto również próbę opracowania modelu opisującego emisję amoniaku na gnojowni w gospodarstwie rolnym. Doboru zmiennych dokonano w oparciu o metodę regresji krokowej wstecz. Ostateczny kształt równania modelu osiągnięto po wykonaniu siedmiu kroków. Końcowym etapem było wyznaczenie równania regresji linowej ($R^2=0,80$).

$$E_{gNH_3} = 61,3SM + 0,37N_{tot} + 18,4\Delta T + 97,3v + 10,4Wg - 123,1P_j - 1654 \quad (1)$$

gdzie: SM - zawartość suchej masy w nawozie [%]
 N_{tot} - całkowita ilość azotu w nawozie na składowisku [kgN]
 ΔT - gradient temperatury [°C]
 v - prędkość wiatru [m/s]
 Wg - wilgotność względna [%]
 P_j - parametr jakościowy

W równaniu modelowym zawarto czynniki (zmiennie niezależne) techniczno-technologiczne i meteorologiczne, które wpływają na emisję amoniaku w sposób statystycznie istotny. W przyjętym modelu czynnikami techniczno-technologicznymi były: zawartość suchej masy SM w nawozie, ilość azotu zdeponowanego na przymie nawozu N_{tot} , gradient temperatury ΔT (różnica temperatury pomiędzy temperaturą przymy T_{pr} , a temperaturą powietrza otaczającego przymę nawozu T_{pow}) parametr jakościowy P_j opisujący sposób składowania nawozu, czynnikami meteorologicznymi zaś prędkość wiatru v oraz wilgotność względna powietrza Wg .

Zróżnicowana w szerokim zakresie (od 16,5 do 25,3%) zawartość suchej masy SM w oborniku jest ściśle powiązana z ilością ściółki (najczęściej słomy) stosowanej w poszczególnych gospodarstwach.

Całkowita zawartość azotu zdeponowanego na gnojowni N_{tot} jest związana ze sposobem żywienia zwierząt, który znacznie różni się w poszczególnych gospodarstwach. Wielkość tego parametru kształtowała się w szerokim zakresie 107–2204 kg N.

Gradient temperatury (ΔT) to parametr ściśle związany ze sposobem przechowywania obornika na przymie. Ugniatanie i zmniejszanie powierzchni zajmowanej na gnojowni przez obornik wpływa na zmniejszenie parametru ΔT i ograniczenie emisji amoniaku. Wartość ΔT zawierała się w zakresie od 2 do 29°C.

Prawidłowość formowania przymy obornikowej została opisana parametrem jakościowym P_j . Przyjęto założenie występowania trzech sposobów przechowywania nawozu: 1 - nieprawidłowy sposób formowania przymy (luźno bez ugniatania); 2 - zadowalający (częściowe ugniatanie i zmniejszanie powierzchni obornika); 3 - prawidłowy zgodny z zaleceniami „Kodeksu dobrej praktyki rolniczej”.

Wśród czynników meteorologicznych w równaniu modelowym uwzględniono prędkość wiatru v oraz wilgotność względna powietrza Wg , których wartości mierzono podczas wykonywania pomiarów emisji amoniaku na gnojowniach w każdym z gospodarstw.

4. Wnioski

Gospodarstwa rolne zajmujące się produkcją zwierzęcą są odpowiedzialne za rozpraszanie znacznych ilości gazowych związków azotu, w tym amoniaku, do środowiska przyrodniczego. Dotychczas podejmowane działania, mające na celu ograniczenie tego rodzaju strat azotu, powinny zostać zintensyfikowane i uzyskać status działań o wysokim priorytecie.

Ponieważ czynniki techniczno-technologiczne i meteorologiczne determinują ulatnianie się amoniaku z przym obornika działania ograniczające emisję amoniaku powinny być skoncentrowane na ograniczaniu powierzchni składowania obornika i na jego mechanicznym ugniataniu.

Powyższe wyniki badań upoważniają do przedstawienia następujących wniosków:

- W badanych gospodarstwach rolnych roczne straty azotu w formie amoniaku na etapie składowania obornika wynosiły od 35,2 do 44,0 % w stosunku do pierwotnej jego zawartości w nawozie.
- Na emisję amoniaku z przyzmy istotny wpływ mają również czynniki meteorologiczne, w tym głównie prędkość wiatru v oraz wilgotność względna powietrza Wg .
- Opracowany model matematyczny służący do oceny wielkości emisji amoniaku z płyty gnojowej jest zgodny z danymi doświadczalnymi ($R^2 = 0,80$).

Literatura

- [1] Amon B., Amon T., Boxberger, Alt Ch., 2001. Emissions of NH_3 , N_2O and CH_4 from dairy cows housed in farmyard manure tying stall (housing, manure storage, manure spreading). *Nutrient Cycling in Agroecosystems*. 60 (1–3) s. 103–113.
- [2] Assman W.H., Sutton M., Schjorring J.K. 1998. Ammonia: emission, atmospheric transport and deposition. *New Phytologist*. Vol. 1. (139) s. 27–48.
- [3] Balsari P., Airoldi G., Dinuccio E., Gioelli F., 2007. Ammonia emissions from farmyard manure heaps and slurry stores – Effect of environmental conditions and measuring methods. *Biosystems Engineering*. 97 (4) s. 456–463.
- [4] Chadwick D.R. 2005. Emissions of ammonia, nitrous oxide and methane from cattle manure heaps effect of compaction and covering. *Atmospheric Environment*. Vol. 4 s. 787–799.
- [5] Dach J. Zbytek Z., 2006. Biologiczne aspekty różnych metod zagospodarowania obornika. *Nawozy i Nawożenie*. 4 (29) s. 46–60.
- [6] Ferm M., Marcinkowski T., Kierończyk M., Pietrzak S. 2005. Measurements of ammonia emissions from manure storing and spreading stages in Polish commercial farms. *Atmospheric Environment*. Vol. 39 s. 7106–7113.
- [7] Jarvis S.C. 1994. The pollution potential and flows of nitrogen to waters and atmosphere from grassland under grazing. W: *Pollution in livestock production systems*. Pr. zbior. Red. I. Ap Dewi, R.F.E. Axford, M. Fayez, M. Marai, H.M. Omed. Wallingford. CAB International s. 227–239.
- [8] Kierończyk M., Marcinkowski T. 2004. Pomiar emisji amoniaku ze źródeł rolniczych metodą mikrometeorologicznej dozymetrii pasywnej. *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*. T. 4. Z. 2a (11) s. 537–546.
- [9] Kuczyński T., Daemmgen U., Klimont Z., Kres-Tomczak K., Myczko A., Słobodzian-Ksenicz O., 2005. Ammonia emissions in Poland: inventory projections, uncertainties. w: *Emissions from European agriculture*. Wageningen. Wageningen Academic Publishers s. 217–230.
- [10] Koerevaar H., 1992. The nitrogen balance on intensive Dutch dairy farm: a review. *Livestock Production Science*. Vol. 1–2 s. 17–27.
- [11] Marcinkowski T. 2000. Emisja amoniaku z gospodarskich składowisk obornika w świetle pomiarów ilościowych. *Zeszyty Naukowe AR Szczecin*. Z. 84 s. 269–274.

- [12] Marcinkowski T., 2002. Identyfikacja strat azotu w towarowych gospodarstwach rolnych Żuław Wiślanych. Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie. Rozprawy naukowe i monografie. 1 ss. 79.
- [13] Peel S., Chambers B.J., Harisson R., Jarvis S.C. 1997. Reducing nitrogen emissions from complete dairy farm systems. W: Gaseous nitrogen emissions from grassland. Pr. zbior. Red. S.C. Jarvis, B.F. Pain. Wallingford. CAB International s. 383–390.
- [14] Pietrzak S. 2006. Straty amoniaku z nawozów naturalnych i ich konsekwencje środowiskowe. Nawozy i Nawożenie. Nr 4 s. 186–203.
- [15] Sapek A. 1995. Emisja amoniaku z produkcji rolnej. Postępy Nauk Rolniczych. Nr 2 s. 3–23.
- [16] Schjoering J., Sommer S.G. Ferm M. 1992. A simple passive sampler for measuring ammonia emission in the field. Water, Air and Soil Pollution. Vol. 62 s. 13–24. 102
- [17] Tamminga S. 1992. Nutrition management of dairy cows as a contribution to pollution control. Journal of Dairy Science. Vol. 1 (75) s. 345–357.

THE FARMS AS A MAIN SOURCE OF AMMONIA IN THE ATMOSPHERE

Summary

Objective of work was description influence of ammonia emission from farm yard manure storing plates on air quality at rural areas and assessment of factors which influence on size of emission. During 2003–2007 years were carried out over 100 daily measurements of ammonia emission from farm yard manure pits in selected milk farms by using micrometeorological method of passive dosimetry. Studies were conducted in typical working conditions. Research stated that annual emission of ammonia was between 318 and 698 kg N-NH₃. It expressed as nitrogen losses presents level between 35,2 to 44,0% in dependence to initial amount of nitrogen deposited at manure pits. Mathematical model to assess ammonia emission was presented. This model contains the most important factors that influence on ammonia volatilization from farm yard manure pits in its continued working.

Keywords: farm, farm yard manure, storing, ammonia emission

Przesłano do redakcji: 30.05.2015r

Przyjęto do druku: 30.10.2015r.

DOI: 10.7862/rb.2015.108

Jadwiga KRÓLIKOWSKA¹
Marek KUBALA²

ANALIZA PROBLEMÓW PRAKTYCZNEGO ZASTOSOWANIA METODY DEKOMPOZYCJI I EKWIWALENTOWANIA

W pracy przedstawiono metodę dekompozycji i ekwiwaleutowania (MDE), zaproponowaną przez Ju. A. Jermolina i M. I. Alieksiejewa do obliczania parametrów niezawodnościowych sieci kanalizacyjnej, zdecydowanie prostszą i mniej uciążliwą w stosunku np. do metody przeglądu zupełnego, metody wzorów analitycznych, metody częstości uszkodzeń czy metody grafów. Analizując metodę przedstawioną w [1] autorzy przyjęli założenie, że tylko kanały będące krawędziami grafu zakończonymi liśćmi, czyli kanały zewnętrzne sieci, mają niezerowy wydatek, co stanowi ograniczenie jej praktycznego zastosowania. Drugą kwestią, mocno ograniczającym praktyczne zastosowanie MDE, jest niejawne, aczkolwiek jasno wynikające z samego algorytmu dekompozycji, założenie, że sieć jest drzewem binarnym. Takie założenie wyklucza przypadki, kiedy węzeł łączy więcej niż dwa kanały dopływające. Celem niniejszej pracy było przedstawienie rozwiązań tych problemów (ograniczeń).

Słowa kluczowe: niezawodność, sieci kanalizacyjne, graf, dekompozycja, ekwiwaleutowanie, awaryjność

1. Wprowadzenie

Awarie w obrębie systemów kanalizacyjnych, zwłaszcza sieci kanalizacyjnych grawitacyjnych mogą wywołać sytuacje niebezpieczne a nawet zdarzenia katastroficzne, niekorzystnie oddziałując na środowisko gruntowo-wodne w otoczeniu kanału i gospodarkę przestrzenną. W analizach niezawodnościowych należy więc utratę zdolności funkcjonowania systemu bezwzględnie łączyć z jego skutkami [2, 10]. Do oceny niezawodności funkcjonowania systemów kanalizacyjnych, składających się w zasadzie z elementów odnawialnych, zastosowanie mają miary, które opisują poszczególne cechy systemów, a mianowicie [2, 7, 8]:

¹ Autor do korespondencji: Jadwiga Królikowska, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 2871, jkpcia@vistula.wis.pk.edu.pl

² Marek Kubala, Politechnika Krakowska

- miary bezawaryjności charakteryzujące zdolność systemu do zachowania sprawności podczas wykonywania zadania (średni czas pracy między uszkodzeniami T_p , parametr strumienia uszkodzeń λ , częstość uszkodzeń f),
- miary naprawialności charakteryzujące podatność obiektu na wykonanie naprawy; naprawialność charakteryzuje nie tylko uszkodzony element, ale również sprawność techniczno-organizacyjną brygad naprawczych całego systemu obsługi awaryjnej, obejmującego zaopatrzenie w części zamienne, sprzęt, materiały itp. (średni czas naprawy T_n , intensywność odnowy μ) oraz
- miarę gotowości charakteryzującą wpływ uszkodzeń (niesprawności) i związanej z nim odnowy na bezawaryjną realizację zadań przez obiekt; charakterystyki te opisują niezawodność obiektu kanalizacyjnego uwzględniając jednocześnie co najmniej dwie cechy niezawodności (wskaźnik gotowości K).

Uwzględniając bardzo złożoną strukturę typu „drzewo”, czyli strukturę hierarchiczną, z której wynika, że wszystkie ścieki z miejsca ich powstania są dostarczane do oczyszczalni ścieków po jedynej możliwej drodze, poprzez ściśle określoną kolejność odcinków (kanałów bocznych i kolektorów), czyli jest ukierunkowany acykliczny graf literatura wskazuje na możliwość zastosowania do szacowania miar niezawodności takich metod analitycznych jak: metoda przeglądu zupełnego, metoda wzorów analitycznych, metoda częstości uszkodzeń czy metoda grafów [3, 4, 5, 11]. Każda z tych metod charakteryzuje się właściwościami aplikacyjnymi w ocenie niezawodnościowej omawianych systemów. Różnią się obszarem (zakresem) możliwości; żadna z nich nie jest metodą uniwersalną. W przypadku podsystemu usuwania ścieków ma się do czynienia zarówno z obiektami o strukturze prostej jak i strukturze złożonej. Struktury proste odzwierciedlają obiekty występujące na sieci takie, jak np. pompownia ścieków, syfon kanalizacyjny, natomiast sama sieć (układ przewodów kanalizacyjnych), jak już wspomniano, tworzy strukturę złożoną. To właśnie rodzaj struktury decyduje w znacznej mierze o wyborze metody oceny niezawodności systemu] i z uwagi na strukturę sieci grawitacyjnej są dość kłopotliwe.

Konkurencyjną do wymienionych metod jest metoda dekompozycji i ekwiwalentowania, (dalej MDE), zaproponowana przez Ju. A. Jermolina i M. I. Alieksiejewa [1] do obliczania parametrów niezawodnościowych sieci kanalizacyjnej, zdecydowanie prostsza i mniej uciążliwa. Możliwości aplikacyjne metody można znaleźć w literaturze [1, 6, 9].

Celem niniejszej pracy jest przedstawienie rozwiązań problemów wynikających z praktycznego jej zastosowania.

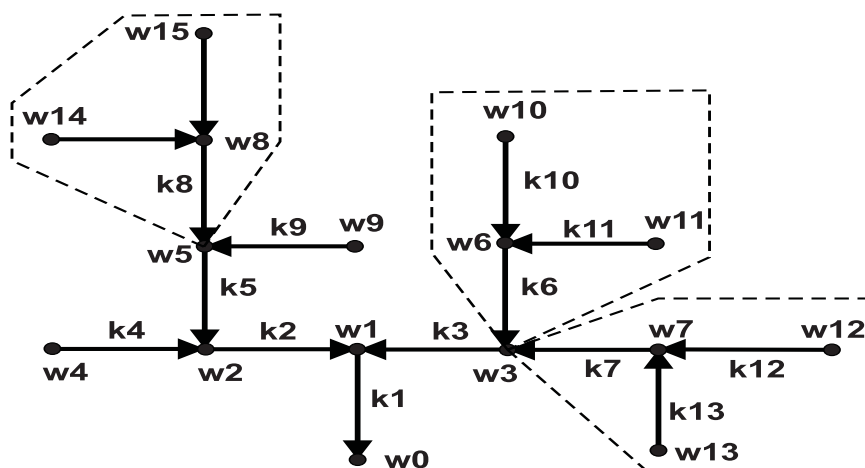
2. Opis metody

Metoda dekompozycji i ekwiwalentowania (MDE) wychodzi z założenia, że sieć kanalizacji grawitacyjnej, ze względu na jej topologię, można traktować jako graf typu *drzewo*, którego *krawędziami* są odcinki kanałów, a *wierzchołkami*

mi węzły sieci (rys. 1.). Dodatkowo, ze względu na geometrię sieci, można stwierdzić, że jest to *drzewo ukorzenione*, którego *korzeniem* jest odbiornik na końcu sieci. Na rys. 1. jest to węzeł nr w0.

Na takim drzewie można określić relacje hierarchii, poczynając od wyróżnionego węzła (korzenia). Spośród dwóch węzłów połączonych krawędzią bliższy korzeniowi nazywamy *ojcem* (bądź *rodzicem*), a dalszy *dzieckiem* (bądź *synem*). Jak łatwo zauważyć, relacja ta jest tożsama z kierunkiem spływu ścieków, jedynie jej zwrot jest przeciwny. Dzieckiem będzie węzeł, w którym kanał bierze początek, a rodzicem węzeł, na którym kanał się kończy.

Wierzchołki drzewa, które nie mają potomków, nazywamy *liśćmi*. W kategoriach geometrii sieci grawitacyjnej są to węzły, które posiadają jedynie kanał odpływowy i do których nie dochodzą żadne kanały dopływowe. Na rys. 1. są to węzły w4, w14, w15, w9, w10, w11, w12 i w13.



Rys. 1. Przykładowa sieć kanalizacyjna, jako graf typu drzewo z zaznaczonymi gałęziami

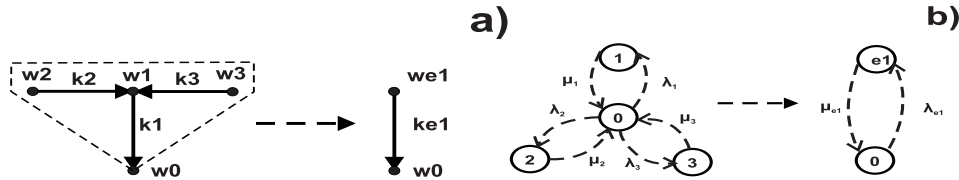
Fig. 1. Sewage network, as a tree type graph with marked branches

Jermolin i Aliekszejew, autorzy MDE, zakładają również *implicite*, że jest to regularne drzewo binarne, co w kategoriach struktury sieci oznacza, że w każdym jej węzle wewnętrznym łączą się dwa (i tylko dwa!) kanały dopływowe, a wychodzi z niego jeden kanał odpływowy.

Najdalej idącym jednak założeniem, mającym wpływ na praktyczne zastosowanie tej metody, jest przyjęcie zasady, iż jedynie kanały będące w grafie krawędziami zakończonymi liśćmi posiadają wydatek q różny od zera. Przyjmując w tej pracy zasadę numerowania krawędzi grafu (kanałów) numerami węzłów potomnych, możemy je określić jako kanały nr k4, k14, k15, k9, k10, k11, k12 i k13.

W strukturze grafu można zatem wyróżnić Y-kształtne struktury składające się z trzech krawędzi, z których dwie, połączone w węzle macierzystym, zakończone są liśćmi. Na rys. 1. struktury te zaznaczone są obrysami.

Struktury zastępujemy jednym kanałem ekwiwalentnym (rys. 2.), o niezrownym wydatku q . W kolejnym etapie dekompozycji czynność tę powtarzamy aż do zastąpienia całej sieci pojedynczym kanałem.



Rys. 2. Schematyczne przedstawienie zastąpienia struktury Y-kształtnej jednym kanałem ekwiwalentnym (rys. 2a) oraz odpowiadające temu zabiegowi grafy stanów (rys. 2b)

Fig. 2. Replacement of a Y-shaped structure with one equivalent channel (Fig. 2a) and corresponding state graphs (Fig. 2b)

Przyjmując założenie, że prawdopodobieństwo awarii dwóch lub więcej kanałów jednocześnie jest znacząco mniejsze od prawdopodobieństwa awarii pojedynczego kanału, stan struktury Y-kształtnej można przedstawić jako sumę czterech stanów: 0 – wszystkie trzy kanały są sprawne, 1 – kanał k1 jest niesprawny, 2 – kanał k2 jest niesprawny i 3 – kanał k3 jest niesprawny. Przejścia pomiędzy tymi stanami następują z odpowiednią intensywnością uszkodzeń ($\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$) i odnowy (μ_1, μ_2, μ_3). Określając dla każdego kanału bezwymiarowy parametr γ , równy ilorazowi intensywności uszkodzeń λ i odnowy μ , możemy określić prawdopodobieństwa p_0, p_1, p_2 i p_3 odpowiednio dla stanów 0, 1, 2, i 3: prawdopodobieństwa p_0, p_1, p_2 i p_3 odpowiednio dla stanów 0, 1, 2, i 3:

$$\begin{aligned}
 p_0 &= \frac{1}{1 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3} \\
 p_1 &= \frac{\gamma_1}{1 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3} \\
 p_2 &= \frac{\gamma_2}{1 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3} \\
 p_3 &= \frac{\gamma_3}{1 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3}
 \end{aligned} \tag{1}$$

Mając na uwadze założenie MDE, że średni wydatek kanału k1, q_1 , jest równy 0, możemy określić prawdopodobieństwa nieodprowadzenia do odbiornika określonej ilości ścieków w określonym czasie T :

$$p_0 \rightarrow 0; \quad p_1 \rightarrow (q_2 + q_3)T; \quad p_2 \rightarrow q_2T; \quad p_3 \rightarrow q_3T \tag{2}$$

co bezpośrednio prowadzi do obliczenia wartości oczekiwanej nieodprowadzonych w czasie T ścieków z tej części kanalizacji:

$$Q = p_3 q_3 T + p_2 q_2 T + p_1 (q_2 + q_3) T \quad (3)$$

Z układu równań (1), otrzymujemy ostatecznie:

$$Q = \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + (\gamma_3 + \gamma_1)q_3}{1 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3} T \quad (4)$$

Podobne rozumowanie możemy przyjąć dla kanału ekwiwalentnego, dla którego określamy tylko dwa stany: 0 – kanał jest sprawny oraz e1 – kanał jest niesprawny. Przyjmując dla tego kanału oznaczenia strumieni intensywności uszkodzeń i odnowy jako λ_{e1} i μ_{e1} oraz odpowiadający im bezwymiarowy parametr γ_{e1} , możemy określić prawdopodobieństwa stanów jako:

$$p_0 = \frac{1}{1 + \gamma_{e1}} \quad (5)$$

$$p_{e1} = \frac{\gamma_{e1}}{1 + \gamma_{e1}}$$

oraz prawdopodobieństwa nieodprowadzenia w czasie T odpowiednich ilości ścieków do odbiornika:

$$p_0 \rightarrow 0; \quad p_{e1} \rightarrow (q_2 + q_3) T \quad (6)$$

i wartość oczekiwaną nieodprowadzonych w czasie T ścieków:

$$Q_e = p_{e1} (q_2 + q_3) T \quad (7)$$

lub

$$Q_e = \frac{\gamma_{e1}}{1 + \gamma_{e1}} (q_2 + q_3) T \quad (8)$$

Przyrównując do siebie wartości oczekiwane nieodprowadzonych ścieków dla struktury Y-kształtnej i kanału ekwiwalentnego, otrzymujemy wartość parametru γ_{e1} :

$$\gamma_{e1} = \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + (\gamma_3 + \gamma_1)q_3}{(1 + \gamma_3)q_2 + (1 + \gamma_2)q_3} \quad (9)$$

W większości przypadków parametry γ dla poszczególnych kanałów są dużo mniejsze od 1, tak więc powyższy wzór upraszcza się do postaci:

$$\gamma_{e1} \approx \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + (\gamma_3 + \gamma_1)q_3}{q_2 + q_3} \quad (10)$$

Warto również zauważyć, że w przybliżeniu małych wartości parametru γ mianownik we wzorze (8) zmierza do 1. W takim wypadku wyraźny staje się sens fizyczny tego parametru. Reprezentuje on względną część wprowadzonych do kanału ścieków, która, wskutek uszkodzeń, w zadanym czasie T nie została z niego odprowadzona.

3. Problemy praktycznego zastosowania MDE i propozycje ich rozwiązania

Największy problem praktycznego zastosowania MDE stanowi założenie, że tylko kanały będące krawędziami grafu zakończonymi liśćmi, czyli kanały zewnętrzne sieci, mają niezerowy wydatek. Wadę tę można by w prosty sposób wyeliminować, gdybyśmy przyjęli, że liśćmi grafu są wszystkie przyłącza. Rozwiązanie to jest jednak niepraktyczne, gdyż nie sposób określić w praktyce parametry λ oraz μ dla wszystkich przyłączy. Poza tym taki zabieg nadmiernie rozbudowałby drzewo grafu, co uczyniłoby całą metodę niepraktyczną. Należy zatem zrezygnować z powyższego założenia, przyjmując, że również q_1 jest niezerowe, i spróbować określić wartość γ_{e1} .

Idąc tropem rozumowania autorów MDE oznaczamy prawdopodobieństwa nieodprowadzenia do odbiornika określonej ilości ścieków w określonym czasie T w następujący sposób:

$$p_0 \rightarrow 0; \quad p_1 \rightarrow (q_1 + q_2 + q_3)T; \quad p_2 \rightarrow q_2T; \quad p_3 \rightarrow q_3T \quad (11)$$

oraz wartość oczekiwaną nieodprowadzonych w czasie T ścieków z tej części kanalizacji:

$$Q = p_2q_2T + p_3q_3T + p_1(q_1 + q_2 + q_3)T \quad (12)$$

co wobec (1) prowadzi do zależności:

$$Q = \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + (\gamma_3 + \gamma_1)q_3 + \gamma_1q_1}{1 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3} T \quad (13)$$

Dla kanału ekwiwalentnego otrzymujemy następujący zestaw prawdopodobieństw i odpowiadających im nieodprowadzonych w czasie T ilości ścieków:

$$p_0 \rightarrow 0; \quad p_{e1} \rightarrow (q_1 + q_2 + q_3)T \quad (14)$$

oraz wartość oczekiwaną nieodprowadzonych w czasie T ścieków:

$$Q_e = p_{e1}(q_1 + q_2 + q_3)T \tag{15}$$

Ponownie przyrównując do siebie Q i Q_e otrzymujemy wyrażenie na wartość γ_{e1} :

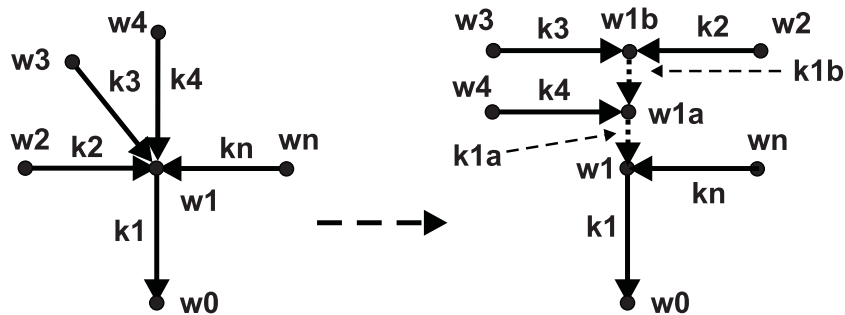
$$\gamma_{e1} = \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + (\gamma_3 + \gamma_1)q_3 + \gamma_1q_1}{(1 + \gamma_3)q_2 + (1 + \gamma_2)q_3 + (1 + \gamma_2 + \gamma_3)q_1} \tag{16}$$

Jeżeli, tak jak poprzednio, przyjmiemy, że wartości γ dla poszczególnych kanałów są znacznie mniejsze od 1, to wyrażenie (16) upraszcza się do postaci:

$$\gamma_{e1} \approx \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + (\gamma_3 + \gamma_1)q_3 + \gamma_1q_1}{q_1 + q_2 + q_3} \tag{17}$$

Drugą kwestią, mocno ograniczającym praktyczne zastosowanie MDE, jest niejawnie, aczkolwiek jasno wynikające z samego algorytmu dekompozycji, założenie, że sieć jest drzewem binarnym. Takie założenie wyklucza przypadki, kiedy węzeł łączy więcej niż dwa kanały dopływające.

Rozwiązaniem może być tutaj wprowadzenie w trakcie obliczeń pomocniczych kanałów fikcyjnych o zerowej długości, a zatem również zerowych wydatkach i zerowych parametrach strumienia intensywności uszkodzeń (rys. 3.).



Rys. 3. Schemat zastąpienia węzła niebinarnego ($w1$) w drzewie drabiną węzłów binarnych ($w1$, $w1a$, $w1b$) i krawędzi o zerowej długości

Fig. 3. Replacement of a non-binary node ($w1$) in a tree with a binary nodes ladder ($w1$, $w1a$, $w1b$) and an edge of zero length

Zerowe wartości wydatków i strumienia intensywności uszkodzeń są logiczną konsekwencją zerowej długości kanału fikcyjnego. Problem stanowi wartość strumienia intensywności odnowy, a w konsekwencji wartość bezwymiarowego parametru γ . Biorąc jednak pod uwagę fizyczną interpretację tego parametru, przedstawioną w poprzednim rozdziale, możemy założyć, że również on przyjmuje wartość zerową.

Zwinięcie dwóch pierwszych gałęzi, aż do kanału k1b, prowadzi do prostych wzorów na wielkości ekwiwalentne:

$$\gamma_{e1b} = \frac{\gamma_2 q_2 + \gamma_3 q_3}{(1 + \gamma_3) q_2 + (1 + \gamma_2) q_3} \quad (18)$$

oraz

$$Q_{e1} = \frac{\gamma_2 q_2 + \gamma_3 q_3}{1 + \gamma_2 + \gamma_3} T \quad (19)$$

Oczywiście ekwiwalentny wydatek kanału k1b jest równy sumie wydatków kanałów do niego spływających, czyli q_2 i q_3 .

Dalsze iteracje prowadzą do dosyć złożonych ścisłych wzorów na kolejne wartości γ_e i Q_e . Oczywiście, nic nie stoi na przeszkodzie, aby zwijanie tego typu grafu dokonywać iteracyjnie, posługując się kolejnymi wielkościami ekwiwalentnymi. Wtedy obliczenia sprowadzają się do kolejnego wykorzystania zależności (18) i (19).

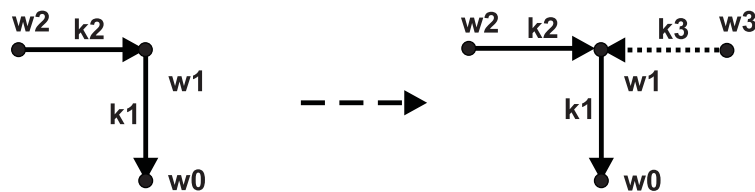
Posiłkując się jednak założeniem małych względem 1 wartości γ , możemy podać bardzo proste wzory przybliżone dla całości grafu:

$$\gamma_{e1} \approx \frac{\gamma_2 q_2 + \gamma_3 q_3 + \gamma_4 q_4 + \dots + \gamma_n q_n}{q_2 + q_3 + q_4 + \dots + q_n} \quad (20)$$

oraz

$$Q_{e1} \approx \gamma_2 q_2 + \gamma_3 q_3 + \gamma_4 q_4 + \dots + \gamma_n q_n \quad (21)$$

Pozostaje jeszcze rozpatrzenie przypadku, kiedy węzeł łączy jeden kanał doprowadzający ścieki i jeden kanał odprowadzający. Taki schemat zastąpimy układem Y-kształtnym, w którym drugi kanał doprowadzający ścieki (niech będzie to kanał nr k3) ma zerowy wydatek i zerowy parametr γ (rys. 4.).



Rys. 4. Schemat zastąpienia węzła łączącego tylko 2 kanały (k1 i k2) strukturą Y-kształtną z kanałem nr k3 o zerowym wydatku i zerowym parametrze γ

Fig. 4. Replacement of a node connecting only 2 channels (k1 and k2) with a Y-shaped structure and the channel K3 of zero flow ($\gamma=0$)

Dla takiego układu wartość γ_{e1} jest prostą konsekwencją równania (16):

$$\gamma_{e1} = \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + \gamma_1 q_1}{q_2 + (1 + \gamma_2)q_1} \quad (22)$$

natomiast wartość Q bezpośrednio wynika z równania (13):

$$Q = \frac{(\gamma_2 + \gamma_1)q_2 + \gamma_1 q_1}{1 + \gamma_1 + \gamma_2} T \quad (23)$$

przez proste podstawienie zerowych wartości q_3 i γ_3 .

4. Podsumowanie

Porównując wzory (4) oraz (9) ze wzorami (13) oraz (16) dochodzimy do wniosku, że rezygnacja z założenia zerowego wydatku dla kanału odprowadzającego nie komplikuje znacząco wzorów na wartości ekwiwalentne parametrów γ_e i Q_e , co przekonuje, że założenie to w pierwotnej wersji MDE było zbyt daleko idące.

W artykule pokazano również, że potrzeba, ze względu na algorytm dekompozycji, binarności drzewa grafu sieci jest pozorna i da się wyeliminować poprzez wprowadzenie kanałów fikcyjnych, o zerowym wydatku i zerowym strumieniu intensywności uszkodzeń, wszędzie tam, gdzie binarność ta nie jest zachowana. Pozostaje więc jedynie wymóg, aby sieć kanalizacyjna była grafem typu drzewo, co, ze względu na charakter pracy sieci grawitacyjnej, jest założeniem nie powodującym żadnych ograniczeń.

Przy takiej redukcji ograniczeń metoda dekompozycji i ekwiwalentowania Jermolina i Aliekszejewa okazuje się być wygodnym i przydatnym narzędziem do obliczeń parametrów γ_e i Q_e .

Literatura

- [1] Ermolin Ju. A., Alekseev M. I.: Metod dekompozicii i ekwivalentirovanija kanalicionnoj seti. Vodosnabżenie i sanitarnaja tehnika No 11 s.51-57, 2012.
- [2] Królikowska J.: Niezawodność funkcjonowania i bezpieczeństwa sieci kanalizacyjnej. Monografia 382. Wydawnictwa PK, Kraków 2010.
- [3] Królikowska J.: Aplikacja metody grafu do szacowania niezawodności funkcjonowania sieci kanalizacyjnej. Materiały IX Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej nt. „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”, Poznań-Koło 2010, s. 373-382.
- [4] Królikowska J., Królikowski A.: Analiza porównawcza metod oceny niezawodności systemów usuwania i unieszkodliwiania ścieków, Instal 10/2008.

- [5] Królikowska J., Królikowski A.: Applying the dendrical scheme failure metod to swage drailing subsystem reliability evaluation. Environmental Engieering III. CRS Press Taylor and Francis Group. London 2010. s.191-195.
- [6] Królikowska J., Królikowski A., Konior T.: Przegląd metod do oceny niezawodności działania sieci kanalizacyjnej. Mat. konf. „Praktyczne funkcjonowanie przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych w warunkach rosnących wymagań ekologicznych, ekonomicznych i społecznych”, Bielsko-Biała 2013, s. 201-211.
- [7] Kwietniewski M., Rak J.: Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Studia z Zakresu Inżynierii, nr 67. Polska Akademia Nauk, Warszawa 2010.
- [8] Kwietniewski M., Podedworna J., Sozański M. (red.): Stan aktualny i kierunki rozwoju nauki w zakresie zaopatrzenia w wodę, usuwania ścieków i unieszkodliwiania osadów oraz gospodarki odpadami. Wydaw. Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Studia z Zakresu Inżynierii, nr 85. Warszawa 2014.
- [9] Leśniewski M.: Ocena niezawodności systemu kanalizacji deszczowej dla potrzeb analizy ryzyka. Rozprawa doktorska. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej. Warszawa 2007.
- [10] Pietrucha K., Rak J.: Oddziaływanie systemów kanalizacyjnych na wody odbiornika. Konferencja: I Konferencja "Walory przyrodniczo-historyczne pogórzy", s.109-128, 2008.
- [11] Rak J., Boryczko K.: Sposób oceny niezawodności operatora SZW metodą drzewa zdarzeń z możliwością poprawy popełnionego błędu. s.47-49, Wydawnictwo SIGMA-NOT SP. z o.o., Gaz, Woda i Technika Sanitarna, z.9, 2009.

PROBLEMS WITH A PRACTICAL APPLICATION OF THE METHOD OF DECOMPOSITION AND EQUIVALENT

Summary

The paper presents the method of decomposition and equivalent (MDE), proposed by Jermolin and Aliekszejew. The method helps to calculate reliability parameters of the sewage system in a much simpler and less burdensome way, if compared to other methods such as: a complete review method, a method of analytical formulas, a method of failure frequency or a graph method. In the method presented in [1], the authors assumed that only the channels that constitute the edges of the graph tipped with leaves, or external network channels have a non-zero discharge. Such an assumption limits its practical application. Another issue, that strongly limits practical applications of MDE is the assumption, implicit but clearly resulting from the decomposition algorithm, that the network has a form of a binary tree. Such an assumption excludes cases when a node connects more than two inflow channels. The study presents solutions to these problems (constraints).

Keywords: reliability, sewage networks, graph, decomposition, equivalents, failure

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.109

Przemysław KUŁAKOWSKI¹

CHARAKTERYSTYKA I WYSTĘPOWANIE CYBUTRYNY I TERBUTRYNY W WODACH I ŚCIEKACH

W wyniku wdrożenia dyrektywy 2013/39/UE lista substancji priorytetowych uległa rozszerzeniu o 15 nowych związków, w tym biocydy cybutrynę i terbutrynę. Rozszerzony został tym samym zakres substancji, których monitoring musi być obowiązkowo prowadzony przez kraje członkowskie UE. Związki te nie były dotychczas w Polsce objęte zakresem monitoringu wód, stąd uznano za celowe dokonanie przeglądu literaturowego informacji związanych z charakterystyką, zastosowaniem i występowaniem wymienionych substancji w środowisku wodnym w innych krajach. Oba wymienione związki należą do grupy triazyn. Są inhibitorami fotosyntezy. Mimo restrykcji nałożonych na ich stosowanie nadal są wykrywane w środowisku wodnym. Wskazano na przykłady występowania obu związków w wodach powierzchniowych lądowych i w wodach portowych. Zwrócono uwagę na możliwość szerokiego występowania obu związków w Polsce ze względu na ich stosowanie jako dodatków do materiałów elewacji budynków i pokryć dachów.

Słowa kluczowe: biocydy, algicydy, herbicydy, środki przeciwporostowe, monitoring wód powierzchniowych.

1. Wstęp

W 2013 r. weszła w życie dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady Unii Europejskiej 2013/39/UE z dnia 12 sierpnia 2013 r., zmieniająca dyrektywy 2000/60/WE oraz 2008/105/WE [Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej, L 226/1, 24.8.2013]. Istotnym elementem nowej dyrektywy jest zwiększenie liczby substancji priorytetowych z 33 do 48. Wśród piętnastu nowych substancji priorytetowych są związki o różnorodnym zastosowaniu: substancje zawarte w środkach ochrony roślin, chemikalia przemysłowe, uboczne produkty spalania oraz substancje zawarte w produktach biobójczych (biocydy). Niniejsza praca zawiera omówienie dwóch związków z tej ostatniej grupy: cybutryny (Irgarolu) i terbutryny.

¹ Przemysław Kułakowski, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 6282876, p.kulakowski@vistula.wis.pk.edu.pl

Wymienione związki znalazły się na liście substancji priorytetowych w związku z wymaganiami określonymi w dyrektywie 98/8/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 16 lutego 1998 r., dotyczącej wprowadzania do obrotu produktów biobójczych. Dyrektywa ta ograniczyła możliwość stosowania niektórych preparatów przeciwporostowych w żegludze, w tym cybutryny. Ograniczenia te dotyczyły przede wszystkim małych jednostek pływających (poniżej 25 m długości). W przypadku większych jednostek możliwe było stosowanie cybutryny do roku 2003. Nie oznacza to jednak całkowitego wyeliminowania tego związku ze środowiska wodnego w Europie ze względu na ruch statków spoza obszaru UE, możliwość jego przenikania do wody z osadów dennych oraz – choć nie ma na ten temat informacji – obrotu Irgarolem poza oficjalnym rynkiem bądź zużywania zapasów.

Cybutryna i terbutryna będą zatem objęte monitoringiem wód, podobnie jak pozostałe substancje priorytetowe. Monitoring cybutryny i terbutryny nie był wcześniej w Polsce prowadzony, dlatego celowe jest dokonanie przeglądu zagadnień związanych z charakterystyką, zastosowaniem i występowaniem wymienionych biocydów.

2. Cybutryna

2.1. Charakterystyka substancji

Cybutryna (2-metylotio-4-tert-butylamino-6-cyklopropylamino-s-triazyna) jest związkiem chemicznym o wzorze sumarycznym $C_{11}H_{19}N_5S$, oznaczonym numerem CAS 28159-98-0. Jej masa cząsteczkowa wynosi 253,37. Cybutryna występuje w postaci białego proszku. Podobnie jak znajdująca się na pierwszej liście substancji priorytetowych atrazyna zaliczana jest do grupy triazyn.

Jest wysoce specyficznym i bardzo efektywnym inhibitorem fotosyntezy. Szczególną efektywność wykazuje w odniesieniu do wyższych roślin, mikrofitobentosu i fitoplanktonu. Cybutryna nie jest dobrze rozpuszczalna w wodzie ($7 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$), stąd zawierające ją powłoki ochronne wykazują znaczną trwałość. Logarytm współczynnika podziału oktanol-woda $\log K_{ow}$ wynosi 2,8.

Wartości stężenia letalnego i stężenia skutecznego (LC_{50} i EC_{50}) cybutryny dla wybranych organizmów wynoszą: *Lepomis macrochirus* (bass niebieski) LC_{50} (4 dni) $2600 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, *Oncorhynchus mykiss* (pstrąg tęczowy) LC_{50} (4 dni) $750 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, *Lemna gibba* (rzęsa garbata) EC_{50} (5 dni) $1650 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, *Chlorococcum* (zelenice) EC_{50} (5 dni) $420 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, *Navicula pelliculosa* (łódzik) (5 dni) $136 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, *Porphyra yezoensis* (szkarłatnice) EC_{50} (4 dni) $600 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, *Anabaena flos-aquae* (sinice) EC_{50} (5 dni) $1900 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, *Daphnia magna* (rozwiłitki) EC_{50} (2 dni) $5300 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$ [4,12,13,14,15,16,19,23].

2.2. Synonimy

Cybutryna występuje na rynku pod wieloma nazwami handlowymi: Cybutrin, Cybutryne, Irgarol, Irgarol® 1051, Irgarol® 1071, Nuocide 1051, Cybutryne [iso], Einescs 248-872-3, Irgaguard A 2000, Irgaguard D 1071®, Irgaguard® B 5000, Irgaguard® B 5120, Irgaguard® B 6000, Irgaguard® H 6000, Fintryn.

Produkty oznaczone liczbą 1051 stosowane są do pokrywania kadłubów statków, natomiast liczba 1071 w nazwie produktu wskazuje na zastosowanie w budownictwie lądowym.

2.3. Zastosowanie

Cybutryna jest algicydem o dwóch podstawowych zastosowaniach:

- w żegludze i budownictwie wodnym jako dodatek do farb przeciwporostowych w celu zapobiegania porostom na podwodnych częściach budowli wodnych i kadłubów statków,
- w budownictwie do ochrony zewnętrznych części budynków (fasad i dachów) i innych konstrukcji przed rozwojem alg i grzybów.

Cybutrynę zaczęto stosować na szeroką skalę do ochrony kadłubów okrętowych w połowie lat osiemdziesiątych dwudziestego wieku jako substytut tributyllocyny (TBT) w związku z udowodnioną szkodliwością tego związku cynoorganicznego dla wielu organizmów wodnych. Do tego samego celu mogą być stosowane inne także związki, na przykład diuron, dichlorofluanid, czy tolilofuanid.

2.4. Środowiskowe normy jakości

Środowiskowe normy jakości wód powierzchniowych w odniesieniu do cybutryny są następujące:

- wody powierzchniowe śródlądowe:
 - średnia roczna (AA-EQS) $2,5 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$,
 - maksymalne dopuszczalne stężenie (MAC-EQS) $16 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$;
- inne wody:
 - średnia roczna (AA-EQS) $2,5 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$,
 - maksymalne dopuszczalne stężenie (MAC-EQS) $16 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$.

2.5. Występowanie w wodach i ściekach

Występowanie Irgarolu należy wiązać głównie z wodami o znacznym ruchu jednostek pływających, a więc z wodami przybrzeżnymi, w tym szczególnie wodami portowymi. W literaturze można znaleźć wiele informacji na ten temat.

Stężenie Irgarolu w tych wodach w różnych miejscach świata wynosi od kilkudziesięciu do kilkuset $\text{ng}\cdot\text{l}^{-1}$. Wyjątkiem od tego zakresu są wody portowe i przybrzeżne Singapuru, w których stężenie Irgarolu wyniosło $4200 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$.

Również wysokie stężenie tego biocydu, przekraczające $1000 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, oznaczono w niektórych portowych i przybrzeżnych wodach japońskich [17].

Sezonowe zmiany stężenia Irgarolu 1051 badano w dużym porcie jachtowym w Brighton [3]. Oznaczone wartości stężenia Irgarolu 1051 wahały się w zakresie $<1 - 960 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$. Najwyższe wartości obserwowano między listopadem i styczniem, co może być tłumaczone wykonywaniem w tym okresie prac remontowych i konserwacyjnych jachtów. Wysokie wartości stężenia Irgarolu stwierdzono również przed sezonem, co wynikało z prowadzenia w tym czasie prac związanych z nakładaniem na powierzchnie kadłubów nowych warstw farb przeciwporostowych. Zaobserwowano także wyraźny wzrost stężenia Irgarolu w wodzie podczas pogłębiania basenów portowych. Było to związane z zakłóceniem stabilności osadu dennego i przejściem odłożonego tam Irgarolu do fazy wodnej.

Przedstawiony wyżej zakres wartości stężenia Irgarolu w wodzie portu jachtowego w Brighton można uznać za typowy dla tego rodzaju wód, czego dowodzą wyniki badań prowadzonych w marinach angielskich, francuskich, niemieckich i szwedzkich [1,8,11,21,22,25,29,30,35]. Podczas badań prowadzonych w kalifornijskich portach jachtowych oznaczono wartości stężenia Irgarolu w zakresie $1,45 - 339 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$ [13].

Zwrócono uwagę na wpływ intensywności wymiany wody w strefie przybrzeżnej na wyniki oznaczeń Irgarolu w niemieckich portach jachtowych. Oznaczone wartości stężenia Irgarolu w marinach bałtyckich wynosiły od 80 do $440 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, podczas gdy w marinach położonych na wybrzeżu Morza Północnego wahały się w granicach $11 - 170 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$. Powiązano to z charakterystyką Morza Bałtyckiego jako morza zamkniętego o ograniczonej wymianie wody [1].

Prowadzono również badania zawartości Irgarolu w estuariach kilu rzek [11, 27, 35]. Zakres oznaczonych wartości stężenia okresie letnim wyniósł:

- estuarium rzeki Hamble, W. Brytania $12-190 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, średnio $84 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$,
- estuarium rzeki Humber, W. Brytania $<1-39 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, średnio $9 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$,
- estuarium rzeki Medway, W. Brytania $4-18 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, średnio $11 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$.

W okresie wiosennym w zachodnim estuarium rzeki Skaldy w Holandii $2 - 10 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, średnio $6 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$.

Cytowane wyżej prace dotyczące obszaru Europy w części dotyczą okresu sprzed roku 2000, gdy stosowanie Irgarolu nie było prawnie ograniczone. Nie należy jednak z tego wnosić, że problem obecności tego biocydu w wodach powierzchniowych został całkowicie rozwiązany. Analiza porównawcza wykonana na podstawie badań wykonanych przed rokiem 2000 oraz w roku 2004 w portach jachtowych w Shoreham i w Brighton w Wielkiej Brytanii wykazała, że jakkolwiek w tym okresie nastąpiło znaczące obniżenie stężenia Irgarolu w wodach wymienionych portów, to jednak nadal utrzymywało się ono na poziomie od kilku do ok. $30 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$ [10].

Niższe wartości cybutryny oznaczono w ostatnio prowadzonych badaniach w wodach duńskich. Najwyższą wartość wynoszącą $13 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$ zanotowano w por-

cie kopenhaskim w pobliżu miejsca wodowania jednostek. W żadnym z badanych punktów nie stwierdzono przekroczenia maksymalnego dopuszczalnego stężenia (MAC-EQS), jednak w trzech przypadkach przekroczone były roczne wartości średnie, w tym w dwóch przypadkach w wodach portowych [10].

Ze względu na dodawanie cybutryny do materiałów pokrywających fasady budynków oraz membran bitumicznych stosowanych do pokrycia dachów związek ten może być obecny w ściekach miejskich. Mimo słabej rozpuszczalności cybutryny w przypadku kontaktu materiału elewacji bądź materiału pokrycia dachu z wodą opadową dochodzi do wymywania środków przeciwpiorostowych.

Badania przeprowadzone w Szwajcarii wykazały, że zjawisko wymywania biocydów jest szczególnie intensywne w pierwszym okresie po wybudowaniu budynku lub odnowieniu elewacji względnie dachu, później następuje stabilizacja stężenia eluowanych związków. Początkowe wartości stężenia cybutryny w odpływie z fasad zraszanych deszczem wyraża się w setkach $\mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$, a nawet w $\text{mg}\cdot\text{l}^{-1}$. Po około czterech latach wartości stężenia cybutryny w odpływie są o trzy rzędy niższe [5,6,7,26].

3. Terbutryna

3.1. Charakterystyka substancji

Terbutryna (2-metylotio-4-etyloamino-6-tert-butyloamino-s-triazyna) jest związkiem chemicznym o wzorze sumarycznym $\text{C}_{10}\text{H}_{19}\text{N}_5\text{S}$, oznaczonym numerem CAS 886-50-0. Masa cząsteczkowa terbutryny wynosi 241,36. Terbutryna występuje w postaci białego lub bezbarwnego proszku. Podobnie jak omówiona w rozdziale 2 cybutryna i znajdująca się na pierwszej liście substancji priorytetowych atrazyna zaliczana jest do grupy triazyn.

Rozpuszczalność terbutryny w wodzie wynosi $25 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$, jest więc nieco wyższa niż cybutryny. Logarytm współczynnika podziału oktanol-woda $\log K_{ow}$ jest równy 3,74.

Terbutryna jest umiarkowanie toksyczna dla zwierząt. LD_{50} , w przypadku szczurów wynosi $2450\text{-}2500 \text{ mg}\cdot\text{kg}^{-1}$ masy ciała i $3884 \text{ mg}\cdot\text{kg}^{-1}$ masy ciała w przypadku myszy [2]. Wartość $\text{LC}_{50}(8\text{dni})$ w przypadku bażantów wynosi $>20\ 000 \text{ mg}\cdot\text{kg}^{-1}$ masy ciała i $4\ 640 \text{ mg}\cdot\text{kg}^{-1}$ masy ciała w przypadku kaczki krzyżówki [28,32].

Terbutryna jest również umiarkowanie toksyczna dla ryb. Wartości $\text{LC}_{50}(96\text{godzin})$ wynoszą $3 \text{ mg}\cdot\text{kg}^{-1}$ masy ciała dla pstrąga tęczowego i $4 \text{ mg}\cdot\text{kg}^{-1}$ masy ciała dla karpia, okonia i bassy niebieskiego [28].

Terbutryna nie jest toksyczna dla pszczoł [28].

3.2 Synonimy

Terbutryna występuje w produktach handlowych o następujących nazwach: Clarosan , GS 14260 , HS-14260 , Igran , Igran 50 , Igran 500, Prebane, Short-

Stop, Terbuteryne, Terbutrex, Terbutrin, Terbutrina, Terbutryn, Terbutryn (ANSI), Terbutryn, Terbutryne, Plantonit, Gesaprim Combi (mieszanka z atrazyną 1:1), Igrater 50WP (mieszanka z metobromuronem 1:1), Athado, Senate (z trietazyną).

3.3. Zastosowanie

Terbutrynę stosowano głównie jako selektywny herbicyd w celu ochrony upraw zbóż, roślin strączkowych i drzew owocowych. Stosowano ją również do ochrony zbiorników wodnych przed zarastaniem zarówno przez rośliny podwodne, jak i pływające [33]. W latach 1995 – 2002 terbutryna (wraz z terbutyloazyną) była jednym z najczęściej stosowanych w Polsce herbicydów do ochrony upraw ziemniaków [31].

Podobnie jak cybutryna znajduje zastosowanie do ochrony przed zarastaniem elementów budowli (fasad i dachów).

3.4. Środowiskowe normy jakości

Środowiskowe normy jakości wód powierzchniowych w odniesieniu do terbutryny są następujące:

- wody powierzchniowe śródlądowe
 - średnia roczna (AA-EQS) 65 ng·l⁻¹
 - maksymalne dopuszczalne stężenie (MAC-EQS) 340 ng·l⁻¹
- inne wody
 - średnia roczna (AA-EQS) 6,5 ng·l⁻¹
 - maksymalne dopuszczalne stężenie (MAC-EQS) 34 ng·l⁻¹

3.5 Występowanie w wodach i ściekach

Terbutryna od roku 2003 nie jest stosowana w rolnictwie, znajduje jednak zastosowanie w budownictwie jako środek zabezpieczający przed porastaniem fasad i dachów budynków.

Mimo wycofania terbutryny z zastosowania rolniczego nadal występuje ona w wodach powierzchniowych. Wykazały to badania wód rzecznych w Hesji (Niemcy), w których kilka lat po wprowadzeniu zakazu stosowania terbutryny nadal oznaczano wysokie wartości jej stężenia, wynoszące aż do 5 600 ng·l⁻¹ w rzece Weschnitz. Zaobserwowano przy tym wyższe wartości podczas lata niż w zimie, co wskazuje na pochodzenie rolnicze oznaczanej terbutryny. Co istotne, nie następowało obniżanie stężenia terbutryny w wodach powierzchniowych w miarę upływu lat. Niezależnie od tego stwierdzono wysoką zawartość terbutryny w ściekach, zatem i to źródło zanieczyszczenia musi być brane pod uwagę [21].

Wysoką wartość stężenia terbutryny kilka lat po wprowadzenie zakazu jej stosowania, wynoszącą $500 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$, stwierdzono w rzece Ebro w Hiszpanii [20].

W trakcie najnowszych badań prowadzonych w duńskich wodach śródlądowych i przybrzeżnych stwierdzono we wszystkich pobranych próbkach wartości stężenia terbutryny niższe niż dopuszczalne, a w niektórych przypadkach zbliżone do nich. Najwyższe stężenie terbutryny, wynoszące $14 \text{ ng}\cdot\text{l}^{-1}$ wystąpiło w wodzie jeziora Slagelse. W tym przypadku jako przyczynę wskazano ścieki z oczyszczalni, odprowadzane do jeziora

Należy zwrócić uwagę na zróżnicowany czas połowicznego rozpadu terbutryny, który jest stosunkowo krótki w glebie, wynosząc 14 - 28 dni [28], natomiast znacznie dłuższy w osadach dennych, w których połowiczny zanik następuje w czasie 240 dni w osadach znajdujących się w stawach i 180 dni w osadach rzecznych [18].

Źródła zanieczyszczenia i drogi transportu ścieków opadowych w przypadku terbutryny są takie same, jak opisano w rozdziale 2.5.

Mimo lepszej rozpuszczalności terbutryny w wodzie jej stężenie w spływie z fasad jest zbliżone do stężenia cybutryny w tych samych warunkach. Podczas badań przeprowadzonych w Szwajcarii [5] obserwowano stężenie terbutryny w odpływie z fasad zraszanych wodą opadową. Przy wstępnej zawartości terbutryny wynoszącej $1700 \text{ mg}\cdot\text{m}^{-2}$ materiału fasady podczas pierwszego opadu stężenie terbutryny w odpływie wynosiło od 100 do $800 \text{ }\mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$. W odpływach powstających podczas kolejnych opadów obserwowano wykładniczy spadek stężenia terbutryny.

4. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie przedstawionego przeglądu zagadnień związanych z występowaniem cybutryny (Irgarolu) w wodach przybrzeżnych można spodziewać się występowania podwyższonych wartości stężenia tego związku w polskich wodach przybrzeżnych, a szczególnie w wodach portowych. Biorąc jednak pod uwagę czas, jaki upłynął od chwili wprowadzenia zakazu stosowania tego związku do ochrony kadłubów statków oraz uwzględniając mniejszy ruch jednostek (szczególnie jachtów) w polskich portach i marinach oznaczone wartości stężenia cybutryny powinny być niższe od podawanych we wcześniejszej literaturze wartości oznaczonych w portach zachodnioeuropejskich. Cytowane w artykule przykłady dowodzą jednak, że nie należy oczekiwać całkowitego wyeliminowania cybutryny z wód powierzchniowych. Na obszarach wód o zmiennej sezonowej intensywności ruchu jednostek pływających w Polsce można się spodziewać zróżnicowanych wartości stężenia cybutryny w okresie letnim i zimowym. Szczególnie dotyczy to jezior mazurskich. Ze względu na zastosowanie do ochrony fasad budynków cybutryna może powszechnie występować w środowisku, głównie w wodach, do których odprowadzane są ścieki miejskie.

Dane literaturowe dowodzą, że także terbutryna bywa oznaczana w krajach Zachodniej Europy w wysokich wartościach stężenia w wodach powierzchniowych, a sposób jej występowania wskazuje na rolnicze pochodzenie zanieczyszczenia. W Polsce można się spodziewać możliwości wystąpienia podobnych przypadków. Przede wszystkim jednak należy brać pod uwagę występowanie terbutryny pochodzenia technicznego (wyeluowanej z materiałów budowlanych) w wodach powierzchniowych, do których odprowadzane są ścieki z obszarów zabudowanych.

Literatura

- [1] Biselli S., Beste K., Huhnerfuss H., Fent K.: Concentrations of the antifouling compound Irgarol 1051 and of organotins in water and sediment of the German North and Baltic Sea Marinas. *Marine Pollution Bulletin* vol. 40, 2000, pp. 233–243.
- [2] Bohmont B.: *The New Pesticide Users Guide*. B & K Enterprises. Fort Collins, CO, 1981.
- [3] Bowman J.C., Readman J.W., Zhou J.L.: Seasonal variability in the concentrations of Irgarol 1051 in Brighton Marina, UK; including the impact of dredging. *Marine Pollution Bulletin*, vol. 46, 2003, pp. 444–451.
- [4] Buma A.G.J.: Impact of the antifouling agent Irgarol 1051 on marine phytoplankton species. *Journal of Sea Research* vol. 61, 2009. pp.133–139.
- [5] Burkhardt M., Zuleeg S., Vonbank R., Simmler H., Lamani X., Bester K., Boller M.: Biocides in Facades Runoff and Storm Water of Urban Areas. 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK, 2008.
- [6] Burkhardt M., Zuleeg S., Vonbank R., Schmid P., Hean S., Lamani X., Bester K., Boller M.: Leaching of biocides from façades materials to urban storm water runoff. *Water Science and Technology* vol. 63 no. 9, 2011, pp. 1974 – 1982.
- [7] Burkhardt M., Zuleeg S., Vonbank R., Bester K., Carmeliet J., Boller M., Wangler T.: Leaching of biocides from façades under natural weather condition. *Environmental Science and and Technology* vol. 66 no. 10, 2012, pp. 5497-5503.
- [8] Dahl B., Blanck H.: Toxic effects of the antifouling agent Irgarol 1051 on the periphyton communities in coastal water microcosms. *Marine Pollution Bulletin* vol. 32, 1996, pp. 342–350.
- [9] Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej, L 226/1, 24.8.2013.
- [10] Gatidou G., Thomaidis M.S., Zhou J.L.: Fate of Irgarol 1051, diuron and their main metabolites in two UK marine systems after restrictions in antifouling paints. *Environment International* vol. 33, 2007, pp. 70–77.
- [11] Gough M.A., Fothergill J., Hendrie J.D.: A survey of southern England coastal waters for the s-triazine antifouling compound Irgarol 1051. *Marine Pollution Bulletin* vol. 28, 1994, pp. 613–620.
- [12] Hall Jr. L.W., Anderson R.D., Ailstock M.S.: Chronic Toxicity of Irgarol 1051 to Submerged Aquatic Macrophytes. Final Report, University of Maryland, Wye, Research and Education Center, Queenstown, MD, 1999.

- [13] Hall Jr. L.W., Killen W.D., Anderson R.D., Balcomb R., Gardinalli P.: Ecological risk of Irgarol 1051 and its major metabolite in coastal California marinas and reference areas. *Marine Pollution Bulletin* vol. 58, 2009, pp 702–710.
- [14] Hoberg J.R.: Irgarol 1051 – Toxicity to a Marine Green Algae, *Chlorococum* sp., Report No. 98-2-7259, Springborn Laboratories, Inc., Wareham, MA., 1998a.
- [15] Hoberg J.R.: Irgarol 1051 – Toxicity to a Golden Brown Algae, *Isochrysis galbana*. Report No. 98-2-2761, Springborn Laboratories, Inc., Wareham, MA, 1998b.
- [16] Hughes H.J., Alexander M.M.: The Toxicity of Irgarol 1051 to *Navicula pelliculosa*. Study ID B267-582-3, Malcolm Pirnie, Inc., Tarrytown, NY, 1993.
- [17] Mohr S. et al.: Environmental concentrations and effects of Irgarol®. 4th SESSS, Brussels, SETAC Europe special Science Symposium 2011.
- [18] Muir D.C.: Determination of terbutryn and its degradation products in water sediments, aquatic plants, and fish. *J. Agr. Food Chem.* 28, 1980, pp. 714–719.
- [19] Nystrom B. Becker-Van Slooten K., Berard A., Grandjean D., Druart J-C., Leblouange C.: Toxic effects of Irgarol on phytoplankton and macrophytes in Lake Geneva, *Water Research* vol. 36 no. 8, 2002, pp. 2020–2028.
- [20] Ormad M.P., Miguel N., Claver A., Matesanz J.M., Ovelleiro J.L.: Pesticides removal in the process of drinking water production. *Chemosphere* vol. 71, 2008, pp. 97–106.
- [21] Quednow K., Puttmann W.: Monitoring terbutryn pollution in small rivers of Hesse, Germany. *Journal of Environment Monitoring* vol.12, 2007, pp. 1337–1343.
- [22] Readman J.W.: Antifouling herbicides - a threat to the marine environment. *Marine Pollution Bulletin* vol. 32, 1996, pp. 320–321.
- [23] Ruffli H.: Report on the Algae Growth Inhibition Test with TK 13079. Project No. 874224, Ciba-Geigy Ltd., Basel, Switzerland 1988.
- [24] Sargent C.J., Bowman J.C., Zhou J.L.: Levels of the antifoulant Irgarol 1051 in the Conwy Marina, North Wales. *Chemosphere* vol. 41, 2000, pp. 1755–1760.
- [25] Scarlett A., Donkin M.E., Fileman T.W., Donkin P.: Occurrence of the marine antifouling agent Irgarol 1051 within the Plymouth Sound locality: implications for the green macroalga *Enteromorpha intestinalis*. *Marine Pollution Bulletin* vol. 34, 1997, pp. 645–651.
- [26] Schoknecht U., Gruycheva J., Mathies H., Bergmann H., Burkhardt M.: Leaching of biocides used in façade coatings under laboratory test condition. *Environmental Science and Technology* vol. 43 no. 24, 2009, pp. 9321-9328.
- [27] Steen R.J.C., Leonards P.E.G., Binkman U.A.Th., Cofina W.P.: Ultratrace level determination of the antifouling agent Irgarol 1051 by gas chromatography with tandem mass spectrometric detection. *Journal of Chromatography A* vol. 766 no. 1 - 2, 1997, pp. 153–158.
- [28] *The Agrochemicals Handbook*, Third Edition. Royal Society of Chemistry Information Systems, Unwin Brothers Ltd., Surrey, England, 1994.
- [29] Thomas K.V., Fileman T.W., Readman J.W., Waldock M.J.: Antifouling paint booster biocides in the UK coastal environment and potential risks of biological effects. *Marine Pollution Bulletin* vol. 42, 2001, pp. 677–688.

- [30] Tolosa I., Readman J.W., Blaevoet A., Ghilini S., Bartocci J., Horvat M.: Contamination of Mediterranean (Cote d'Azur) coastal waters by organotins and Irgarol 1051 used in antifouling paints. *Marine Pollution Bulletin* vol. 32, 1996, pp. 335–341.
- [31] Urbanowicz J.: Występowanie chwastów w ziemiaku i metody ich zwalczania na terenie Polski. *Biuletyn IHAR*, nr 232, 2004, 185 – 191.
- [32] U.S. Environmental Protection Agency. Fact Sheet Number 104: Terbutryn. U.S. EPA. Washington, DC, 1994.
- [33] Velisek J., Sudova E., Machova J., Svobodova.: Effects of subchronic exposure to terbutryn in common carp (*Cyprinus carpio* L.), *Ecotoxicology and Environmental Safety*, vol. 73, 2010, pp. 384–390.
- [34] Vorkamp K.: New priority substances of the European Water Framework Directive: biocides, pesticides and brominated flame retardants in the aquatic environment of Denmark. *Science of the Total Environment*, vol. 470 – 471, 2014, pp. 459 – 468.
- [35] Zhou J.L., Fileman T.W., Evans S., Donkin P., Fauzi R., Mantoura C., Rowland S.J.: Seasonal distributions of the dissolved pesticides and polynuclear aromatic hydrocarbons in the Humber estuary and Humber coastal zone. *Marine Pollution Bulletin* vol. 32 no. 8 - 9, 1996, pp. 599–608.

CHARACTERISTICS AND OCCURRENCE OF CIBUTRINE AND TERBUTRINE IN WATER AND WASTEWATER

Summary

According to directive 2013/39/EU list of priority substances was expanded with 15 new compounds, including biocides cibutrine and terbutrine. This way the range of substances obligatory monitored in water environment in EU countries will include new compounds. Cibutrine and terbutrine were not covered by state monitoring in Poland, therefore it is reasonable to review and collect literature informations on characteristics, application and presence of these substances in surface water environment in other countries. Both of these substances belong to triazine group and are the photosynthesis inhibitors. Besides of restrictions placed on their application in are still determined in water environment. The examples of this presence in inland surface waters and port waters were indicated. The possibility of wide presence of both compounds in Polish waters was indicated because of their application in buildings façades and roof coverings.

Keywords: biocides, algicides, herbicides, antifouling agents, surface water monitoring

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.110

Marcin LEŚKO¹
Henryk WACHTA²
Krzysztof BARAN³

ADAPTACYJNE SYSTEMY OŚWIETLENIOWE W TECHNOLOGII LED W ZASTOSOWANIACH PRZEMYSŁOWYCH

W obiektach przemysłowych, jak hale produkcyjne, rola oświetlenia jest szczególnie ważna dla zapewnienia właściwych warunków pracy wzrokowej. W dużych halach, gdzie występują znacznej wielkości powierzchnie przeszklone w celu wykorzystania światła naturalnego, pojawia się problem współpracy oświetlenia sztucznego i dziennego, objawiający się nierównomiernym rozkładem izoluków w strefach przyokiennych. W artykule przedstawiono praktyczną realizację adaptacyjnego systemu oświetlenia z wykorzystaniem lamp w technologii LED oraz systemu DALI (Digital Addressable Lighting Interface) na przykładzie hali produkcyjnej oraz analizę korzyści wynikających z przedstawionego rozwiązania. Jest to system przeznaczony do dynamicznego sterowania oświetleniem w obiektach przemysłowych, biurowych i innych, w których konieczna jest regulacja poziomu natężenia oświetlenia w zależności od warunków oświetlenia dziennego, czy też wyodrębnienie wśród lamp różnych stref użytkowych. W prezentowanym przykładzie modernizacji instalacji oświetleniowej zastąpiono 720 lamp rtęciowych przez 192 lampy typu LED. Spowodowało to poprawę warunków oświetleniowych oraz ograniczenie zużycia energii pobieranej przez źródła światła. Użytkowano możliwość wyrównania rozkładu natężenia oświetlenia w strefach przyokiennych. Przedstawiony w artykule adaptacyjny system sterowania oświetleniem wykorzystujący wydajne oprawy w technologii LED oraz dostosowujący poziom natężenia oświetlenia do warunków oświetlenia dziennego jest nowoczesnym rozwiązaniem, które pozwala na znaczne ograniczenie zużycia energii, a przez to zmniejszenie kosztów eksploatacji instalacji oświetleniowej, co jest istotne w obiektach przemysłowych, ze względu na ilość pracujących opraw.

Słowa kluczowe: oświetlenie adaptacyjne, lampa LED, system DALI, efektywność energetyczna

¹ Marcin Leško, Politechnika Rzeszowska, al. Wincentego Pola 2, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8652434, mlesko@prz.edu.pl

² Autor do korespondencji/corresponding author: Henryk Wachta, Politechnika Rzeszowska, al. Wincentego Pola 2, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8652434, hwachta@prz.edu.pl

³ Krzysztof Baran, Politechnika Rzeszowska, al. Wincentego Pola 2, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8652434, kbaran@prz.edu.pl

1. Wstęp

Oświetlenie elektryczne jest istotnym elementem w każdym obiekcie budowlanym. W obiektach przemysłowych, jak hale produkcyjne, rola oświetlenia jest szczególnie ważna dla zapewnienia właściwych warunków pracy wzrokowej.

W dużych halach, gdzie występują znacznej wielkości powierzchnie przeszklone w celu wykorzystania światła naturalnego, pojawia się problem współpracy oświetlenia sztucznego i dziennego, objawiający się nierównomiernym rozkładem izoluksów.

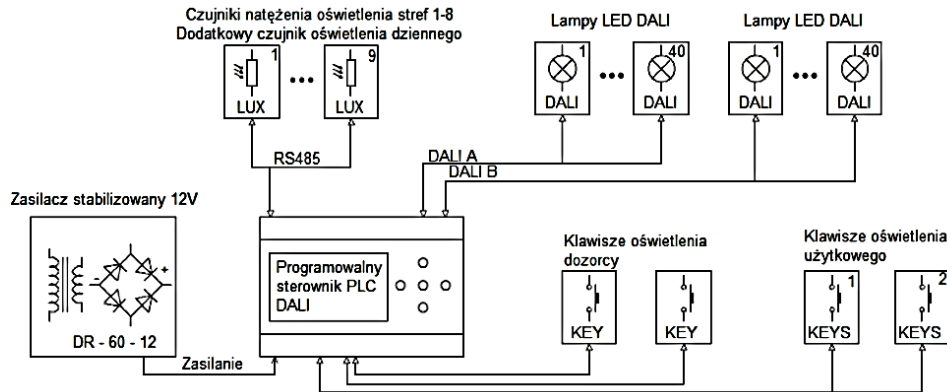
W strefach przyokiennych płaszczyzna pracy wzrokowej jest oświetlona w sposób niejednorodny, jednocześnie przy zmiennych warunkach pogodowych (zachmurzenie) zmieniają się warunki oświetleniowe, co przekłada się na pewien dyskomfort pracy wzrokowej przy zastosowaniu konwencjonalnego oświetlenia.

Rozwiązaniem tego problemu jest wykorzystanie adaptacyjnych systemów oświetleniowych, dostosowujących poziom natężenia oświetlenia we wnętrzu w zależności od warunków zewnętrznych, co przekłada się na zapewnienie lepszych warunków oświetleniowych i jednocześnie pozwala zmniejszyć zapotrzebowanie na energię elektryczną. W artykule przedstawiono praktyczną realizację adaptacyjnego systemu oświetlenia z wykorzystaniem lamp w technologii LED oraz systemu DALI (Digital Addressable Lighting Interface) na przykładzie hali produkcyjnej oraz analizę korzyści wynikających z przedstawionego rozwiązania.

2. Struktura układu sterowania

System sterowania oświetleniem DALI powstał jako wspólny projekt kilku firm oświetleniowych [2,8,9]. Obecnie wiele firm produkuje urządzenia zgodne z tym protokołem komunikacyjnym, który umożliwia współpracę podzespołów różnych producentów. Jest to system przeznaczony do dynamicznego sterowania oświetleniem w obiektach przemysłowych, biurowych i innych, w których konieczna jest regulacja poziomu natężenia oświetlenia w zależności od warunków oświetlenia dziennego, czy też wyodrębnienie wśród lamp różnych stref użytkowych.

Schemat ideowy adaptacyjnego systemu oświetleniowego przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Schemat ideowy systemu oświetleniowego, opracowano na podstawie [6]

Fig. 1. Schematic diagram of lighting system, on the basis of [6]

Głównym elementem układu jest programowalny sterownik PLC DALI wraz z modułem zasilającym. Sterownik umieszczony jest w szafie rozdzielczej, gdzie doprowadzone są przewody od urządzeń peryferyjnych, które można podzielić na trzy grupy: moduły klawiszowe, oprawy LED zgodne z protokołem DALI oraz czujniki natężenia oświetlenia dla poszczególnych stref sterowania i dodatkowy czujnik oświetlenia dziennego.

System umożliwia sterowanie pojedynczymi oprawami oświetleniowymi, bądź grupami opraw. Każda grupa sterowania posiada czujnik natężenia oświetlenia, korygujący zadaną wartość. Zastosowanie czujnika oświetlenia dziennego pozwala na dostosowanie natężenia oświetlenia w zależności od warunków atmosferycznych (nasłonecznienie, zachmurzenie).

3. Charakterystyka urządzeń składowych

Adaptacyjny system sterowania oświetleniem został zbudowany w oparciu o podzespoły zgodne z protokołem DALI, takie, jak:

- jednostka sterująca BS-ST-DIN-DALI,
- moduły klawiszowe BS-KEY-8,
- sensory natężenia oświetlenia BS -LUX -1,
- lampy LED ILO3M100E12PW.

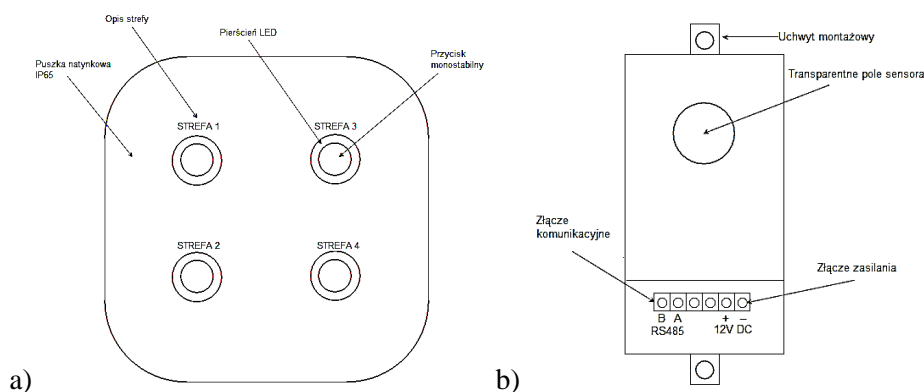
Parametry jednostki sterującej przedstawia tabela 1. Jest to programowalny sterownik PLC, zapewniający komunikację z lampami za pomocą protokołu DALI oraz z czujnikami natężenia oświetlenia i modułami klawiszowymi.

Tabela 1. Dane techniczne jednostki sterującej, opracowano na podstawie [6]

Table 1. Technical data of control unit, on the basis of [6]

Nazwa parametru	Wartość
Wymiary przekroju	90/53/45/63 mm rys.1
Szerokość	120 mm
Pobór mocy	Max 6W
Napięcie zasilania	12V DC
Przekrój przewodów	Max 1mm ²
Komunikacja z czujnikami	RS485
Parametry transmisji	38400bps 1bstart 1bstop
Komunikacja z lampami	DALI / DMX512
Programowanie sterownika	C/C++
Interfejs użytkownika	LCD 128/64 + klawisze nawigacyjne

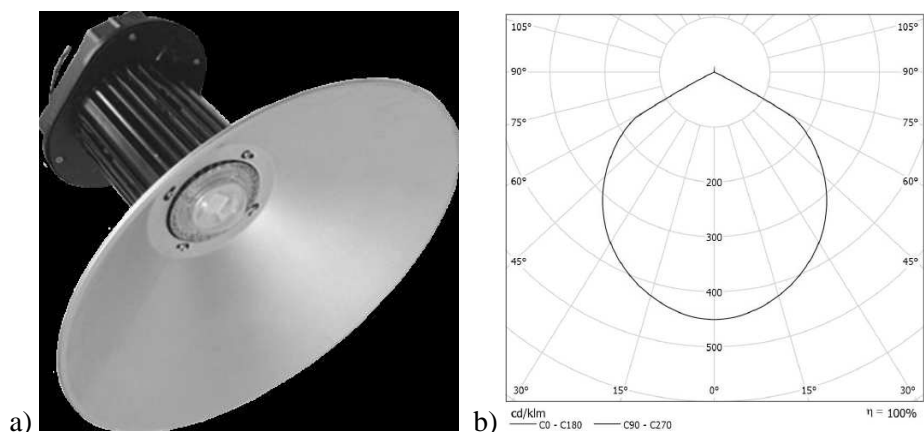
Moduły klawiszowe BS-KEY-8 umożliwiają zdalne załączanie wybranych grup opraw oświetleniowych (rys. 2a) oraz wybór trybu pracy: adaptacyjny lub maksymalna moc. Czujniki oświetlenia (rys. 2b) umieszczane są pod sufitem w danych strefach oświetleniowych, a czujnik światła dziennego na zewnątrz obiektu, wykorzystują protokół komunikacyjny RS485.



Rys. 2. a) Moduł klawiszowy, b) czujnik natężenia oświetlenia, opracowano na podstawie [6]

Fig. 2. a) Key module, b) illuminance sensor, on the basis of [6]

W skład systemu oświetleniowego wchodzi oprawy LED typu ILO3M100E12PW (rys. 3a), zapewniające możliwość regulacji strumienia świetlnego i pełną zgodność z systemem DALI. Są to oprawy typu highbay o szerokim, obrotowo symetrycznym rozsyłu światłości (rys. 3b), co w zestawieniu z dużym strumieniem świetlnym rzędu 12000 lm pozwala na uzyskanie odpowiednich warunków oświetleniowych i minimalizację liczby opraw.

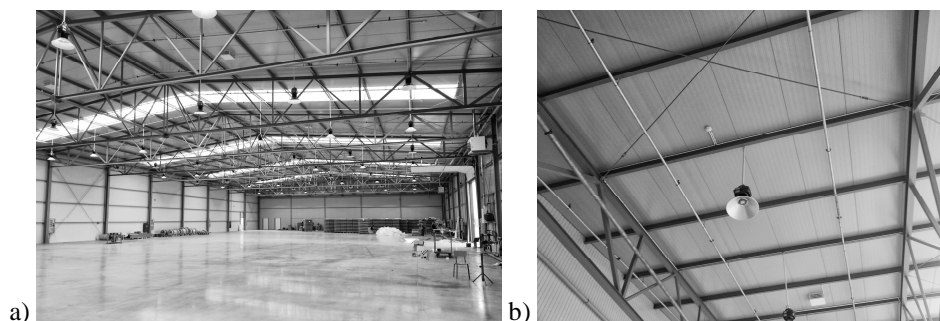


Rys. 3. Oprawa LED ILO3M100E12PW: a) widok oprawy, b) krzywa rozsyłu światłości [3]

Fig. 3. Luminaire LED ILO3M100E12PW: a) luminaire view, b) light distribution curve [3]

4. Realizacja praktyczna

Prezentowany przykład realizacji adaptacyjnego systemu oświetleniowego dotyczy modernizacji oświetlenia hali produkcyjnej. System został zainstalowany w jednej z hal Huty Stalowa Wola o wymiarach: 108 m długości, 48 m szerokości i 9 m wysokości, przedstawionej na rys. 4.

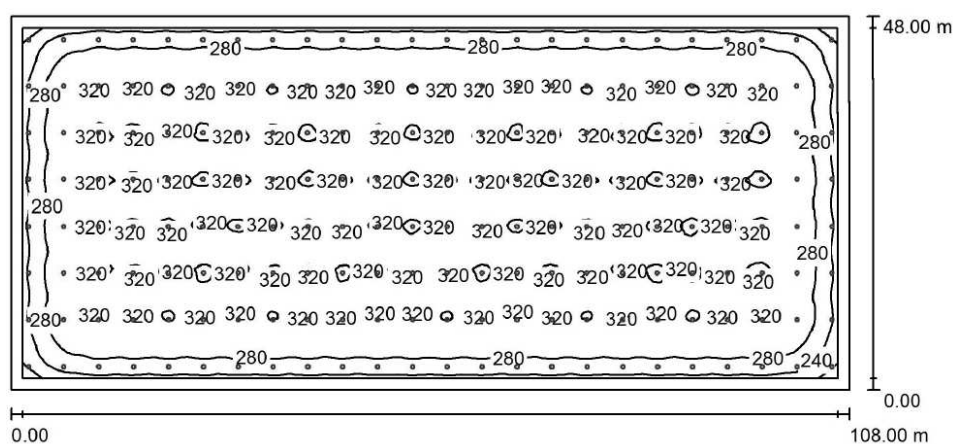


Rys. 4. Widok oświetlanego obiektu: a) hala, b) oprawa [7]

Fig. 4. A view of illuminated object: a) hall, b) luminaire [7]

Omawiany obiekt przed modernizacją oświetlony był za pomocą lamp rtęciowych. Rozwiązanie takie nie było energooszczędne i zapewniało przeciętne warunki oświetleniowe. W hali zainstalowanych było 720 opraw o mocy 400 W każda, co dawało razem moc 288 kW i średnie natężenie oświetlenia na poziomie około 100 lx.

Podczas modernizacji w hali zastosowane zostały 192 oprawy w technologii LED typu ILO3M100E12PW o mocy 100 W, tak więc moc systemu oświetleniowego została zredukowana do poziomu około 20 kW, co nawet przy założeniu pracy z mocą znamionową daje ponad dziesięciokrotnie mniejsze zapotrzebowanie na energię. Zastosowanie nowoczesnych opraw w technologii LED oprócz zmniejszenia zużycia energii elektrycznej przyniosło także korzyści w postaci poprawy warunków oświetleniowych we wnętrzu hali. Oprawy zamontowano na wysokości 7,5 m, płaszczyzna pracy wzrokowej zdefiniowana została na wysokości 0,85 m z marginesem 1,5 m. Rozkład natężenia oświetlenia na płaszczyźnie pracy przedstawia rys. 5.



Rys. 5. Rozkład natężenia oświetlenia w hali po modernizacji [5]

Fig. 5. The distribution of light intensity in the hall after modernization [5]

Jak można zauważyć, rozkład izoluksów jest dość równomierny, co przekłada się na zapewnienie komfortu pracy wzrokowej. Średnie natężenie oświetlenia wynosi 302 lx (tab. 2), czyli trzy razy więcej, niż przed modernizacją.

Tabela 2. Wartości średnie, minimalne i maksymalne natężenia oświetlenia na płaszczyznach pomieszczenia [5]

Table 2. Illuminance values on the work plane: average, minimum and maximum [5]

Powierzchnia	ρ [%]	E_m [lx]	E_{min} [lx]	E_{max} [lx]	E_{min}/E_{max} [lx]
Płaszczyzna pracy	/	302	173	324	0,571
Podłoga	10	289	106	322	0,367
Sufit	20	26	17	30	0,661
Ściany (4)	26	74	12	206	/

Oprawy pracują pod kontrolą systemu sterowania oświetleniem BS-DALI-1, wobec czego poziom natężenia oświetlenia we wnętrzu jest regulowany w zależności od warunków oświetlenia dziennego. Dzięki temu przy słonecznej pogodzie możliwe jest ściemnienie opraw w strefie przyokiennej, przy zachowaniu wymaganego poziomu natężenia oświetlenia. Praca w trybie adaptacyjnym pozwala na dalsze ograniczenie ilości energii elektrycznej zużywanej do oświetlenia obiektu.

5. Podsumowanie

Przedstawiony w artykule adaptacyjny system sterowania oświetleniem wykorzystujący wydajne oprawy w technologii LED oraz dostosowujący poziom natężenia oświetlenia do warunków oświetlenia dziennego jest nowoczesnym rozwiązaniem, które pozwala na znaczne ograniczenie zużycia energii, a przez to zmniejszenie kosztów eksploatacji instalacji oświetleniowej, co ma istotne znaczenie w obiektach przemysłowych, ze względu na dużą liczbę pracujących opraw. Ponadto stosowanie wydajnych przemysłowych opraw ze źródłami LED pozwala nie tylko ograniczyć zużycie energii, ale także zmniejszyć liczbę stosowanych opraw, co ma znaczenie dla kosztów inwestycji. Niewątpliwą zaletą systemu adaptacyjnego jest także łatwość jego rozbudowy i modyfikacji elementów jak również sposobu jego działania i dostosowania do specyficznych potrzeb użytkownika.

Literatura

- [1] www.automatykab2b.pl - DALI - światło ujarzmione [data dostępu 30.04.2014].
- [2] www.dali-ag.org - strona internetowa systemu DALI [data dostępu 30.04.2014].
- [3] www.solls.pl/pl/przemyslowne/ILO3M30-300_data.pdf - Karta katalogowa, Oświetlenie przemysłowe LED SOLLS ILO3M30-300 [data dostępu 15.05.2014].
- [4] PN-90/E-01005 Technika świetlna. Terminologia, Wydawnictwa Normalizacyjne Warszawa 1991.
- [5] www.solls.pl/pl/realizacje/hsw_podsumowanie.pdf - Podsumowanie realizacji modernizacji oświetlenia przykładowej hali, In4Poland Sp. z o.o. [data dostępu 10.05.2014].
- [6] www.solls.pl/pl/sterowanie/BS-ST-DIN-DALI.pdf - System oświetleniowy SOLLS BS-ST-DIN-DALI, Dokumentacja techniczno-ruchowa [data dostępu 15.05.2014].
- [7] www.solls.pl/images/led_solls_hala_sw3-4.jpg - materiały fotograficzne z realizacji [data dostępu 15.05.2014].
- [8] www.swiatlo.com - System sterowania DALI [data dostępu 30.04.2014].
- [9] Władziński W.: Inteligentne sterowanie oświetleniem w budynkach przemysłowych. Zeszyty Naukowe Wydziału Elektrotechniki i Automatyki Politechniki Gdańskiej, nr 20, 2004, s. 211-216.

[10] Żagan W.: Podstawy techniki świetlnej. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2005.

INDUSTRIAL APPLICATIONS OF ADAPTIVE LIGHTING SYSTEMS BASED ON LED TECHNOLOGY

S u m m a r y

In industrial building objects, for example production halls, magazines, a role of the lighting is particularly important to provide appropriate visual work conditions. In large halls, where occur big window surfaces for optimal utilization of natural light, there appears a problem of artificial light and daylight cooperation, which causes irregular distribution of illuminance near windows. In this paper there is shown a practical implementation of adaptive lighting system, based on LED technology and DALI system. The example bases on production hall. An analysis of presented application advantages was processed.

The discussed system is designed for dynamic lighting control in industrial or office objects, where is needed illuminance regulation according to daylight conditions or division lighting system for some specified areas. In presented object during modernization 720 mercury lamps was replaced by 192 LED luminaires. It caused an improvement of lighting conditions and reduction of energy consumption of light sources.

The adaptive lighting system shown in this paper, which uses high efficient LED luminaires and adjusting illuminance level for daylight conditions is a modern solution. It allows for significant energy consumption reduction, hence utilization costs decrease of illuminating installation, which is really important in industrial objects, in view of amount of used luminaires.

Keywords: adaptive lighting, LED lamp, DALI system, energy efficiency

Przesłano do redakcji: 22.10.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.111

Tadeusz MARCINKOWSKI¹
Marek KIEROŃCZYK²

EFEKTYWNOŚĆ INHIBITORA UREAZY NBPT W OGRANICZANIU EMISJI AMONIAKU Z MOCZNIKA I ROZTWORÓW SALETRZANO – MOCZNIKOWYCH (RSM) STOSOWANYCH W MINERALNYM ŻYWIENIU ROŚLIN

Ocena skuteczności inhibitora ureazy NBPT w ograniczaniu emisji amoniaku z mocznika i RSM, nawozów powszechnie stosowanych w mineralnym żywieniu roślin uprawnych, była głównym celem badań doświadczalnych przeprowadzonych w latach 2011-2012 w kilku pomorskich gospodarstwach rolnych. W warunkach doświadczenia polowego, przeprowadzonego na trwałych użytkach zielonych, położonych na madzie średniej pylastej stwierdzono, że po zastosowaniu nawożenia azotowego pod drugi odrost traw, w dawce $60 \text{ kg N}\cdot\text{ha}^{-1}$, straty amoniaku po upływie 4-5 dni od aplikacji nawozów wynosiły: z mocznika -16,0%, z mocznika stabilizowanego inhibitorem NBPT- 4,3% w stosunku do dawki czystego składnika. Zatem można przypuszczać, że wykorzystanie do stabilizacji mocznika inhibitora ureazy NBPT spowodowało redukcję strat amoniaku o około 73%. W doświadczeniach polowych przeprowadzonych na plantacjach rzepaku ozimego i pszenicy, nawożonych roztworem saletrzano – moczNIKOWY RSM-28, stwierdzono również, że wzbogacenie nawozu o inhibitor ureazy NBPT powoduje wyraźne obniżenie emisji amoniaku. Na plantacji rzepaku ozimego, przy dawce $100 \text{ kg N}\cdot\text{ha}^{-1}$, dodanie inhibitora do roztworu RSM skutkowało redukcją gazowych strat azotu o ponad 50% w stosunku do strat tego składnika wykazanych w wariantcie bez inhibitora. W drugim doświadczeniu przeprowadzonym na poletku z pszenicą ozimą, przy dawce $60 \text{ kg N}\cdot\text{ha}^{-1}$, dodanie do roztworu RSM inhibitora NBPT zmniejszyło straty amoniaku o ponad 80% w stosunku w wariantcie nawożenia gdzie inhibitora nie zastosowano. We wszystkich przypadkach obniżenie emisji amoniaku miało również wpływ na zwiększenie masy plonu, co w ostatecznym rachunku zdecydowanie podnosiło nie tylko ekonomiczną ale i ekologiczną efektywność prowadzonej produkcji roślinnej.

Słowa kluczowe: mocznik, ureaza, NBPT, nawożenie, emisja amoniaku

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Tadeusz Marcinkowski, Instytut Technologiczno-Przyrodniczy, Żuławski Ośrodek Badawczy w Elblągu, ul Giermków 5, 82-300 Elbląg, tel. 55 2324788, t.marcinkowski@itp.edu.pl

² Marek Kierończyk, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Elblągu, ul Grunwaldzka 137, 82-300 Elbląg, m.kieronczyk@pwsz.elblag.pl

1. Wstęp

Emisja amoniaku ze źródeł antropogenicznych w Polsce według danych Głównego Urzędu Statystycznego (GUS) w roku 2012 wynosiła 263 tys. Mg w tym z produkcji rolniczej 257 tys. Mg. Uwzględniając dwa podstawowe źródła emisji rolniczych, czyli utylizację odchodów zwierzęcych oraz uprawy polowe z zastosowaniem nawozów mineralnych, wynosiła ona odpowiednio: 176 i 81 tys. Mg. Łatwo ustalić, że ponad 31% ulatniającego się amoniaku do atmosfery pochodzi z syntetycznych nawozów azotowych takich jak mocznik, roztwory saletrano – mocznikowe (RSM) oraz saletra amonowa, powszechnie stosowanych w mineralnym żywieniu roślin uprawnych. Stanowi to niewątpliwie duże zagrożenie dla jakości powietrza atmosferycznego, którym oddychamy ale również jest to ogromny problem środowiskowy i ekonomiczny [4], ponieważ znaczna część azotu zastosowanego w nawozach ulatnia się bezproduktywnie do atmosfery i zasadniczo nie uczestniczy w procesie produkcyjnym. Skutkiem bezpośrednim tego procesu jest eutrofizacja naturalnych ekosystemów wodnych i lądowych, ich zakwaszenie, skutkiem pośrednim zaś wzmożona emisja gazów cieplarnianych, w tym podtlenku azotu oraz powstawanie materii zawieszanej a zwłaszcza pyłów $PM_{2.5}$ i PM_{10} [1]. Występowanie w nawozie formy amidowej azotu (mocznik), formy amidowej i amonowej (RSM) oraz formy amonowej (saletra amonowa) z natury rzeczy sprzyja uwalnianiu się amoniaku z nawozów. W przypadku amidowej formy azotu za proces ulatniania się gazu odpowiedzialna jest hydroliza nawozu do amoniaku z udziałem enzymu ureazy, zaś w przypadku amonowej formy azotu, za ulatnianie się amoniaku odpowiadają głównie właściwości fizyko – chemiczne gleby, w tym jej kwasowość, pojemność sorpcyjna wobec kationów wymiennych, także zawartość wapnia oraz jej uwilgotnienie. Spowolnienie uwalniania się amoniaku z nawozów amidowych, przynajmniej przez okres pierwszego tygodnia po ich zastosowaniu, skutecznie można osiągnąć stosując łącznie z nawozem substancje ograniczające aktywność enzymatyczną ureazy zwane inhibitorami. Wśród wielu związków chemicznych określanych tym mianem tylko nieliczne spełniają ostre kryteria nietoksyczności w stosunku do organizmów glebowych oraz łatwo ulegają biodegradacji po upływie kilkunastu dni od ich zastosowania. Do substancji spełniających te wymagania i stosunkowo dobrze poznanych i opisanych należy między innymi triamid kwas n-butylofosforowego (NBPT) [7]. Jest on zarejestrowany i dopuszczony do powszechnego stosowania w wielu krajach Ameryki Północnej i wszystkich krajach UE. W Polsce po raz pierwszy skuteczność NBPT w ograniczaniu emisji amoniaku z mocznika oceniano w doświadczeniu polowym przeprowadzonym w roku 2011 na trwałych użytkach zielonych zaś z RSM-u w doświadczeniach polowych przeprowadzonych wiosną 2012 roku na plantacjach rzepaku i pszenicy ozimej. Było to głównym celem badań przeprowadzonych w kilku pomorskich gospodarstwach rolnych. Należy dodać, że w krajowej literaturze fachowej i naukowej jak dotąd brak jest odpowiednio udokumentowanych prac opisujących to zagadnienie.

2. Materiał i metody pomiarów

2.1. Doświadczenie polowe

Pomiary wykonywano w warunkach produkcyjnych trzech pomorskich gospodarstw rolnych, z których jedno zajmuje się towarową produkcją zbóż i mleka zaś dwa pozostałe wyłącznie towarową produkcją roślinną, głównie zbóż i rzepaku.

W pierwszym gospodarstwie, które umownie oznaczono jako A (tab.1), wiosną 2011 roku badano emisję amoniaku z mocznika stabilizowanego inhibitorem ureazy NBPT (nazwa handlowa moNolith46) i mocznika bez inhibitora, bezpośrednio po ich zastosowaniu na użytki zielone.

Do celów doświadczalnych na łące trwałej, położonej na madzie średniej pylastej, wyznaczono dwa poletka o powierzchni 100 m², na których pod drugi odrost traw, zastosowano nawożenie azotem w dawce 60 kg N·ha⁻¹ w postaci monolithu46 - pierwsze poletko oraz mocznika – drugie poletko. Masę ulatniającego się amoniaku z zastosowanych nawozów kontrolowano przez okres 96 godzin tj. do chwili gdy jego emisja była już poniżej czułości zastosowanej techniki pomiarowej. Doświadczalne pomiary emisji amoniaku z roztworów saletrzano-mocznikowych (RSM) przeprowadzono na przełomie lutego i marca 2012 roku w gospodarstwie oznaczonym umownie jako B.

Badania przeprowadzono na plantacji rzepaku ozimego, na której znajdowały się rośliny częściowo uszkodzone przez mróz (wystąpiła u nich znaczna redukcja rozety liściowej). Korzystając z opryskiwacza polowego (rys.1), zastosowanego do oprysku grubokroplistego, zastosowano nawożenie azotem w dawce 100 kg N·ha⁻¹ w postaci RSM-28.

Wybrany termin aplikacji nawozu był uzasadniony z powodów opisanych wyżej, zaś jego forma w postaci roztworu saletrzano-mocznikowego była praktycznie jedynym możliwym sposobem na szybką i efektywną regenerację uszkodzonych roślin.

W tych konkretnych warunkach produkcyjnych, doświadczenie przeprowadzono na dwóch poletkach doświadczalnych, każde o powierzchni 500 m², położonych na madzie średniej pylastej.

Na pierwszym z nich zastosowano RSM-28 zawierający inhibitor urazy NBPT o stężeniu 0,5% wag. zaś na drugim RSM-28 bez inhibitora. Pomiary emisji amoniaku na poletkach zakończono po upływie piątej doby od aplikacji nawozów.

Kolejny pomiar emisji amoniaku przeprowadzono w gospodarstwie rolnym C, gdzie w marcu 2012 roku również stosowano RSM-28 do nawożenia plantacji pszenicy ozimej położonej na glebie brunatnej właściwej o składzie granulometrycznym piasku gliniastego.

Dla celów doświadczalnych również tutaj wyznaczono dwa poletka o powierzchni 500 m² i na każdym z nich zastosowano nawożenie azotem w dawce

60 kg N·ha⁻¹ w postaci RSM – 28. Na pierwszym poletku zastosowano nawóz z dodatkiem inhibitora urazy o stężeniu jw. zaś na drugim nawóz bez inhibitora.

Tabela 1. Ogólna charakterystyka warunków glebowo-klimatycznych podczas wykonywania doświadczeń polowych

Table 1. Characterization of soil and climatic conditions during field experiments

Kod gosp.	Rodzaj nawozu i miejsce jego zastosowania	Rodzaj gleby	pH gleby	Pojemność sorpcyjna gleby wobec kationów
				cmol (+)·kg ⁻¹
A	Mocznik+NBPT łąka trwała	Mada średnia	4,73	20,8
	Mocznik łąka trwała	Mada średnia	5,01	20,5
B	RSM28+NBPT rzepak ozimy	Mada średnia pylasta	7,26	30,2
	RSM28 rzepak ozimy	Mada średnia pylasta	7,16	32,2
C	RSM28+NBPT pszenica ozima	Brunatna właściwa	6,33	28,5
	RSM28 pszenica ozima	Brunatna właściwa	6,30	27,0



Rys. 1. Opryskiwacz polowy wykorzystywany do aplikacji roztworów RSM

Fig. 1. Field sprayer used for application UAN solution

Tabela 1. Ogólna charakterystyka warunków glebowo-klimatycznych podczas wykonywania doświadczeń polowych, cd.

Table 1. Characterization of soil and climatic conditions during field experiments, cd.

Kod gosp.	Dawka azotu	Maksymalna temperatura powietrza	Prędkość wiatru	Uwagi
	kg N·ha ⁻¹	°C	m/s	
A	60	25-32	0,3-4,0	Niewielki deszcz w 4 dobie
	60	25-31	0,3-4,0	
B	100	0-9,5	0,3-2,0	Niewielki deszcz w 4 dobie
	100	0-10	0,3-2,0	
C	60	4-15	2,0-6,0	Niewielki deszcz w 3 dobie
	60	4-15	2,0-6,0	

Pomiary amoniaku oraz niezbędne obserwacje agrotechniczne zakończono z upływem piątej doby od aplikacji nawozów.

2.2. Ilościowe pomiary emisji amoniaku

Pomiary prowadzono w oparciu o 24-godzinny czas ekspozycji 32 rurkowych dozymetrów pasywnych [8], wewnątrz powleczonych cienką warstwą sorbenta - kwasu szczawiowego, które umieszczano na masztach pomiarowych (rys.2) ustawianych symetrycznie wzdłuż czterech boków poletka doświadczalnego.



Rys.2. Maszt przygotowany do pomiarów emisji amoniaku

Fig. 2. The measuring mast ready for collecting data

We wszystkich gospodarstwach emisję amoniaku z badanych nawozów mineralnych szacowano techniką mikrometeorologicznej dozymetrii pasywnej [2, 3].

Gęstość pionowego strumienia amoniaku mierzono w czterech różnych przedziałach wysokości, licząc od powierzchni źródła emisji, jednakże do wysokości nie większej niż 2,0 - 2,5 m.

Zebrany amoniak w postaci szczawianu amonu ekstrahowano z dozymetrów 5 cm³ wody dejonizowanej i oznaczano kolorymetrycznie z zastosowaniem autoanalyzera przepływowego marki FIA Compact.

3. Wyniki i ich omówienie

Uzyskane wyniki połowych pomiarów emisji (tab. 2) wskazują, że gazowe straty tej formy azotu z syntetycznych nawozów azotowych stosowanych w mineralnym żywieniu roślin uprawnych mogą być bardzo zróżnicowane i zależą od wielu czynników. W warunkach przeprowadzonych doświadczeń połowych oraz w zależności od rodzaju i dawki zastosowanych nawozów, kształtowały się one w szerokim zakresie od 1,18 do 9,60 kg N·ha⁻¹. W gospodarstwie A gdzie na łąkę trwałą, pod drugi odrost traw zastosowano azot w dawce 60 kg N·ha⁻¹ w postaci mocznika ale w dwóch wariantach tj. w postaci mocznika stabilizowanego dodatkiem inhibitora NBPT i mocznika bez stabilizatora, emisja amoniaku po upływie czwartej doby wynosiła odpowiednio: 2,60 i 9,60 kg N·ha⁻¹. Prawdopodobnie tak duże jej zróżnicowanie spowodowane było dodatkiem do mocznika inhibitora NBPT, który w okresie kilku pierwszych dni od aplikacji nawozu skutecznie hamował jego enzymatyczną hydrolizę do amoniaku [9]. Należy dodać, że doświadczenie polowe w gospodarstwie A prowadzono na poletku położonym na glebie kwaśnej o dobrze rozbudowanym kompleksie sorpcyjnym gleby co nie sprzyjało raczej nadmiernej emisji amoniaku (tab. 1). Z drugiej jednak strony panujące ekstremalne warunki klimatyczne a zwłaszcza temperatura powietrza, okresowo przekraczające 32 °C (tab.1), mogła dodatkowo zwiększać ulatnianie się amoniaku. Sommer i wsp. [10] twierdzą, że realny wpływ na wielkość emisji amoniaku z nawozów mogą mieć temperatura i szybkość wiatru, zwłaszcza przy „powierzchniowym” sposobie nawożenia. Również wg cytowanych autorów specyficzny „mikroklimat” użytku zielonego a zwłaszcza duża „szorstkość” jego powierzchni oraz ograniczony przez roślinność kontakt nawozu z glebą powodują, że proces ulatniania się amoniaku może być dynamiczny. Zatem stosowanie inhibitora ureazy NBPT w przypadku nawożenia tego rodzaju roślin mocznikiem wydaje się być uzasadnione. Doświadczalnie wyznaczona efektywność inhibitora w redukcji strat amoniaku w tym przypadku wynosiła 73 % w stosunku do mocznika stosowanego bez inhibitora (tab.3). W doświadczeniach połowych przeprowadzonym na plantacjach rzepaku ozimego i pszenicy, nawożonych roztworem RSM 28, stwierdzono, że wzbogacenie nawozu o inhibitor ureazy NBPT powoduje wy-

raźne obniżenie emisji amoniaku. Na plantacji rzepaku ozimego w gospodarstwie B (doświadczenie przeprowadzono w okresie przedwegetacyjnym) zastosowanie dodatku inhibitora do RSM-u skutkowało redukcją gazowych strat azotu o ponad 50 % w stosunku do strat tego składnika w podobnych warunkach, ale w wariacie bez inhibitora. Biorąc pod uwagę panujące warunki meteorologiczne podczas doświadczenia, w tym stosunkowo niską temperaturę, efektywność procesów inhibicji ureazy należy uznać za bardzo wysoką. W drugim doświadczeniu przeprowadzonym w gospodarstwie C z pszenicą ozimą, dodanie do roztworu RSM28 inhibitora NBPT w ponad 80% zmniejszyło straty azotu w postaci amoniaku w porównaniu do strat tego składnika jakie stwierdzono w wariacie doświadczenia bez inhibitora. W obu przypadkach obniżenie strat amoniaku winno zdecydowanie wpłynąć na zwiększenie masy plonu, poprawę jego jakości, a ostatecznie na ekonomiczną i ekologiczną efektywność prowadzonej produkcji roślinnej.

Tabela 2. Emisja amoniaku z nawozów azotowych zastosowanych na poletkach doświadczalnych

Table 2. Ammonia emissions from nitrogen fertilizers applied to experimental plots

Kod gospodarstwa rodzaj nawozu		Dawka azotu kg N·ha ⁻¹	Emisja amoniaku w kolejnych dobach po aplikacji nawozów						Straty azotu %
			kg N·ha ⁻¹						
			1	2	3	4	5	Razem	
A	Mocznik+NBPT	60	0,38	1,87	0,30	0,00	-	2,60	4,33
	Mocznik	60	5,10	4,40	0,14	0,00	-	9,60	16,0
B	RSM28+NBPT	100	2,72	0,64	0,36	0,01	0,00	3,73	3,73
	RSM28	100	3,34	2,99	1,17	0,19	0,41	8,10	8,10
C	RSM28+NBPT	60	0,00	0,09	0,63	0,46	0,00	1,18	2,00
	RSM28	60	1,14	4,66	0,69	1,54	0,58	8,61	14,4

Tabela 3. Doświadczalnie wyznaczona efektywność NBPT w redukcji emisji amoniaku

Table 3. The effectiveness of NBPT in reducing ammonia emission

Kod gospodarstwa	Porównywane nawozy	% redukcji
A	Mocznik+NBPT	73
B	RSM28+NBPT	51
C	RSM28+NBPT	80

4. Podsumowanie

Emisja amoniaku z rolnictwa jako głównego antropogenicznego źródła tego gazu, jest i zapewne długo jeszcze będzie problemem, który zarówno z powodów ekonomicznych jak i stale narastających globalnych zagrożeń ekologicznych, wymagać będzie podejmowania innowacyjnych działań o charakterze naukowym i praktycznym, których podstawowym celem będzie jej ograniczenie.

Czołowa pozycja mocznika i roztworów saletrzano–mocznikowych RSM w światowym i krajowym rynku nawozów azotowych głównie z powodów technologicznych i agronomicznych jest nie kwestionowana. Jednak główna ich wada to podatność na straty gazowe w postaci amoniaku, które w świetle wcześniejszych badań wykonanych głównie [5,6] w Instytucie Technologiczno – Przyrodniczym w Falentach, w warunkach nawożenia użytków zielonych, przekraczają 30% czystego składnika.

Biorąc pod uwagę podstawowe zasady Dobrych Praktyk Rolniczych jak również względy ekonomiczne, do nawożenia użytków zielonych mocznik w postaci stałej bez inhibitora ureazy nie powinien być zalecany.

Również stosowane coraz częściej w mineralnym żywieniu roślin uprawnych, płynne nawozy azotowe, w tym roztwory saletrzano-mocznikowe RSM powinny być wzbogacane o tego rodzaju dodatki ograniczające emisję amoniaku do atmosfery.

Obecnie wiadomo, że dzięki zastosowaniu inhibitora urazy np. w monolith46 jego podatność na hydrolizę do amoniaku, przynajmniej przez okres czterech do pięciu dni od powierzchniowego zastosowania nawozu, może być wydanie ograniczona.

Zatem wzrost efektywności tej formy azotu w mineralnym żywieniu roślin jest wysoce prawdopodobny zaś zysk ekologiczny, co wyraźnie wynika z uzyskanych wyników badań w gospodarstwach, niepodważalny.

Literatura

- [1] Erisman J, Bleeker A, Hansen A, Vermeulen A.: Agricultural air quality in Europe and the future perspectives, *Atmospheric Environment*, vol. 42, 2008, pp. 3209-3217.
- [2] Ferm M., Marcinkowski T., Kierończyk M., Pietrzak S.: Measurements of ammonia emissions from manure storing and spreading stages in Polish commercial farms, *Atmospheric Environment*, vol. 36, 2005, pp. 7106–7113.
- [3] Gericke D, Pacholski A, Kage H.: Measurement of ammonia emissions in multi-plot field experiments, *Biosystems Engineering*, vol. 108, 2011, pp. 164-173.
- [4] Kalda G., Łopuszyńska P.: Analiza zagrożeń środowiska Podkarpacia, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 61, 2014, s. 101-117.
- [5] Marcinkowski T.: Emisja gazowych związków azotu z rolnictwa, *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*, t. 10, z. 3, 2009, s. 175-189.
- [6] Marcinkowski T., Kierończyk M., Martyna A.: Szacowanie emisji amoniaku z mineralnych nawozów azotowych w świetle wyników doświadczenia polowego, *Rozprawy Naukowe i Zawodowe PWSZ w Elblągu*, z. 15, 2012, s. 33-40.
- [7] Rozporządzenie Komisji (UE) nr 1257/2014 z dnia 24 listopada 2014 r., zmieniające rozporządzenie (WE) nr 2003/2003 Parlamentu Europejskiego i Rady w sprawie nawozów w celu dostosowania załączników I i IV.
- [8] Namieśnik J, Jamrugiewicz Z.: *Fizykochemiczne metody kontroli zanieczyszczenia środowiska*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 1998, ss. 462.

- [9] Sanz-Cobena A., Misselbrook T., Arce A., Mingot J., Diez J., Vallejo A.: An inhibitor of urease activity reduces ammonia emissions from soil treated with urea under Mediterranean conditions, *Agriculture Ecosystems & Environment*, vol. 126, 2008, pp. 243-249.
- [10] Sommer SG, Hutchings NJ.: Ammonia emission from field applied manure and its reduction-invited paper, vol. 15, 2001, pp. 1-15.

EFFECTIVENESS OF UREASE INHIBITOR NBPT IN MITIGATION AMMONIA EMISSION FROM UREA AND UREA AMMONIUM NITRATE SOLUTIONS (UAN) APPLIED IN MINERAL FERTILIZATION OF PLANTS

Summary

The assessment of effectiveness urea inhibitor (NBPT) in mitigation ammonia emission from urea and urea ammonium nitrate solutions (UAN) - fertilizers widely applied in mineral fertilization of plants was objective of this experimental research. Experimental study was conducted in 2011 and 2012 year in several farms located in Pomerania region. Conditions of field experiment, placed in alluvial soils, stated that losses of nitrogen after nitrogen fertilization – $60 \text{ kg N} \cdot \text{ha}^{-1}$, for second cuts of grass, after 4 to 5 days, in urea experiment was about 16,0% and with stabilized urea (with NBPT) 4,3% to the initial amount of nitrogen. Based on the experimental data using of urea inhibitor like NBPT may cause reduction of ammonia emission by 73%. Experiments in field conditions carried out at winter rape and wheat plant fertilized using urea ammonium nitrate solution (UAN-28) shows that enrichment UAN with inhibitor of urease (NBPT) decrease ammonia emission. Winter rape plant fertilized by $100 \text{ kg N} \cdot \text{ha}^{-1}$ with addition of inhibitor to UAN solution resulted in reduction of nitrogen losses up to 50% than applied without inhibitors. Second experiment carried out at winter wheat plant fertilized by $60 \text{ kg N} \cdot \text{ha}^{-1}$ with addition to UAN solution inhibitor (NBPT) decreased ammonia losses to 80% in comparison to experiment of fertilization without using inhibitor. In all researches decreasing of ammonia emission caused improvement of yields. This results underline that using inhibitors improve economical and environmental efficiency at plant production level.

Keywords: urea, urease, NBPT, fertilization, ammonia emission

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.112

Witold NIEMIEC¹
Feliks STACHOWICZ²
Tomasz TRZEPIECIŃSKI³
Stanisław SKIBA⁴
Wojciech ŚLENZAK⁵
Marta WÓJCIK⁶

KIERUNKI ROZWOJU MODERNIZACJI UPRAW I PRZERÓBKI BIOMASY W MAŁYCH I ŚREDNICH GOSPODARSTWACH ROLNYCH

W opracowaniu przedstawiono rozwiązania konstrukcyjne wybranych maszyn do zbioru roślin energetycznych o zdrewniałych pędach, przeznaczonych do wykorzystania w małych i średnich gospodarstwach rolnych. Prototypy maszyn powstały w wyniku współpracy pracowników Politechniki Rzeszowskiej ze Spółdzielczą Grupą Producentów Roślin Energetycznych Agroenergia w Boguchwale. Jednym z przyjętych założeń podczas projektowania maszyn było ich przeznaczenie do pracy w małych i średnich gospodarstwach, gdzie wykorzystanie wysokowydajnych i kosztownych maszyn jest nieuzasadnione ekonomicznie. Opracowane opatentowane kosiarki do ścinania pędów roślin energetycznych, zwłaszcza wierzby, są zawieszane na ciągniku rolniczym. Jest to rozwiązanie optymalne biorąc pod uwagę wysoki koszt kombajnów samobieżnych oraz uniwersalność ciągnika rolniczego, który jest podstawowym źródłem napędu w małych i średnich gospodarstwach produkujących biomasę. Przedstawiono również innowacyjną sieczkarnię do rozdrabniania pędów roślin energetycznych oraz gałęzi stanowiących odpad przy wycince drzew w lesie lub przecince drzew w sadach owocowych. Sieczkarnia do drewna może być napędzana wałkiem odbioru mocy ciągnika lub alternatywnie: silnikiem elektrycznym lub spalinowym. Zmianę długości ciętych kawałków drewna uzyskano poprzez zastosowanie głowicy z możliwością zamocowania

¹ Autor do korespondencji: Witold Niemiec, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651504, wniemiec@prz.edu.pl

² Feliks Stachowicz, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651538, stafel@prz.edu.pl

³ Tomasz Trzepieciński, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651714, tomtrz@prz.edu.pl

⁴ Stanisław Skiba, Spółdzielcza Grupa Producentów Roślin Energetycznych Agroenergia, ul. Tkaczowa 146, 36-040 Boguchwała, tel. 17 8701582, agroenergia@vp.pl

⁵ Wojciech Ślenzak, Spółdzielcza Grupa Producentów Roślin Energetycznych Agroenergia, ul. Tkaczowa 146, 36-040 Boguchwała, tel. 17 8701582, agroenergia@vp.pl

⁶ Marta Wójcik, Politechnika Rzeszowska

dwóch lub sześciu noży, których położenie względem głowicy jest regulowane bezstopniowo. Uzyskane podczas badań urządzenia zębki geometrycznie spełniają wymagania stawiane zębkom przeznaczonym do celów opałowych. Proponowane rozwiązania charakteryzują się nieskomplikowaną modułową konstrukcją, co przekłada się na zwiększoną niezawodność maszyny i możliwość samodzielnej obsługi bieżącej oraz serwisowej.

Słowa kluczowe: biomasa, przeróbka biomasy, sieczkarnia do drewna, wierzba energetyczna, zbiór biomasy

1. Wprowadzenie

Według powszechnej opinii obserwowane zmiany klimatu związane są wzrostem emisji przede wszystkim dwutlenku węgla powstającego w procesach spalania paliw kopalnych, głównie węgla brunatnego i kamiennego. Uwarunkowania prawno-polityczne stwarzają konieczność podjęcia działań zmierzających do redukcji stężenia emisji CO₂ do atmosfery. W związku z tym, zapotrzebowanie na biomasę przeznaczaną na potrzeby energetyczne będzie szybko wzrastać. Powiększające się areale upraw roślin przemysłowych i energetycznych zagrażają tradycyjnym uprawom przeznaczonym do produkcji żywności. Cechą rolnictwa w Polsce południowo-wschodniej jest rozdrobnienie arealów upraw, urozmaicona hipsografia terenu i często utrudniony dostęp do pól. Jednym ze sposobów zwiększenia arealów roślin energetycznych jest zagospodarowanie wzrastającej ilości gruntów odłogowanych, nieużytków lub terenów do tej pory nieeksploatowanych rolniczo, co związane jest z koniecznością dostarczenia na rynek specjalistycznych maszyn o wydajności dostosowanej do charakterystyki pól uprawnych, tanich i wykorzystujących podstawowe źródło energii do napędu maszyn w środowiskach wiejskich, jakimi są ciągniki rolnicze [6].

Przeprowadzona analiza celowości i opłacalności produkcji roślin przemysłowych ze szczególnym uwzględnieniem roślin energetycznych wpłynęła na podjęcie w Politechnice Rzeszowskiej decyzji, u podstawy której znajduje się chęć poprawienia sytuacji poprzez wprowadzenie na rynek maszyn nowych rozwiązań konstrukcyjnych ułatwiających pozyskiwanie plonu, a w szczególności pozyskiwanie plonu roślin o zdrewniałych pędach do celów energetycznych. W opracowaniu przedstawiono unikatowe konstrukcje maszyn i urządzeń wchodzących w skład technologii produkcji roślin energetycznych. Rozwiązania techniczne tych urządzeń zostały opracowane i opatentowane w Politechnice Rzeszowskiej, a ich działanie zostało przetestowane we współpracy z producentami biomasy zrzeszonymi w Grupie Producentów Roślin Energetycznych w Boguchwale. Cechą szczególną prezentowanych maszyn jest stosunkowo prosta konstrukcja i łatwa obsługa, co przekłada się na niską cenę maszyny i wzrost niezawodności ich użytkowania.

2. Metody zbioru wierzby energetycznej

Zbiór biomasy może odbywać się jedno- lub dwuetapowo. W pierwszym przypadku biomasa jest zbierana przez wyspecjalizowane samojezdne maszyny, których zadaniem jest ścinanie pędów wierzbowych z jednoczesnym ich rozdrobnieniem oraz załadunkiem na zespół transportowy. Taki zbiór biomasy w małych gospodarstwach jest ograniczony ze względu na wysokie koszty związane z amortyzacją maszyn. W systemie dwuetapowym następuje najpierw zebranie biomasy z areałów upraw i późniejsze jej rozdrobnienie za pomocą urządzeń zwanych rębakami. Pomimo wielu wad związanych z małą wydajnością, podstawową zaletą tej metody jest możliwość zmniejszenia wilgoci biomasy przed ostatecznym jej rozdrobnieniem.

Zbiór wierzby energetycznej można przeprowadzać corocznie (wysokość pędów 2-3 m, co dwa lata (5-6 m) lub co 3 lata (5-7 m). W ciągu dwóch pierwszych lat zbiór powinien odbywać się corocznie w celu uzyskania rozkrzewiania się roślin [2]. Do zbioru wierzby jednorocznej (średnica do 0,02 m) najczęściej wykorzystuje się narzędzia ręczne (kosiarki i pilarki spalinowe). Po zebraniu plonu, pędy są rozdrabniane za pomocą rębarki. Wierzbę 1-2 roczną można również ścinać z jednoczesnym rozdrobnieniem za pomocą sieczkarni do kukurydzy (ciągnikowych lub samojezdnych). Do zbioru wierzby 2-3 letniej (średnica 0,06-0,07 m) wykorzystuje się narzędzia ręczne lub kosiarki z piłą tarczową oraz w ograniczonym zakresie, głównie usługowo, ciągnikowe sieczkarnie zrębkujące lub sieczkarnie samobieżne [2]. W Polsce dominują plantacje wierzby gdzie zbiór odbywa się przy użyciu pilarek lub kos spalinowych [2]. Po ścięciu pędy są układane w stertach do przeschnięcia i następnie są rozdrabniane różnego typu maszynami. Zbiór maszynowy wierzby 2-3 letniej jest głównie oparty o usługowe wykorzystanie przystawki HS-2 montowanej do sieczkarni samobieżnej firmy Class. Przy wydajności zbioru 0,3-0,75 ha·godz.⁻¹ ekonomicznie uzasadnione jest wykorzystanie tej sieczkarni na areale upraw 200-300 ha [2].

Mechanizacja prac związanych z produkcją biomasy umożliwia zmniejszenie kosztów robocizny o około 90% w porównaniu z wariantem w którym sadzenie i zbiór odbywa się ręcznie [9]. Na wartości wskaźników jednostkowych kosztów wykonania prac wpływa m.in. stosowana technologia produkcji, obszar i kształt plantacji, warunki naturalne (rodzaj gleby i ukształtowanie terenu) oraz odległość plantacji i stan dróg dojazdowych [9]. Zwiększenie obszaru plantacji z 0,5 do 50 i więcej ha powoduje obniżenie jednostkowych nakładów siły pociągowej o ponad 30% [8].

3. Przesłanki podjętych badań

W samym tylko województwie podkarpackim, na podstawie danych szacunkowych istnieje ok. 200 tys. ha nieużytków rolnych lub odłogowanych gleb. Ponadto wzrasta ilość gleb odłogowanych, których ilość trudno oszacować, po-

nieważ brak jest danych w tym zakresie, a sytuacja podlega ciągłym zmianom. W ostatnich latach zanotowano postęp w przedstawianiu ofert rozwiązań specjalistycznych maszyn do zbioru i przetwarzania biomasy pozyskiwanej ze zdrewniałych łodyg, np. kosiarki, rębaki, sieczkarnie do drewna oraz kombajny. Problem braku maszyn dostosowanych do skali produkcji biomasy nadal istnieje i wymaga dalszych poszukiwań trafnych rozwiązań [1, 7, 10, 11]. Szczególnie poszukiwane są maszyny przeznaczone dla niewielkich plantacji, o niskich wymaganiach mocy ciągnika (tabela 1) i dostosowane do hipsografii terenu. Jak do tej pory, podstawowym źródłem napędu dla maszyn rolniczych w Polsce są ciągniki o zróżnicowanej mocy. W przypadku zakładania, pielęgnacji, pozyskiwania plonu oraz jego obróbki na plantacjach roślin energetycznych, ciągniki stanowią podstawowe źródło napędu specjalistycznych maszyn. Ponadto najczęściej za pomocą ciągników transportuje się plon z pól do dalszej obróbki lub do ostatecznego energetycznego zagospodarowania.

Tabela 1. Wymagana moc ciągnika rolniczego stosowanego do uprawy oraz zbioru wierzby energetycznej, na podstawie [2]

Table 1. The required power of tractor used in cultivation and harvesting of energetic willow, on the basis of [2]

Maszyny i urządzenia do uprawy, zbioru i obróbki roślin energetycznych	Parametry robocze (liczba rzędów, wydajność)	Moc ciągnika/silnika, kW
Sadzarki chwytakowe	2-rzędowa	20-25
	4-rzędowa	35-45
Specjalistyczne sadzarki do wierzby	2-rzędowa	45-60
	4-rzędowa	50-90
Wykaszarki spalinowe, łańcuchowe piły spalinowe		2-3
Kosiarki do wierzby z piłą tarczową	0,1-0,15 ha·godz ⁻¹	25-40
Sieczkarnie ciągnikowe do kukurydzy	1-rzędowa	40-50
	2-rzędowa	90
Przystawki do cięcia wierzby montowane do sieczkarni samobieżnych	0,35-0,6 ha·godz ⁻¹	250
	0,45-0,75 ha·godz ⁻¹	350
Specjalistyczne ciągnikowe maszyny do zbioru wierzby w postaci zrębków lub całych łodyg		90-120

Brak specjalistycznych środków produkcji dostosowanych do wielkości arealów oraz ich wysoka cena, to główne przeszkody mechanizacji plantacji roślin energetycznych wskazywane przez potencjalnych małych i średnich producentów biomasy. Optymalnym ekonomicznie rozwiązaniem dla tych gospodarstw produkujących biomasę jest zbudowanie maszyn zaczepianych na typowym ciągniku rolniczym, który stanowi źródło ich napędu [5, 13]. Jedną z przesłanek podjętych działań związanych z konstrukcją nowych maszyn do zbioru i przetwarzania biomasy roślin o zdrewniałych pędach jest wysoki koszt wysokowydajnych maszyn, których stosowanie w gospodarstwach małoobszarowych

jest nieopłacalne. Z uwagi na prostą konstrukcję proponowane środki techniczne są atrakcyjne cenowo w odniesieniu znanych rozwiązań sieczkarni produkowanych za granicą.

4. Maszyny i urządzenia do zbioru i rozdrabniania biomasy

Znane maszyny do zbioru roślin energetycznych przystosowane do pracy na wielkoobszarowych plantacjach nie nadają się do stosowania na małoobszarowych uprawach, często stanowiących pasy o szerokości kilkunastu metrów i powierzchni mniejszej niż 1 hektar. W ramach prac nad mechanizacją czynności przy produkcji biomasy zdrewniałych roślin, którą stanowi przede wszystkim wierzba energetyczna, zwłaszcza przy jej realizacji na małoobszarowych plantacjach, skonstruowano kosiarkę do drzewiastych roślin [3]. Kosiarka (rys. 1) posiadająca ramę w formie przestrzennej kratownicy dostosowanej do trójpunktowego zawieszenia na ciągniku z ramieniem roboczym wyposażonym w tarczową piłę tnącą charakteryzuje się tym, że ramię robocze połączone jest z kratownicą za pomocą przegubu, a do wymienionego ramienia roboczego, w pobliżu jego końca, zamocowane jest koło podporowe, o regulowanym położeniu względem ramy, prowadzące piłę tnącą względem podłoża.



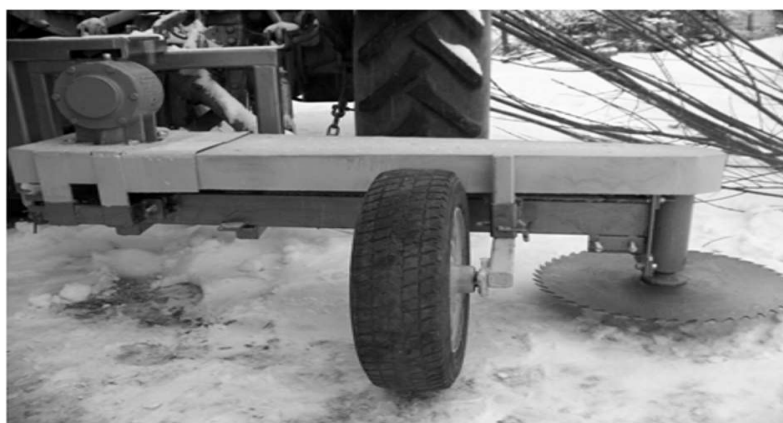
Rys. 1. Kosiarka do drzewiastych roślin

Fig. 1. Mower for woody plants

Odmianę przedstawionej kosiarki stanowi rozwiązanie, w którym w miejsce siłownika hydraulicznego z końcówką wyposażoną w piłę tnącą z napędem do ramienia roboczego zamocowana jest przekładnia napędzana od wałka odbioru mocy ciągnika. Opracowana kosiarka jest specjalistyczną maszyną przeznaczoną przede wszystkim do wykorzystania na niewielkich plantacjach, umożliwiającą mechaniczny zbiór pędów jednorocznych lub wieloletnich. Maszyna jest dostosowana do transportu i współpracy z wszystkimi klasami i typami ciągników

rolniczych oraz w dowolnym terenie dostępnym dla tych ciągników. Kosiarka może być również wykorzystana do ścinania pędów krzewów, np. agrestu, aronii, porzeczki i tym podobnych, lub roślin ozdobnych o zdrewniałych pędach przy likwidacji tych upraw. Zaletą zastosowania hydraulicznego sterowania wysięgnika kosiarki jest możliwość płynnej regulacji wielkości wysięgu, bez konieczności opuszczania przez kierowcę kabiny ciągnika, co umożliwia dokładne wycinanie pędów roślin nie rosnących w regularnych rzędach.

Zastosowane wahliwego ramienia roboczego kosiarki oraz kopiowanie nierówności terenu w pobliżu ścinanej rośliny przez prowadzące koło podporowe, pozwala na efektywniejszy zbiór drzewiastych roślin i zabezpiecza tarczę piły tnącej przed uszkodzeniem w wyniku wbijania się jej w powierzchnię gruntu. Celowe jest również wykorzystanie do zbioru drzewiastych roślin odmiany przedstawionej kosiarki, w której w miejsce napędu hydraulicznego z regulacją wysięgu ramienia roboczego zastosowano prostszy napęd mechaniczny i sztywniejszy układ mocowania piły tnącej. Maszyna (rys. 2) jest tańsza od kosiarki z napędem hydraulicznym, ale mniej uniwersalna dlatego, że zalecana jest głównie do zbioru roślin w rzędowym nasadzeniu.

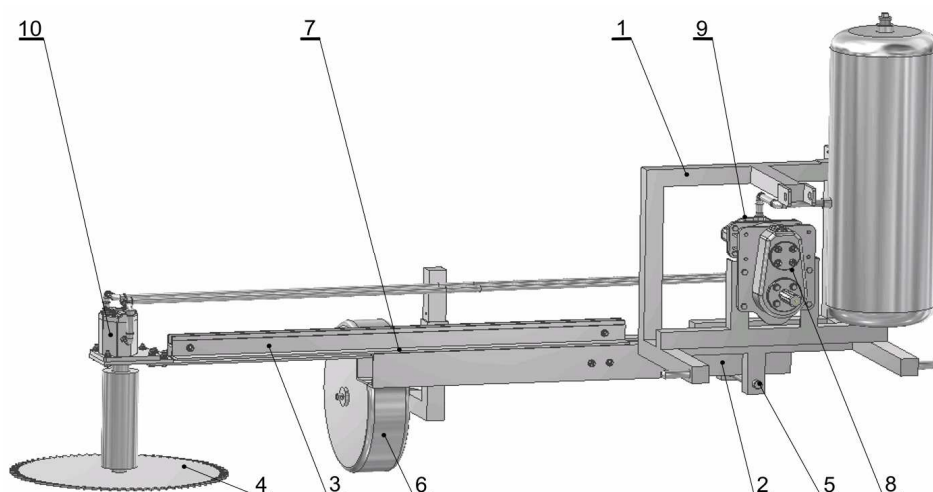


Rys. 2. Kosiarka do drzewiastych roślin o napędzie piły tnącej od WOM ciągnika

Fig. 2. Mower for woody plants; the saw is power take-off shaft driven saw

Kolejną odmianą omawianej kosiarki do drzewiastych roślin jest kosiarka z wysuwającym ramieniem i hydraulicznym napędem piły tnącej (rys. 3). Kosiarka posiada ramę (1) dostosowaną do trzypunktowego układu zawieszania narzędzi na ciągniku rolniczym oraz ramię robocze (2) z wysięgnikiem (3) wyposażonym w tarczową piłę tnącą (4). Ramie robocze (2) połączone jest z ramą (1) za pomocą przegubu (5), a do wymienionego ramienia roboczego (2), w pobliżu jego końca, zamocowane jest koło podporowe (6). Z wysięgnikiem (3) sprzężony jest siłownik hydrauliczny, umieszczony wewnątrz ramienia roboczego (2), którego końcówka wyposażona jest w rolki współpracujące z prowadnicą (7).

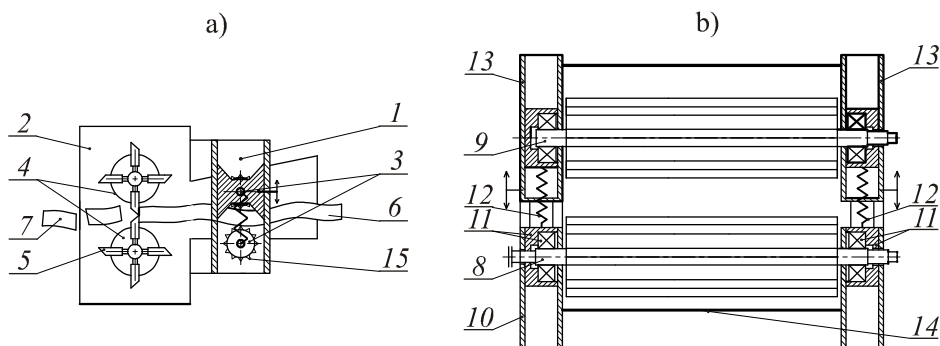
Piła tnąca napędzana jest silnikiem hydraulicznym (10) poprzez reduktor (8) oraz pompę hydrauliczną (9).



Rys. 3. Model kosiarki ciągnikowej opracowany w programie Autodesk INVENTOR: 1 - rama, 2 - ramię robocze, 3 - wysięgnik, 4 - piła tarczowa, 5 - przegub, 6 - koło podporowe, 7 - prowadnica, 8 - reduktor, 9 - pompa hydrauliczna, 10 - silnik hydrauliczny

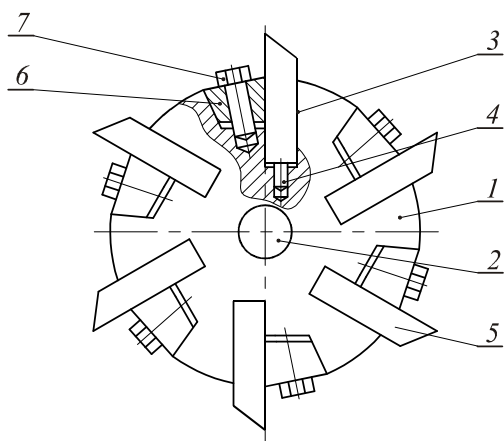
Fig. 3. Model of tractor mover prepared using Autodesk INVENTOR computer program: 1- frame, 2 - working arm, 3 - outrigger, 4 - circular saw, 5 - articulated joint, 6 - supporting wheel, 7 - guide, 8 - reduction gear, 9 - hydraulic pump, 10 - hydraulic engine

Do rozdrabniania płonu zebranego za pomocą przedstawionych rozwiązań kosiarek skonstruowano sieczkarnie do drewna będące przedmiotem ochrony na terytorium Polski jako wzór użytkowy W-64585 [4]. Zespół rozdrabniający (rys. 4) składa się z głowicy, w której rozmieszczone są równomiernie na obwodzie noże tnące. W zależności od wymaganej długości ciętych zrębków zespół tnący uzbrajany jest w głowice tnące (rys. 5) z trzema nożami dla najdłuższych lub sześcioma nożami dla najkrótszych kawałków drewna. Położenie noży względem głowicy regulowane jest bezstopniowo, pozwalając na korektę ustawienia ostrzy wynikającą z zużycia krawędzi tnących. Sieczkarnia może być napędzana wałkiem odbioru mocy ciągnika (rys. 6a) lub alternatywnie: silnikiem elektrycznym (rys. 6b) lub spalinowym (rys. 6c). Najważniejsze elementy konstrukcyjne sieczkarni przedstawiono na rysunku 4 (a, b).



Rys. 4. Schemat ogólny (a) oraz przekrój poprzeczny zespołu podającego (b) sieczkarni do drewna: 1 - podajnik, 2 - zespół rozdrabniający, 3 - wałki podające, 4 - głowice tnące, 5 - nóż, 6 - cięty pęd, 7 - drewno kawałkowe, 8 - wał napędowy, 9 - wał dociskowy, 10 - rama, 11 - zespół łożyska i sprzęga jednokierunkowego, 12 - sprężyny dociskowe, 13, 14 - osłony, 15 - uzębiony wał

Fig. 4. The schematic (a) and cross-section of feeding unit (b) of wood-chipper: 1 - feeder, 2 - cutting unit, 3 - feed shafts, 4 - cutting heads, 5 - knife, 6 - stem, 7 - billet, 8 - driving shaft, 9 - clamping shaft, 10 - frame, 11 - unit of bearing and unidirectional clutch, 12 - compression springs, 13, 14 - guides, 15 - toothed shaft

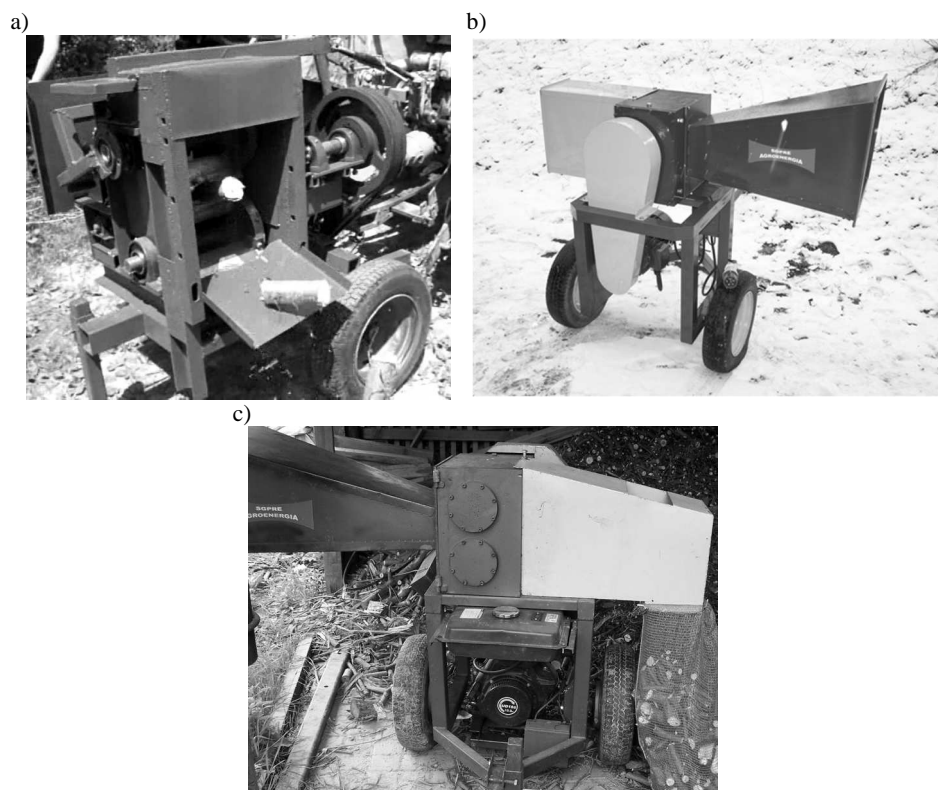


Rys. 5. Głowica tnąca: 1 - rdzeń, 2 - otwór, 3 - gniazdo nożowe, 4 - śruba regulacyjna, 6 - klin, 7 - śruba

Fig. 5. Cutting head: 1 - body, 2 - hole, 3 - knife seat, 4 - adjusting screw, 5 - knife, 6 - wedge, 7 - screw

W zależności od zainstalowanej ilości noży urządzenie umożliwia cięcie pędów o średnicy do 0,08 m (rys. 7a) na odcinki o długości około 0,1-0,2 m (rys. 7b). W systemach grzewczych, zarówno indywidualnych, w tym mikrokogeneracyjnych [12], jak i przemysłowych, niezbędne jest spełnienie wymogów jakościowych zrębków roślin energetycznych. Zautomatyzowane systemy kotłowe,

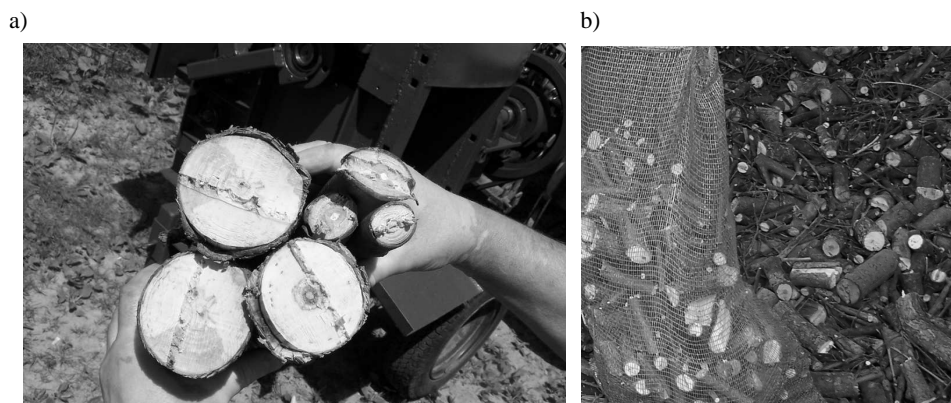
wyposażone w sterowane układy transportowe, wymagają aby stosowane paliwo miało określone, powtarzalne właściwości fizykochemiczne oraz geometryczne. Wielkość cząstek paliwa, określana jako skład granulometryczny, w największym stopniu odpowiada za niezawodną pracę urządzeń.



Rys. 6. Prototypy siewkarni do drewna napędzane WOM ciągnika (a) oraz silnikiem elektrycznym (b) lub spalinowym (c)

Fig. 6. The prototypes of chipping devices: PTO-driven (a) and electric motor (b) or combustion engine-driven (c)

Zbyt duże cząstki mogą powodować zapychanie kanału doprowadzającego paliwo lub zawieszanie się paliwa w urządzeniach. Możliwość uzyskiwania zrębków o określonej granulacji jest istotna w procesach technologicznych produkcji biopaliw. W przypadku przeznaczenia zrębków do dalszego przetwarzania (m.in. dosuszanie), wskazane jest uzyskiwanie zrębków o niewielkich wymiarach. W przypadku składowania, zbyt duże rozdrobnienie zrębków w połączeniu z wysoką ich wilgotnością jest niekorzystne ze względu na możliwość rozwoju procesów gnilnych.



Rys. 7. Widok (a) oraz przekrój poprzeczny (b) zrębków wierzby energetycznej

Fig. 7. The view (a) and cross-section (b) of energetic willow chips

5. Podsumowanie

Przedstawione rozwiązania konstrukcyjne kosiarek i sieczkarni dostosowane są do małych lub średnich areałów plantacji roślin energetycznych, są proste w obsłudze, niskoenergochłonne i tanie w użytkowaniu, ze względu na wykorzystanie ciągnika rolniczego jako źródła napędu.

Kosiarki z elementem tnącym w postaci piły tarczowej są szczególnie przydatne przy wycinie zakrzaczeń i niewielkich drzew w rowach, których wycięcie za pomocą kosiarek listwowo-palcowych lub rotacyjnych do koszenia trawy jest niemożliwe.

Maszyny mogą być przydatne do pielęgnacji oraz podczas likwidacji plantacji krzewów owocowych (agrest, porzeczki, aronia) oraz rozdrabniania gałęzi.

Opracowane kosiarki i sieczkarnie do zbioru biomasy i jej przetwarzania wypełniają lukę pomiędzy kosztownymi wysokowydajnymi maszynami i pracą ręczną.

Literatura

- [1] Berhongaray G., Kasmoui O.E., Ceulemans R., Comparative analysis of harvesting machines on an operational high-density short rotation woody crop (SRWC) culture: One-process versus two-process harvest operation, *Biomass and Bioenergy*, vol. 58, 2013, pp. 333-342.
- [2] Muzalewski A.: *Zasady doboru maszyn rolniczych*. Instytut Budownictwa, Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa, Warszawa 2008.
- [3] Niemiec W., Skiba S., Ślenzak W.: *Kosiarka do drzewiastych roślin*, Patent P-213402, 2010.
- [4] Niemiec W., Skiba S., Ślenzak W.: *Sieczkarnia do drewna*, Wzór użytkowy W-

- 64585, 2007.
- [5] Niemiec W., Stachowicz F., Szewczyk M., Trzepieciński T.: Technologia wykorzystania biomasy w gospodarstwach małoobszarowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59, nr 283, 2012, s. 493-500.
- [6] Niemiec W., Stachowicz F., Szewczyk M., Trzepieciński T.: Technological progress in production, logging and processing of the biomass. SSP - Journal of Civil Engineering, vol. 6, no. 2, 2011, pp. 85-92.
- [7] Niemiec W., Stachowicz F., Trzepieciński T.: Maszyny przeznaczone do zbioru wysokolodygowych roślin energetycznych na małych plantacjach, Technika Rolnicza Ogrodnicza Leśna, nr 4, 2012, s. 10-12.
- [8] Pawlak J.: Nakłady robocizny i siły pociągowej na plantacjach wierzby energetycznej, Inżynieria Rolnicza, nr 5(114), 2009, s. 229-235.
- [9] Pawlak J.: Wpływ wybranych czynników na koszty wykonania prac na plantacjach wierzby energetycznej, Problemy Inżynierii Rolniczej, nr 3(66), 2009, s. 39-47.
- [10] Spinelli R., Hartsough B.R., Magagnotti N.: Testing mobile chippers for chip size distribution. Journal of Forest Engineering, vol. 16, no. 2, 2005, pp. 29-35.
- [11] Spinelli R., Nati C., Magagnotti N.: Using modified foragers to harvest short-rotation poplar plantations. Biomass Bioenergy, vol. 33, no. 5, 2009, pp. 817-821.
- [12] Szewczyk M., Trzepieciński T.: Układy mikrokogeneracyjne pracujące w oparciu o biomasę [w:] Jan Krupa (pod red.), Zrównoważona turystyka szansą ochrony środowiska naturalnego, dziedzictwa kulturowego i rozwoju gospodarczego gmin pogórza dynowskiego, Dynów 2014, s. 53-63.
- [13] Trzepieciński T., Niemiec W., Stachowicz F.: Wybrane problemy projektowania kosiarek do ścinania drzewiastych roślin i pielęgnacji terenów zieleni, Technika Rolnicza Ogrodnicza Leśna, nr 1, 2013, s. 13-15.

WAYS OF MODERNISATION DEVELOPMENT OF CULTIVATION AND PROCESSING OF BIOMASS IN SMALL AND MEDIUM-SIZED FARMS

S u m m a r y

In the paper constructional solutions of selected machines destined to harvest energy plants in small and medium-sized farms are presented. Prototypes of machines are developed based on cooperation of employees Rzeszow University of Technology with Cooperative Energy Plant Manufacturers Group Agroenergia in Boguchwała. One of the assumptions was the possibility to use the machines to work in small and medium-sized farms, where the use of powerful and expensive machines is not economically justified. Developed patented mowers for felling energy plants shoots, especially willows, are suspended on the agricultural tractor. This is the optimal solution taken into account the high cost of self-propelled harvesters and tractor versatility, which is the primary source of propulsion in small and medium-sized farms producing biomass. An innovative device for shredding shoots of energy plants and branches during felling trees in the forest or in the orchards are also presented. Wood-cutter can be driven by power take-off shaft or by an electric motor or internal combustion engine. Changing the length of the chips is obtained by the use of the head attachment with two or six blades, whose position relative to the head is regulated continu-

ously. Obtained during the tests chips geometrically meet the requirements for chips used for heating purposes. Machines are characterized by uncomplicated modular construction, which translates into increased reliability of the machine and the ability to self-contained maintenance.

Keywords: biomass, biomass processing, wood-cutter, energetic willow, biomass harvesting

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.113

Katarzyna NOWAK-DZIESZKO¹
Małgorzata ROJEWSKA-WARCHAŁ²

ANALIZA WARUNKÓW MIKROKLIMATU W LOKALU MIESZKALNYM BUDYNKU WIELKOPLYTOWEGO W SYSTEMIE W70

Szacuje się, że w budynkach systemowych mieszka obecnie co czwarty Polak. Oznacza to, że zagadnienia związane z użytkowaniem budynków wielkopłytych mają bardzo istotne znaczenie dla naszego społeczeństwa. Głównym analizowanym zagadnieniem jest ograniczenie energochłonności oraz poprawa izolacyjności budynków prefabrykowanych, a podstawowym kryterium podczas modernizacji tychże budynków mieszkalnych jest poprawa ich charakterystyki energetycznej. W celu zmniejszenia ponoszonych kosztów na utrzymanie budynków podejmowane są inwestycje mające na celu przede wszystkim poprawę izolacyjności cieplnej przegród, nie uwzględniając natomiast aspektu komfortu cieplnego oraz problemów związanych z przegrzewaniem budynków tak istotnego z punktu widzenia mieszkańców. Na podstawie licznych analiz przeprowadzonych przez autorów stwierdzono, że warunki mikroklimatu w wielorodzinnych budynkach wielkopłytych są niekorzystne dla mieszkańców.

W artykule przedstawione zostaną wyniki obliczeń symulacyjnych warunków mikroklimatu w pojedynczym lokalu mieszkalnym, budynku systemowego W70, zlokalizowanym na różnych piętrach wielorodzinnego budynku mieszkalnego. Większość lokali mieszkalnych w budynkach wielkopłytych ma powierzchnię około 50 – 60 m², na których wydzielone są zwykle trzy pokoje, kuchnia oraz łazienka co sprawia że powierzchnia poszczególnych pomieszczeń jest bardzo mała. Średnia liczba mieszkańców to trzy osoby. Powyższe fakty wpływają bardzo niekorzystnie na komfort cieplny pomieszczeń co potwierdziły przeprowadzone analizy. W artykule wykazano również, że zastosowanie różnych form zacienień wewnętrznych oraz zewnętrznych mogłoby znacznie poprawić warunki mikroklimatu poszczególnych pomieszczeń. Symulacje zostały wykonane w programie Design Builder.

Słowa kluczowe: budynek wielkopłyty, system W70, wielka płyta, komfort cieplny

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Katarzyna Nowak-Dzieszko, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 23 17, knowakdzieszko@o2.pl

² Małgorzata Rojewska-Warchał, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 12 628 21 32, m_rojewska@wp.pl

1. Komfort cieplny pomieszczeń

Komfort cieplny jest pojęciem subiektywnym i dość trudnym do analizowania. Definiowany jest jako stan, w którym człowiek czuje, że jego organizm znajduje się w stanie zrównoważonego bilansu cieplnego i oceniany jest najczęściej dopiero na etapie użytkowania budynków. Na warunki komfortu cieplnego pomieszczenia wpływa szereg czynników: aktywność fizyczna użytkowników, izolacyjność odzieży oraz parametry otoczenia: temperatura powietrza, średnia temperatura promieniowania, prędkość przepływu powietrza oraz wilgotność względna powietrza.

Na podstawie normy [1] ocenę komfortu cieplnego dokonuje się za pomocą dwóch wskaźników PMV (Predicted Mean Vote) – statystyczny wskaźnik odczuwania ciepła i PPD (Predicted Percentage of Dissatisfied) – przewidywany odsetek niezadowolonych, które opierają się na metodzie Fanger'a. Ocena komfortu cieplnego z uwagi na dużą liczbę parametrów go opisujących jest dość problematyczna. Zastosowanie programów symulacyjnych pozwala na szczegółową ocenę wpływu rozwiązań projektowych i modernizacyjnych na mikroklimat mieszkaniach.

2. Opis analizowanego budynku

Symulację wykonano dla lokali mieszkalnych, istniejącego 11 kondygnacyjnego wielorodzinnego budynku mieszkalnego wykonanego w systemie W70, zlokalizowanego w Krakowie w dzielnicy Krowodrza (Rys. 1). Obliczenia przeprowadzono w programie Design Builder v.3., który pozwala na analizę termiczną obudowy budynku oraz mikroklimatu poszczególnych pomieszczeń budynku.

Analizowany budynek został wzniesiony w 1974 r. w technologii wielkopłytowej w systemie W70 (Rys. 1). Wymiary budynku w rzucie to 21,5 m x 13,2 m, wysokość kondygnacji 2,5 m, powierzchnia użytkowa – 2279 m². Budynek posiada grawitacyjny system wentylacji i jest ogrzewany z miejskiej sieci ciepłowniczej. Na każdym piętrze budynku znajdują się cztery narożne mieszkania, korytarze oraz szyb windy w centralnej jego części oraz klatka schodowa przy ścianie północnej. Procentowy udział przeszklenia na poszczególnych elewacjach wynosi odpowiednio N – 8 %; S – 40 %; E – 26 %; W – 26 %.

W roku 2004 w budynku została wymieniona stolarka, natomiast w 2006 została wykonana termomodernizacja ścian zewnętrznych budynku. Ściany zewnętrzne wykonane z płyt prefabrykowanych betonowych w systemie W70 o współczynniku $U=0,20$ [W/m²K] (po dociepleniu 15 cm warstwą styropianu), w budynku występują okna dwuszybowe o $U=1,5$ [W/m²K].



Rys. 1. Analizowany budynek: a) widok budynku od strony zachodniej, b) wizualizacja budynku w programie Design Builder

Fig. 1 Analyzed building: a) view from the west side of the building, b) the visualization of the building in the Design Builder

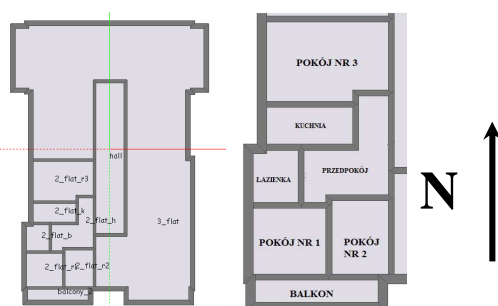
3. Założenia do symulacji

Głównym celem prowadzonych analiz było określenie rozkładu temperatury i wartości wskaźnika PMV dla poszczególnych pomieszczeń mieszkania z przeszkleniami na południe i zachód (Rys. 2), zlokalizowanego na różnych piętrach w okresie letnim. Analizy mikroklimatu całego lokalu jako jednej strefy temperaturowej były przeprowadzane i wykazały, że warunki komfortu cieplnego są znacznie przekroczone. Dlatego przeprowadzono analizę pozwalającą na określenie warunków mikroklimatu w poszczególnych pomieszczeniach. Mieszkanie to składa się z trzech pokoi o powierzchniach: pok. nr 1 pow. 8,35m², pok. nr 2 pow. 7,5m² z oknami skierowanymi na południe i pok. nr 3 pow. 15,65m² oraz kuchni o pow. 5,90m², łazienki o pow. 4,15m² z oknami skierowanymi na zachód i przedpokoju o pow. 10,25m².

Tablica. 1. Powierzchnie analizowanych pomieszczeń oraz powierzchnie przeszkleń

Table. 1 Areas of analyzed rooms and glazing

Pomieszczenie	Usytuowanie	Powierzchnia [m ²]	Powierzchnia przeszkleń [m ²]	Powierzchnia ściany zewn. [m ²]	Udział przeszkleń [%]
Pokój nr 1	S-E	8,35	3,75	7,20	52
Pokój nr 3	E	15,65	2,80	8,35	33
Kuchnia	E	5,90	1,80	4,20	43
Łazienka	E	4,15	0,80	5,00	16



Rys. 2. a) Typowy układ stref temperaturowych na piętrze budynku, b) Rozkład pomieszczeń w mieszkaniu

Fig. 2 a) Typical zones' visulation at every building level, b) Arrangement of rooms in the flat

Analizy symulacyjne zostały przeprowadzone w trzech wariantach:

Wariant 1 – budynek ocieplony w aktualnych warunkach użytkowych;

Wariant 2 – budynek ocieplony z zastosowanymi zacienieniami wewnętrznymi;

Wariant 3 – budynek rzeczywisty z zastosowanymi zacienieniami zewnętrznymi oraz wewnętrznymi.

Następnym krokiem było porównanie wyników symulacji dla mieszkania usytuowanego na południowy zachód zlokalizowanego na trzech wybranych poziomach: parter, szóste i dziesiąte piętro. Analizowano okres pomiędzy 15 maja i 15 września, gdyż w tym okresie w Polsce występuje największe ryzyko przegrzewania pomieszczeń.

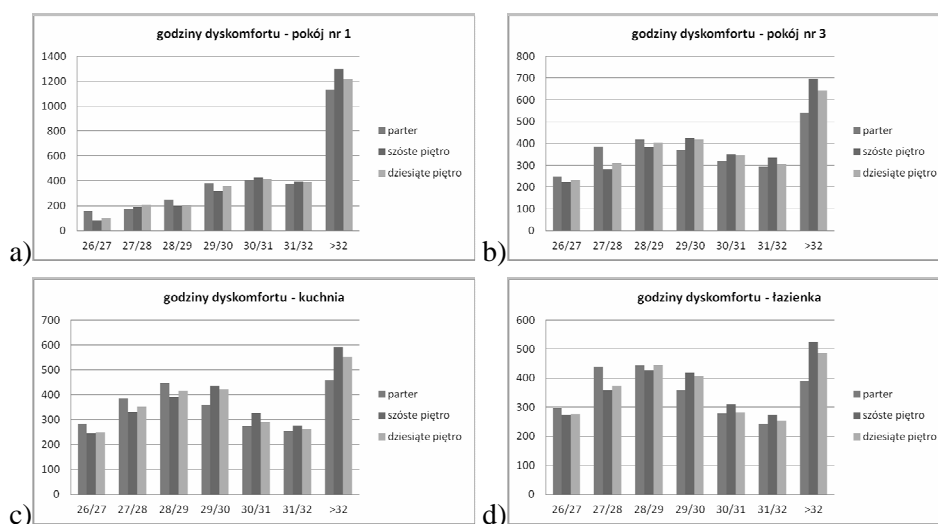
Ponadto do symulacji przyjęto dodatkowe założenia:

1. Lokal jest ogrzewany od października do marca przez 7 dni w tygodniu, 24 godziny na dobę, przy średniej temperaturze w mieszkaniu 22°C;
2. Gęstość zaludnienia pomieszczeń stanowi 0,08 osoby na m², co odpowiada średnio trzem osobom znajdującym się w mieszkaniu;
3. Sposób użytkowania mieszkania to 3 osoby w mieszkaniu pomiędzy 16:00 a 7:00 rano w dni robocze oraz pomiędzy 18:00 i 9:00 rano w okresie weekendu; w pozostałym czasie liczbę użytkowników zredukowano o połowę (50%);
4. Aktywność fizyczną użytkowników oraz izolacyjność odzieży przyjęto na podstawie normy [1] – aktywność fizyczna = 1,2 met; izolacyjność odzieży w okresie zimowym = 1,0 clo; w okresie letnim = 0,5 clo;
5. Wymagania wentylacyjne przyjęto zgodnie z normą PN-83/B-03430 [2], wg której założono wymianę powietrza na poziomie 70 m³/godzinę w kuchni oraz 50 m³/godzinę w łazience, bez uwzględnienia odwrotnego ciągu powietrza;
6. Zacienienia wewnętrzne w postaci ruchomych żaluzji poziomych o współczynniku odbicia promieniowania słonecznego 50%, zacienienia zewnętrzne w postaci stałych żaluzji zewnętrznych.

4. Wyniki przeprowadzonych symulacji

Przeprowadzone symulacje dla budynku ocieplonego, których wyniki przedstawiono poniżej, pokazują, że w okresie pomiędzy 15 maja, a 15 września, występują przekroczenia średnich temperatur powietrza wewnętrznego. Zarejestrowano temperaturę powyżej 32°C oraz wskaźnik PMV większy od 2. Takie warunki mikroklimatu znacznie przekraczają zalecane maksymalne wartości temperatury (25°C) oraz zalecany przedział wartości wskaźnika PMV ($-0,5 < PMV < +0,5$).

Wykresy 3a, 3b, 3c oraz 3d przedstawiają rozkład ilości godzin przegrzania dla pokoju nr 1 i nr 3 oraz kuchni i łazienki mieszkania zlokalizowanego na parterze, szóstym i dziesiątym piętrze w analizowanych miesiącach.

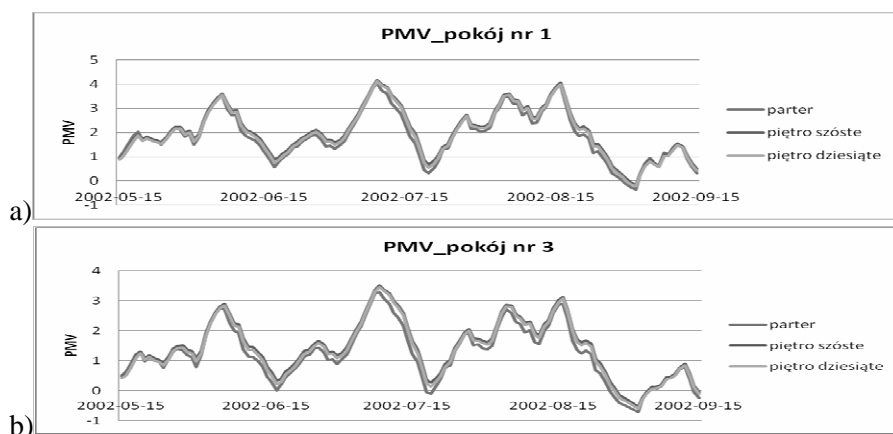


Rys. 3. Liczba godzin przegrzania dla poszczególnych pomieszczeń południowo – zachodniego mieszkania na różnych piętrach

Fig. 3 Number of discomfort hours for different rooms of south-west dwelling at different levels

We wszystkich pomieszczeniach niezależnie od piętra występuje problem przegrzewania. Zwracając uwagę na orientację mieszkania i skierowanie okien, a także udział przeszklenia, najniekorzystniejsze warunki pod względem komfortu cieplnego występują w pokoju nr 1, który jest o połowę mniejszy od pokoju nr 3, a powierzchnia przeszklenia jest większa o 25% i usytuowana jest od południa (Tabela 1). Liczba godzin o temperaturze powyżej 32°C w okresie letnim przekracza 1200 i jest to 50% więcej niż w pokoju nr 3 usytuowanym od zachodu. W pozostałych pomieszczeniach liczba godzin dyskomfortu jest podobna, gdyż są to pomieszczenia usytuowane od zachodu.

Wartości wskaźników PMV przekraczają wartość 2 w przypadku wszystkich pokoi, a w lipcu wartości te są nawet większe od 4. Rysunki 4a oraz 4b przedstawiają wartości PMV w analizowanym okresie czasu pomiędzy 15 maja a 15 września dla pokoju nr 1 i pokoju nr 3 na poszczególnych analizowanych piętrach.

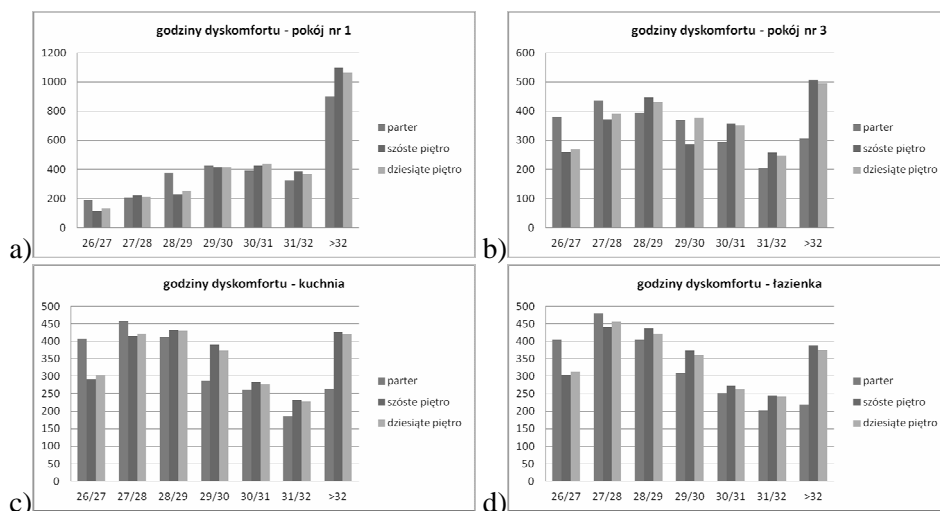


Rys. 4. a) Wskaźnik PMV dla pokoju nr 1 na różnych piętrach b) Wskaźnik PMV dla pokoju nr 3 na różnych piętrach

Fig. 4 a) PMV index for room number 1 at different levels, b) PMV index for room number 3 at different levels

Kolejnym etapem analiz było zastosowanie zacienień wewnętrznych w postaci poziomych ruchomych żaluzji wewnętrznych. Tego typu osłony korzystnie wpływają na warunki mikroklimatu w analizowanych pomieszczeniach. Rys. 5a, 5b, 5c i 5d przedstawia wyniki symulacji dla pomieszczeń w mieszkaniu w poszczególnych miesiącach, na różnych piętrach po zastosowaniu zacienień wewnętrznych. Porównując z analogicznymi wykresami dla budynku bez zacienień wewnętrznych (Rys. 3a, 3b, 3c i 3d) obserwujemy nieznaczną poprawę warunków mikroklimatu wewnątrz analizowanych pomieszczeń.

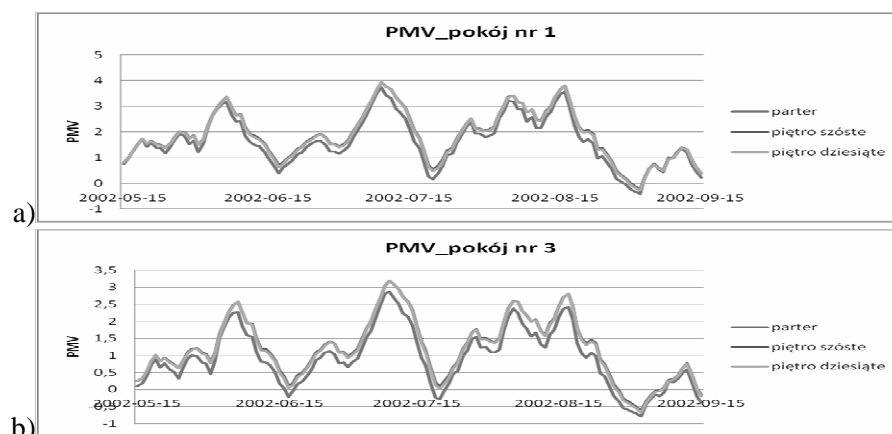
Liczba godzin przegrzania w analizowanym okresie czasu w pokoju nr 1 wynosiła 2915 i zmniejszyła się do wartości 2892, a dla porównania w pokoju nr 3 z wartości 2700 do 2488. Natomiast liczba godzin o temperaturze powyżej 32°C w okresie letnim przekraczała 1096 i jest to 50% więcej niż w pokoju nr 3 usytuowanym od zachodu, gdzie liczba godzin wynosiła 507. W pozostałych pomieszczeniach liczba godzin dyskomfortu jest podobna.



Rys. 5. Liczba godzin przegrzania dla poszczególnych pomieszczeń południowo – zachodniego mieszkania na różnych piętrach, z uwzględnieniem zacięnień wewnętrznych

Fig. 5 Number of discomfort hours for different rooms of south-west dwelling at different levels – with internal shadings

Wartości wskaźników PMV nadal przekraczają wartość 2 jednak maksymalna wartość uległa nieznacznej obniżeniu z wartości 4,16 do wartości 3,9. Wyniki przedstawiają rys. 6a oraz 6b.

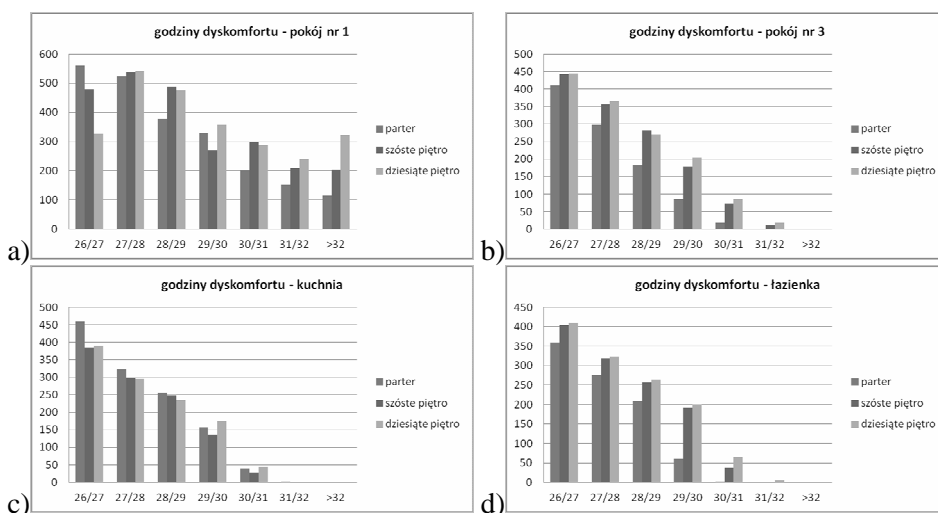


Rys. 6. a) Wskaźnik PMV dla pokoju nr 1 na różnych piętrach z uwzględnieniem zacięnień wewnętrznych, b) Wskaźnik PMV dla pokoju nr 3 na różnych piętrach z uwzględnieniem zacięnień wewnętrznych

Fig. 6 a) PMV index for room number 1 at different levels including internal shadings, b) PMV index for room number 3 at different levels including internal shadings

Ostatnim etapem symulacji było dodanie do analizowanego budynku z zacięnięciami wewnętrznymi osłon zewnętrznymi w postaci stałych żaluzji poziomych umieszczonych na odległości 1,0 m od górnej krawędzi okna. Ten etap modernizacji budynku znacznie polepszył warunki mikroklimatu w analizowanych pomieszczeniach.

Rysunek 7a, 7b, 7c i 7d przedstawia wyniki kolejnego etapu symulacji dla tych samych pomieszczeń w poszczególnych miesiącach, na różnych piętrach po zastosowaniu zacięnięc w wewnętrznych oraz zacięnięc w zewnętrznych. Ponownie porównano wyniki z analogicznymi wykresami dla budynku bez zacięnięc (Rys 3a, 3b 3c oraz 3d). Nastąpiła znaczna poprawa warunków mikroklimatu wewnątrz wszystkich analizowanych pomieszczeń.

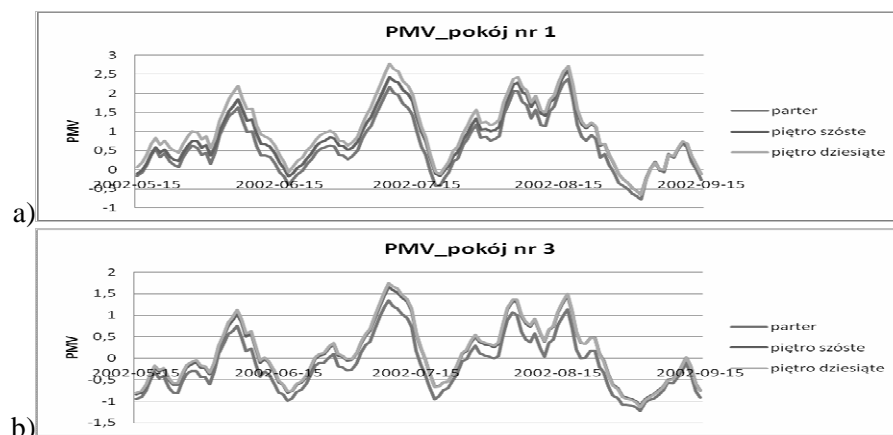


Rys. 7. Liczba godzin przegrzania dla poszczególnych pomieszczeń południowo – zachodniego mieszkania na różnych piętrach, z uwzględnieniem zacięnięc wewnętrznych oraz zewnętrznych

Fig. 7 Number of discomfort hours for different rooms of south-west dwelling at different levels – with internal and external shadings

Liczba godzin przegrzania w analizowanym okresie czasu w pokoju nr 1 została zredukowana z wartości 2915 w stanie rzeczywistym do 2488 czyli o 15%, a w pokoju nr 3 z wartości 2700 do 1346 czyli o 50%. Liczba godzin o temperaturze powyżej 32°C została znacznie zredukowana w pokoju nr 1 do wartości 324 czyli o 75% w stosunku do budynku bez zacięnięc. Natomiast w pomieszczeniach usytuowanych od zachodu temperatury powyżej 32°C zostały całkowicie zredukowane.

Również wartości wskaźników PMV uległy ponownemu znacznemu obniżeniu z wartości 4,16 do 2,6 dla pokoju nr 1 i z wartości 3,5 do 1,7 dla pokoju nr 3, co przedstawia rys. 8a oraz 8b.



Rys. 8. a) Wskaźnik PMV dla pokoju nr 1 na różnych piętrach z uwzględnieniem zacięnień wewnętrznych i zewnętrznych, b) Wskaźnik PMV dla pokoju nr 3 na różnych piętrach z uwzględnieniem zacięnień wewnętrznych i zewnętrznych

Fig. 8 a) PMV index for room number 1 at different levels including internal and external shadings, b) PMV index for room number 3 at different levels including internal and external shadings

5. Wnioski

Mikroklimat wszystkich analizowanych pomieszczeń budynku wielorodzinnego jest niekorzystny, a parametry komfortu cieplnego przekraczają wartości dopuszczalne. Należałoby zatem, podczas projektowania docieplenia, uwzględnić zastosowanie zewnętrznych oraz wewnętrznych osłon zacięniających, które znacznie zminimalizowałyby efekt przegrzania. Zabiegi takie niestety są drogie i analizie ekonomicznej inwestycji termo modernizacyjnej zostanie zapewne odrzucona z uwagi na brak możliwości oceny „wartości” komfortu cieplnego mieszkańców.

Artykuł przygotowano w ramach prac L-1/116/DS/2013

Literatura

- [1] PN-EN ISO 7730. Ergonomics of the thermal environment. Analytical determination and interpretation of thermal comfort using calculation of the PMV and PPD indices and local thermal comfort criteria.
- [2] PN-83/B-03430. Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania.
- [3] Nowak K.: Modernizacja budynków a komfort cieplny pomieszczeń. *Energia i Budynek*, ISSN 1897-5879, s.29-33 2011.
- [4] Dębowski J.: Cała prawda o budynkach wielopłytowych *Przegląd budowlany* 9/2012.

- [5] Nowak K., Nowak-Dzieszko K., Rojewska-Warchał M.: Thermal comfort of the rooms in the designing of commercial buildings. Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation. SMEC Cape Town 2013 s.651-652.

ANALYSIS OF MICROCLIMATE CONDITIONS IN THE DWELLING OF LARGE PANEL W70 BUILDING

S u m m a r y

It is estimated that in Poland, between 1960-1990, more than 4 million buildings were built in different prefabrication systems. What is more, it is estimated that at present more than 10 million Poles live in those large panel buildings, however those data are not very precise and confirmed. Nevertheless it makes the problems connected with proper usage, thermal insulation and first of all with reducing of heating energy demand of prefabricated large panel buildings, to be very important and common. The dominant criterion in the process of thermal modernization is to improve the energy performance of those buildings, in which the most common are insulation of building envelope combined with replacement of windows. However in the analyzing and designing process of thermal modernization no one takes into consideration aspects connected with thermal comfort and overheating problems in those buildings, which appear to be very important from the occupants' point of view. The paper presents the results of the annual computational simulations of microclimate conditions in the dwelling of W70 prefabricated panel building, made in W70 system, located at different levels of multi-family block of flats. Most of the dwellings in the multi-family large panel buildings has the usage area of about 50 - 60 m². Usually at this relatively small area there are three rooms, kitchen and bathroom which makes the rooms to be very small. Average number of occupants in a single flat is three. The facts mentioned above unfavorably affects the thermal comfort of the separate rooms what was confirmed by the simulations.

Keywords: large panel building, W70 system, thermal comfort, prefabricated panel buildings

Przesłano do redakcji: 22.06.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.114

Jan M. OLCHOWIK¹
Patrycja PRAŻMO²
Tomasz SZCZEPANIUK³
Mateusz WIŚNIEWSKI⁴

EKONOMICZNE ASPEKTY BIOGAZU

Polityka zrównoważonego rozwoju, stosowana powszechnie w krajach Unii Europejskiej, ma na celu redukcję negatywnego wpływu działalności człowieka na środowisko naturalne. Jednym z głównych założeń tej polityki jest inwestycja w „zielone” technologie wytwarzania energii, zwanych inaczej Odnawialnymi Źródłami Energii (OZE). Technologie te wykorzystują odnawialne i praktycznie niewyczerpalne zasoby energii Słońca, wiatru, biomasy czy geotermii do produkcji energii. Jednym ze sposobów wykorzystania biomasy na cele energetyczne jest przetworzenie jej w procesie fermentacji beztlenowej i wytworzenie biogazu w obiektach zwanych biogazowniami, a następnie spalaniu i uzyskaniu energii elektrycznej. Biogazownie rolnicze już od kilku lat obecne SA na polskim rynku produkcji energii z odnawialnych źródeł. Konkurują pod względem ekonomicznym z takimi technologiami jak fotowoltaika czy energetyka wiatrowa. Artykuł skupia się na przedstawieniu analizy ekonomicznych aspektów wytwarzania biogazu, w szczególnym odniesieniu do regionu Lubelszczyzny i panujących w nim warunków dostępności biomasy. Potencjał energetyczny biomasy w tym regionie jest bardzo duży ze względu na jego rolniczy charakter. W artykule opisany został również proces inwestycji w biogazownie z wyszczególnieniem procentowych udziałów nakładów poszczególnych elementów biogazowi, kosztów utrzymania oraz zysków wygenerowanych przez produkcję i sprzedaż energii z tego paliwa. Biogazownie rolnicze mogą stać się jednym z uzupełniających źródeł odnawialnej energetyki, która zapewni stały dopływ prądu na terenie Lubelszczyzny.

Słowa kluczowe: metan, Lubelszczyzna, nakład inwestycyjny, surowce energetyczne

¹ Jan Maria Olchowik, Politechnika Lubelska, Instytut Odnawialnych Źródeł Energii ul. Nadbystrzycka 40B, 20-618 Lublin, tel. 81 5384700, j.olchowik@pollub.edu.pl

² Autor do korespondencji/corresponding author: Patrycja Sandra Prażmo, Politechnika Lubelska, SKN „GRUPA OGNIWO”, Rudka Kozłowiecka 156, 21-025 Niemce, tel. 793051585, pprazmo.lub@gmail.com

³ Tomasz Szczepaniuk, Politechnika Lubelska, SKN „GRUPA OGNIWO”, ul Nadwalna 48, 20-200 Parczew, tel. 518471456, szczepaniuk.tomasz@pollub.edu.pl

⁴ Mateusz Wiśniewski, Politechnika Lubelska, SKN „GRUPA OGNIWO”, ul Chabrowa 5/4, 21-040 Świdnik, tel. 691724898, wisniewski.mateusz88@gmail.com

1. Wstęp

Biogaz, czasem nazywany też gazem rolniczym lub wysypiskowym, jest jednym ze starszych paliw znanych człowiekowi [1]. Już starożytni Persowie wiedzieli, że rozkładające się warzywa i owoce wytwarzają palny gaz, ale na wprowadzenie technologii wykorzystującej tę wiedzę trzeba było czekać aż do roku 1895, kiedy to w Wielkiej Brytanii w mieście Exeter powstała spalarnia gazu wytwarzanego w pobliskiej oczyszczalni ścieków, a powstała energia elektryczna służyła do oświetlenia ulic.

Termin "biogaz" jest powszechnie używany w odniesieniu do gazu, który został wytworzony przez rozkład biologiczny substancji organicznych w procesie fermentacji beztlenowej. Głównymi produktami tego procesu są głównie metan i dwutlenek węgla, a także siarkowodór, tlen, azot, tlenek węgla w mniejszych ilościach (Tab.1).

Tabela 1. Zawartość składników w biogazie; na podstawie [2]

Table 1. Content of the biogas; based on [2]

Składnik	Zawartość
Metan	50-75%
Dwutlenek węgla	25-45%
Siarkowodór	20-20 000 ppm
Wodór	<1%
Tlenek węgla	0-2,1 %
Azot	<2%
Tlen	<2%
Inne	śladowe ilości

Poszczególne zawartości składników w otrzymanym biogazie będzie się różniła w zależności od substratów i procesów technologicznych użytych do jego produkcji. Za każdym jednak razem, zanim biogaz zostanie wtłoczony do sieci gazowej lub zostanie użyty w jakikolwiek inny sposób, powinien zostać oczyszczony ze składników takich jak siarkowodór, para wodna i dwutlenek węgla. Siarkowodór, produkt rozkładu białek, choć występuje w niewielkich ilościach, może powodować korozję rurociągów, armatury i zbiorników metalowych. Para wodna natomiast może skraplać się w rurociągach powodując ich niedrożność. Dwutlenek węgla jest usuwany w celu zwiększenia zawartości metanu w przetworzonym gazie z 50-75% do ponad 90% [3,4].

2. Surowce używane w produkcji biogazu

Do produkcji biogazu mogą zostać użyte wszelkie materiały organiczne o pochodzeniu rolniczym lub przemysłowym. Przebadanych zostało około 200 różnych substancji organicznych pod kątem przydatności do produkcji biogazu. Te najczęściej stosowane przedstawia Tabela 2.

Tabela 2. Potencjał produkcji biogazu z substancji organicznych; na podstawie [2]

Table 2. The potential for production of biogas from organic substances; based on [2]

Nazwa substratu		Procentowa zawartość suchej masy w t substratu	Procentowa zawartość suchej masy organicznej w zawartości suchej masy	Produkcja metanu z 1t s.m.o
		% wsadu	% s.m.o	m ³ /t s.m.o
Odpady z hodowli zwierząt	gnojowica bydłowa	9,5	77,4	222,5
	gnojowica świńska	6,5	76,1	301,6
	gnojowica kurza	15,1	75,6	320,0
	gnojowica krów mlecznych	8,5	85,5	154,0
	gnojówka	2,1	60,0	222,5
Odpady poubojowe	osady poflotacyjne z rzeźni	14,6	90,6	680,0
	zawartość żołądków (bydło)	15,0	84,0	264,0
	odseparowana tkanka tłuszczowa	34,3	49,1	700,0
Rośliny energetyczne i odpady rolnicze	słoma	87,5	97,0	387,5
	trawa-kiszonka	40,3	83,4	396,6
	trawa	11,7	88,0	587,5
	siano	87,8	89,6	417,9
	ziemniaki-liście	25,0	79,0	587,5
	kukurydza- kiszonka	32,6	90,8	317,6
	bób - kiszonka	24,1	88,6	291,0
	rzepak - kiszonka	50,8	87,6	376,5
	burak pastewny	13,5	85,0	546,6
	burak cukrowy	23,0	92,5	444,0
	cebula	12,9	94,8	960,3
Przetwórstwo spożywcze	odpady i resztki owoców	45,0	61,5	400,0
	odpady i pozostałości warzyw	13,6	80,2	370,0
	melasa	81,7	92,5	301,6
	wysłodziny browarnicze	20,5	81,2	545,1
	wywar pogorzelniany ziemniaczany	13,6	89,5	387,7
	gliceryna	84,0	91,5	1196,0
	odpady z produkcji oleju	78,8	97,0	600,0
	serwatka	5,4	86,0	383,3
	odpady z produkcji serów	79,3	94,0	670,2
	odpady piekarnicze	87,7	97,1	403,4
Odpady komunalne	odpady organiczne komunalne	60,3	55,0	396,8
	odpady kuchenne i przeterminowane artykuły żywnościowe	18,9	41,9	530,0
	ścinki roślin i traw (zieleń miejska)	23,2	88,2	489,7

Wykorzystując dane zawarte w tabeli w łatwy sposób można oszacować roczną produkcję metanu w biogazowni (tabela 3).

Tabela 3. Sposób obliczania rocznego uzysku metanu w biogazowni

Table 3. The method for calculating the annual yield of methane in the biogas plant

Roczna produkcja metanu [m ³ /rok]	ilość odpadów [t/rok]
	X % zawartość suchej masy w 1 t substratu [%]
	X % zawartość suchej masy organicznej w zawartości suchej masy [%]
	X potencjał produkcji metanu [m ³ /t s.m.o.]

3. Potencjał energetyczny biomasy na Lubelszczyźnie

Potencjał energetyczny biomasy w regionie Lubelszczyzny szacowany jest na 27,5 PJ rocznie. Stanowi to ok. 11% energii krajowej. Uzysk energii z poszczególnych źródeł pokazuje tabela 4.

Tabela 4. Potencjał energetyczny biomasy w regionie Lubelszczyzny

Table 4. The energy potential of biomass in the region of Lublin

Rośliny energetyczne	Odpady produkcji rolniczej	Odpady z przemysłu rolno-spożywczego	Odchody z ferm hodowlanych
15 PJ	11 PJ	0,5 PJ	1 PJ

Do odpadów z rolnictwa, które można wykorzystać energetycznie można zaliczyć:

- słomy zbóż,
- słomy rzepaku,
- siano,
- trawę łąkową.

Potencjał energetyczny z tych źródeł szacuje się na ok. 1 mln ton. Największe zasoby słomy znajdują się w powiatach: lubelskim, zamojskim, hrubieszowskim i krasnostawskim. W przypadku słomy możliwe jest wykorzystanie około 35% rocznych zasobów, natomiast w przypadku traw 18%. Wielkość zasobów siana szacuje się na 80 tys. ton rocznie.

Do produktów ubocznych z produkcji zwierzęcej zaliczane są:

- gnojowica,
- obornik,
- suche odchody zwierzęce.

W województwie lubelskim ilość zwierząt hodowlanych przedstawiała się następująco (dane na rok 2013) [5]:

- bydło: 361 680 sztuk fizycznych, tj. 289 344 DJP,
- trzoda chlewna: 596 761 sztuk fizycznych, tj. 119 352 DJP,
- drób: 5 319 775 sztuk fizycznych tj. 21 279 DJP.

Odpady z przemysłu rolno-spożywczego, ulegające biodegradacji mogą być kolejnym zasobem produkcji biogazu. Potencjał odpadów przemysłowych jako surowca szacowany jest na ok. 20 mln m³. Przetwórstwo koncentruje się głównie w branżach: piekarniczej, cukierniczej, zbożowo-młynarskiej, napojów i soków, mleczarskiej, a ponadto cukrowej, owocowo-warzywnej, piwowarskiej, tytoniowej, ziemniaczanej, mięsnej, zielarskiej, drobiarskiej i chłodniczej. Wielkość potencjalnego wykorzystania odpadów z przetwórstwa szacuje się na poziomie 30-40% .

4. Nakłady inwestycyjne, koszty eksploatacji i przychody

Nakłady inwestycyjne można podzielić na podstawowe kategorie [6]:

- 1) zarządzanie projektem,
- 2) nadzór inwestorski budowlany i elektryczny,
- 3) zakup nieruchomości,
- 4) dokumentacja projektowa i uzgodnienia,
- 5) urządzenia,
- 6) budowle i infrastruktura,
- 7) zakup technologii,
- 8) rozruch obiektu.

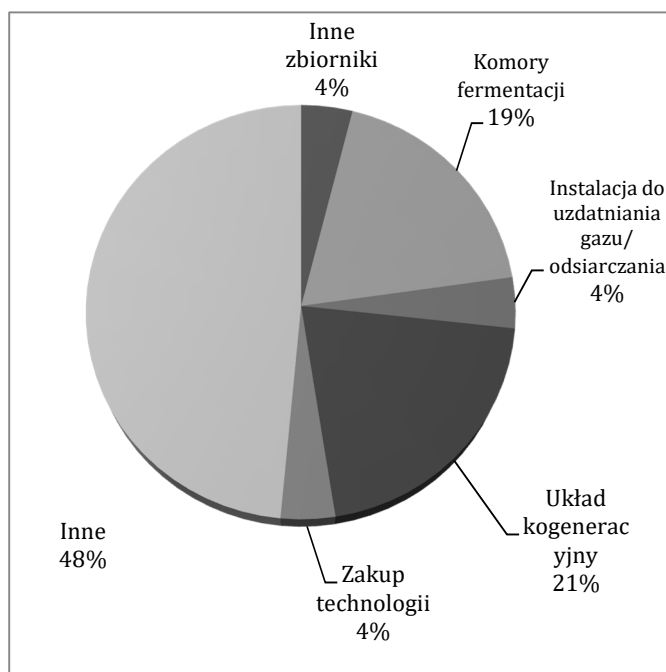
Procentowy udział nakładów poszczególnych elementów będzie się różnił w zależności od wykorzystanej technologii oraz lokalizacji biogazowni, niemniej jednak, w każdej z analizowanych biogazowni największy udział mają dwa podstawowe elementy: budowa komór fermentacyjnych oraz zakup agregatów kogeneracyjnych, jak przedstawia to wykresie 1.

W skład innych kosztów zaprezentowanych na wykresie 1 wliczamy:

- dokumentację projektową i uzgodnienia,
- rozruch obiektu,
- trafostacja,
- stacja załadownicza odpadów,
- system dozowania,
- aparatura kontrolno-pomiarowa,
- tabor samochodowy do załadunku,
- infrastruktura i drogi,
- instalacja elektryczna, odgromowa, przepięciowa,
- rozdzielnia ciepła + rurociągi ciepłownicze,
- inne.

Rys. 1. Procentowy udział nakładów elementów biogazowni, dane uśrednione dla biogazowni polskich (1-2 MWh), na podstawie [7]

Fig. 1. Percentage share of expenditure components of biogas plants, biogas averaged data for Polish (1-2 MWe), based on [7]



Dla biogazowni niemieckich nakłady inwestycyjne wynoszą od 2200 €/kWe w przypadku biogazowni o mocy 500kWe do prawie 4500 €/kWe dla mocy 55kWe, natomiast w warunkach polskich dla biogazowni o mocy 1-2 MWe całkowite nakłady inwestycyjne netto kształtują się na poziomie 12-19 tys. PLN na kWe [8]. Pozostałe koszty to w szczególności koszty eksploatacyjne, na które składają się: koszty pozyskania substratów z transportem, konserwacja i naprawy, amortyzacja, podatki, ubezpieczenie, koszty wynagrodzeń oraz inne koszty, takie jak ochrona budynków czy obsługa biur. W większości biogazowni roczne koszty eksploatacyjne wynoszą 20-25% całkowitych nakładów inwestycyjnych.

Przychody, na jakie mogą liczyć inwestorzy pochodzą z trzech źródeł:

- Sprzedaż energii elektrycznej. Średnia cena rynkowa sprzedaży energii elektrycznej netto (po odliczeniu potrzeb własnych biogazowni) do sieci wynosi 155 PLN/MWh plus cena rynkowa zielonego świadectwa pochodzenia (około 191 PLN/MWh na dzień 05.05.2014).
- Sprzedaż ciepła. Cena rynkowa sprzedaży ciepła zależy głównie od warunków lokalnych.

- Przychody z tytułu przyjęcia odpadów do utylizacji. Za odbiór odpadów niebezpiecznych np. poubojowych biogazownia może pobierać opłaty w wysokości do 500 PLN/t.

Przychody, a przede wszystkim efekt osiągnięty w wyniku realizacji projektu biogazowni zależny jest od wielu zmiennych, takich jak koszt projektu, wartość dotacji, wielkość produkcji, oprocentowanie kredytu na realizację projektu, cena energii elektrycznej oraz świadectw pochodzenia, koszty substratów, pracy oraz usług.

5. Podsumowanie

Potencjał przetwórstwa biomasy w biogaz, szczególnie w regionie Lubelszczyzny, jest duży, jednak w dalszym ciągu nie jest on w pełni wykorzystywany. Biogazownie rolnicze powinny być rozmieszczone w przemyślny sposób, ze względu na dostęp do surowców. Wraz z innymi odnawialnymi źródłami energii, takimi jak fotowoltaika czy farmy wiatrowe, biogaz będzie stanowił dobrą alternatywę dla tradycyjnych paliw kopalnych.

Literatura

- [1] <http://www.biofuelsassociation.com.au/> [dostęp 7.04.2015 r.].
- [2] Instytut Energetyki Odnawialnej, Biogaz rolniczy- produkcja i wykorzystanie, Mazowiecka agencja energetyczna sp. z.o.o. 2009.
- [3] Mohr S., Seisler J.M.: Decision makers guide, European Natural gas vehicle association.
- [4] Handreichung Biogasgewinnung und –nutzung (Poradnik pozyskiwania i wykorzystania biogazu) Ergebnisse des Biogas-Messeprogramms (Rezultaty programu monitoringu biogazowni). 2005. Institut für Energetik und Umwelt gGmbH, Bundesforschungsanstalt für Landwirtschaft, Kuratorium für Technik und Bauwesen in der Landwirtschaft e.V., Fachagentur Nachwachsendrohstoff e.V.: Gulzow. ISBN 3-00-0143333-5.
- [5] Dane GUS.
- [6] Dane Instytutu Energetyki Odnawialnej.
- [7] Szych H.: Program rozwoju odnawialnych źródeł energii dla województwa lubelskiego, biuro planowania przestrzennego w lublinie 2013 r.
- [8] <http://stat.gov.pl/> [dostęp 7.04.2015 r.].
- [9] Płaszczyk-Piasteczka A., Żukowski W.: Energetyczne wykorzystanie biogazu, Czasopismo techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2007.

ECONOMIC ASPECTS OF BIOGAS

Summary

The policy of sustainable development aims to reduce the negative impact of human activity on the environment, one of the main goals of this policy is to invest in "green" energy generation technologies, otherwise known as Renewable Energy Sources (RES). These technologies using renewable and virtually inexhaustible energy resources sun, wind, biomass or geothermal energy production. One way to use biomass for energy purposes is processed by anaerobic digestion and produce biogas in facilities known as biogas plants, then burned and obtaining electricity. Agricultural biogas plants for several years, the current SA in the Polish market of energy production from renewable sources. They compete economically with technologies like photovoltaics or wind power. Agricultural biogas plants can become one of the supporting renewable sources of energy that will ensure a steady supply of electricity in the Lublin region. The article focuses on the presentation of the analysis of the economic aspects of biogas production, with particular reference to the region of Lublin and the conditions prevailing in the availability of biomass. The article shows the method for calculating the annual yield of methane in the biogas plant and also presents the energy potential of biomass in the region of Lublin which is very large in the region due to its agricultural character. The article also described the process of investing in biogas plants, specifying the percentage shares of individual elements of biogas investment, maintenance costs and profits generated by the production and sale of energy from that fuel.

Keywords: methane, Lubelszczyzna, effort investment, energy resources

Przesłano do redakcji: 27.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.115

Leszek OPYRCHAŁ¹

FUNKCJA NIEZAWODNOŚCI I CZAS BEZAWARYJNEJ PRACY ODPOWIADAJĄCY EKSPONENCJALNEJ INTENSYWNOŚCI USZKODZEŃ

Funkcja niezawodności odgrywa w nauce o niezawodności podstawową rolę, gdyż pozwala na obliczenie prawdopodobieństwa uszkodzenia w określonym czasie t . Aby obliczyć funkcję niezawodności należy obliczyć całkę z funkcji intensywności uszkodzeń. W dotychczasowej praktyce obliczeń niezawodności stosowano funkcję intensywności uszkodzeń, która jest stała w czasie. Jednocześnie podaje się, że intensywność uszkodzeń nie jest stała w czasie. Najprostszy przypadek liniowej zależności funkcji intensywności uszkodzeń od czasu został już rozwiązany. Jak wskazuje wielu autorów intensywność uszkodzeń jest wykładniczą funkcją czasu. Dlatego w niniejszym artykule został przedstawiony sposób obliczeń funkcji niezawodności oraz średniego czasu bezawaryjnej pracy w przypadku, gdy intensywność uszkodzeń zmienia się w czasie wykładniczo. Rozważono trzy przypadki. Pierwszy, gdy funkcja intensywności uszkodzeń jest malejąca a potem stała w czasie. Taka zależność występuje na początku istnienia wytworu techniki. Drugi przypadek, gdy na początku funkcja intensywności uszkodzeń jest stała w czasie a następnie szybko rośnie. Taka zależność odpowiada końcowej fazie istnienia wytworu techniki. Trzeci przypadek jest połączeniem dwóch pierwszych. Jest ona malejącą na początku użytkowania, potem stała i wreszcie rosnącą, gdy czas życia wytworu techniki dobiega końca. W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano analityczne wzory na funkcję niezawodności R oraz średni czas życia T_S . Wykazano, że w celu obliczenia średniego czasu życia nie trzeba ani obliczać skomplikowanych całek, ani korzystać ze specjalistycznego oprogramowania. Wystarczy w celu obliczenia odpowiedniej całki zastosować metodę trapezów i zwykły arkusz kalkulacyjny. Popęniany w tym wypadku błąd jest mniejszy od 1%. Co dla inżyniera jest wystarczającą dokładnością.

Słowa kluczowe: funkcja niezawodności, czas bezawaryjnej pracy, intensywność uszkodzeń, funkcja eksponencjalna

¹ Leszek Opyrchał, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Katedra Inżynierii i Ochrony Środowiska, al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. 12 617 44 97, opyrchal@agh.edu.pl

1. Wstęp

W ogólności funkcja niezawodności wyraża się [4] wzorem:

$$R(t) = \exp\left(\int_0^t -\lambda(\tau) d\tau\right) \quad (1)$$

gdzie: $R(t)$ – funkcja niezawodności,
 $\lambda(t)$ – intensywność uszkodzeń,
 t – czas,
 τ – zmienna całkowania,

a średni czas bezawaryjnej pracy T_S definiowany jest jako:

$$T_S = \int_0^{\infty} R(t) dt \quad (2)$$

Przy założeniu, że intensywność uszkodzeń λ nie zależy od czasu, otrzymuje się znane wzory:

$$R(t) = e^{-\lambda t}, \quad T_S = \frac{1}{\lambda} \quad (3)$$

Jednakże, jak wykazuje wielu autorów [np. 7] założenie stałości w czasie funkcji intensywności uszkodzeń na ogół nie jest spełnione. W przypadku, gdy intensywność uszkodzeń, jest liniową funkcją czasu, wzory na $T(t)$ i T_S zostały podane w [5] i na ogół nie dają wyrazić się w prostej postaci. W nauce o niezawodności szczególną rolę odgrywa wykładnicza zależność intensywności uszkodzeń od czasu, gdyż jest ona najczęściej spotykana [4] w okresie początku i końca istnienia wytworu techniki. Rozważeniu, jak w tym przypadku obliczać funkcję niezawodności oraz średni czas bezawaryjnej pracy poświęcony jest niniejszy artykuł.

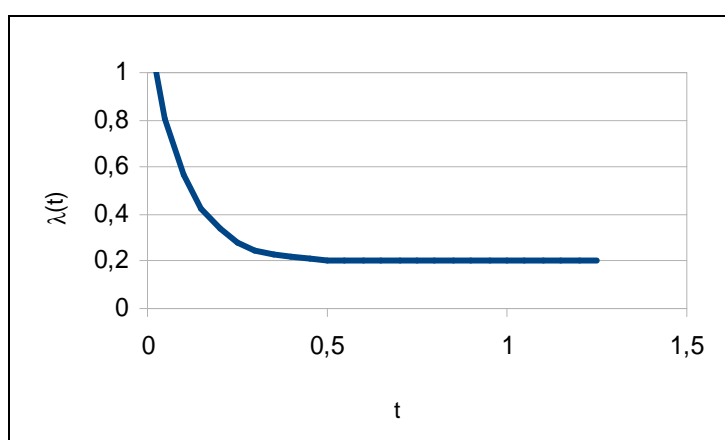
2. Typy wykładniczej funkcji intensywności uszkodzeń

2.1. Typ I – malejący

Intensywność uszkodzeń może mieć charakter malejący (rys nr 1), kiedy to na początku użytkowania wytworu techniki intensywność uszkodzeń jest duża, po czym maleje i utrzymuje się na stałym poziomie. W tym przypadku funkcja intensywności uszkodzeń wyraża się wzorem:

$$\lambda(t) = a \cdot e^{-bt} + c \quad (4)$$

gdzie: a , b i c są stałymi oraz a , b , $c > 0$. Taki typ intensywności uszkodzeń odpowiada na przykład hydrotechnicznym budowlom piętrzącym wodę. Na rysunku 1 przedstawiono wykres eksponencjalnej, malejącej funkcji intensywności uszkodzeń opisaną wzorem (4), gdzie, przyjęto następujące wartości parametrów: $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$. Ich wartość przyjęto tylko w celu pokazania wykresu funkcji. Dla konkretnej funkcji intensywności uszkodzeń parametry te należy wyznaczyć metodą estymacji [np. 1].



Rys. 1. Wykres funkcji intensywności uszkodzeń. Typ I – malejący. We wzorze (4) przyjęto wartości parametrów: $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$, $\lambda(t) = 10 \cdot e^{-10t} + 0,2$

Fig 1. The graph of the failure rate functions. Type I - decreasing. In the formula (4) following value of the parameter were assumed: $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$. $\lambda(t) = 10 \cdot e^{-10t} + 0,2$

Jaźwiński i Fiok [4] podają, że ten typ funkcji intensywności uszkodzeń występuje w praktyce dla 68% przypadków.

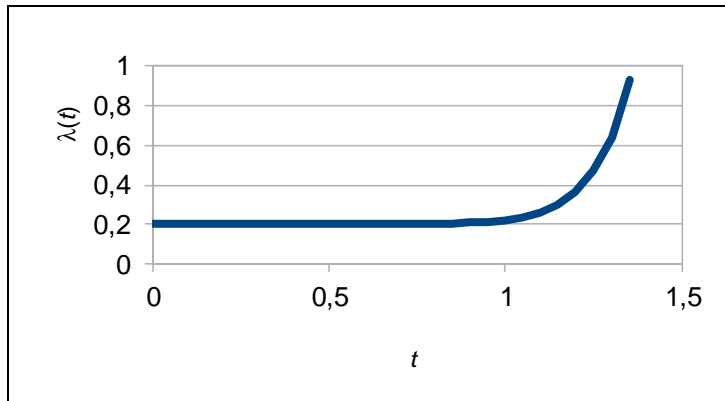
2.2. Typ II – rosnący

Drugi przypadek wykładniczej zależności to typ rosnący (rys. nr 2). Na początku użytkowania wytworu techniki intensywność uszkodzeń jest stała, a od pewnego czasu, na skutek starzenia, szybko wzrasta. W tym przypadku funkcja intensywności uszkodzeń wyraża się wzorem:

$$\lambda(t) = a \cdot e^{bt} + c \quad (5)$$

gdzie: a , b i c są stałymi oraz a , b , $c > 0$.

Na rysunku 2 przedstawiono wykres eksponencjalnej, rosnącej funkcji intensywności uszkodzeń opisaną wzorem (5), gdzie przyjęto parametry: $a = 1 \cdot 10^{-6}$, $b = 10$, $c = 0,2$.



Rys 2. Wykres funkcji intensywności uszkodzeń. Typ II – rosnący. We wzorze (5) przyjęto wartość parametrów: $a = 1 \cdot 10^{-6}$, $b = 10$, $c = 0,2$. $\lambda(t) = 10^{-6} \cdot e^{10t} + 0,2$

Fig 2. The graph of the failure rate functions. Type II - increasing. In the formula (5) following value of the parameter were assumed: $a = 1 \cdot 10^{-6}$, $b = 10$, $c = 0,2$. $\lambda(t) = 10^{-6} \cdot e^{10t} + 0,2$

2.3. Typ III – malejąco-rosnący

Typ III stanowi połączenie typu I i II. Początkowo intensywność uszkodzeń szybko maleje, następnie utrzymuje stały poziom, aż do osiągnięcia czasu granicznego T_G , kiedy to następuje zmiana trendu z malejącego na wzrostowy. Początkowo po zmianie trendu występuje okres stabilizacji uszkodzeń, by w końcowym okresie gwałtownie rosnać. Funkcja intensywności uszkodzeń wyraża się wtedy wzorem:

dla $t < T_G$

$$\lambda(t) = a \cdot e^{-bt} + c \quad (6)$$

gdzie: a , b i c są stałymi oraz a , b , $c > 0$,

dla $t > T_G$

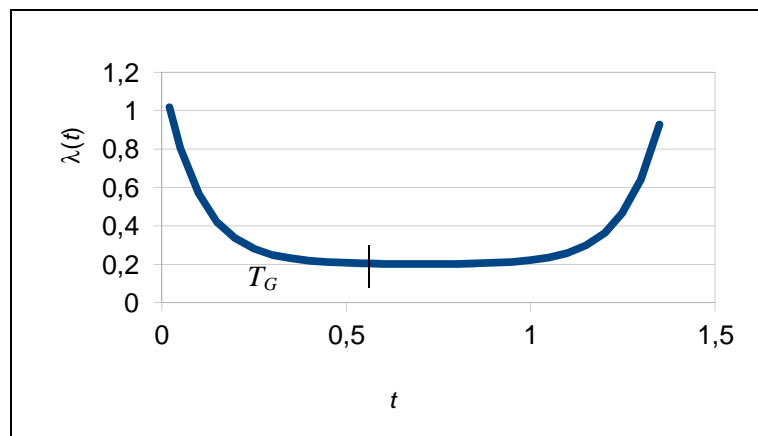
$$\lambda(t) = d \cdot e^{gt} + h \quad (7)$$

gdzie: d , g i h są stałymi oraz d , g , $h > 0$.

Stała h powinna być tak dobrana, aby funkcja $\lambda(t)$ była ciągła w punkcie $t = T_G$, czyli powinien być spełniony warunek:

$$\begin{aligned} a \cdot e^{-b \cdot T_G} + c &= d \cdot e^{g \cdot T_G} + h \\ h &= a \cdot e^{-b \cdot T_G} + c - d \cdot e^{g \cdot T_G} \end{aligned} \quad (8)$$

Na rysunku 3 przedstawiono wykres eksponencjalnej, malejąco-rosnącej funkcji intensywności uszkodzeń opisanej wzorami (6,7), gdzie przyjęto parametry: $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$, $d = 1 \cdot 10^{-6}$, $g = 10$, $T_G = 0,6$. Stała h wyliczona z warunku (8) wynosi $h = 0,202075$.



Rys. 3. Wykres funkcji intensywności uszkodzeń. Typ III – malejąco-rosnący. We wzorach (6,7) przyjęto wartości parametrów: $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$, $d = 1 \cdot 10^{-6}$, $g = 10$, $T_G = 0,6$. Stała h wyliczona z warunku (8) wynosi $h = 0,202075$. Dla $t < T_G$ funkcja intensywności uszkodzeń wynosi: $\lambda(t) = 10 \cdot e^{-10t} + 0,2$; natomiast dla $t > T_G$ wynosi: $\lambda(t) = 10^{-6} \cdot e^{10t} + 0,202075$

Fig 3. The graph of the failure rate functions. Type III - decreasing-increasing. In formulas (6,7) following value of the parameter were assumed: $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$, $d = 1 \cdot 10^{-6}$, $g = 10$, $T_G = 0,6$. H constant calculated from the condition (8) is $h = 0,202075$. For $t < T_G$ $\lambda(t) = 10 \cdot e^{-10t} + 0,2$; while for $t > T_G$ $\lambda(t) = 10^{-6} \cdot e^{10t} + 0,202075$

Według Szopy [9] jest to typowy, najczęściej występujący w praktyce przebieg funkcji intensywności uszkodzeń.

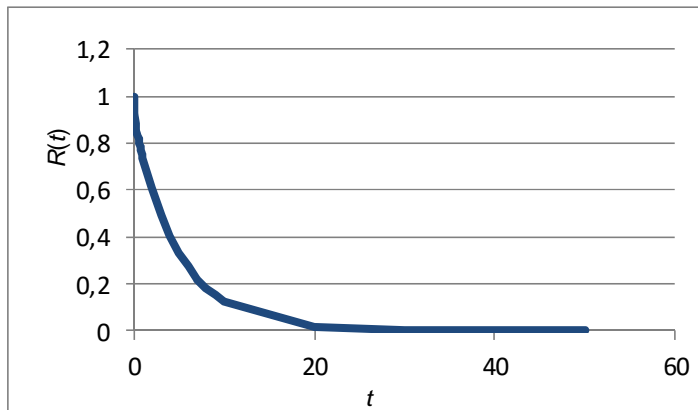
3. Funkcja niezawodności i średni czas bezawaryjnej pracy

3.1. Funkcja niezawodności – typ I

Gdy intensywność uszkodzeń jest typu I, czyli malejąca w czasie, wtedy podstawiając zależność (4) do wzoru (1) i wykonując całkowanie otrzymujemy wzór na funkcję niezawodności:

$$R_I(t) = \exp\left(\int_0^t -\lambda(\tau)d\tau\right) = \exp\left[\int_0^t -(a \cdot e^{-b\tau} + c)d\tau\right] = \exp\left[-\left(-\frac{a}{b}e^{-b\tau} + c\tau\right)\right]_0^t = \exp\left[\left(\frac{a}{b}e^{-bt} - ct - \frac{a}{b}\right)\right] = \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-bt} - 1) - ct\right] \quad (9)$$

Wykres funkcji niezawodności $R(t)$ dla parametrów a, b, c podanych w rozdziale 2.1 i wynoszących: $a = 1, b = 10, c = 0,2$, pokazany jest na rysunku 4.



Rys. 4. Wykres funkcji niezawodności $R_I(t)$ dla malejącej funkcji intensywności uszkodzeń. Przyjęte parametry wynoszą: $a = 1, b = 10, c = 0,2$.
 $R_I(t) = \exp(0,1(\exp(-10 \cdot t) - 1) - 0,2 \cdot t)$

Fig. 4. The graph of the reliability function for decreasing failure rate function. Assumed value of the parameter are: $a = 1, b = 10, c = 0,2$.
 $R_I(t) = \exp(0,1(\exp(-10 \cdot t) - 1) - 0,2 \cdot t)$

3.2. Obliczenie średniego czasu bezawaryjnej pracy

Średni czas bezawaryjnej pracy otrzymujemy podstawiając zależność (9) do wzoru (2).

$$T_{S(t)} = \int_0^{\infty} \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-bt} - 1) - ct\right] dt \quad (10)$$

Ponieważ całka (9) nie jest obliczana przez kalkulator całek Wolfram Mathematica [10], wykonujemy następujące przekształcenia. Dokonujemy podstawienia $A = a/b$.

Gdzie wcześniej założono, że $b > 0$ i wzór (10) przyjmuje postać:

$$T_{S(t)} = \int_0^{\infty} \exp[A(e^{-bt} - 1)] \cdot \exp(-ct) dt = \int_0^{\infty} \exp(Ae^{-bt}) \cdot e^{-A} \cdot e^{-ct} dt = \quad (11)$$

$$e^{-A} \int_0^{\infty} \exp(Ae^{-bt}) \cdot e^{-ct} dt$$

Kończową całkę (10) rozwiązujemy metodą podstawienia wprowadzając zmienną u .

$$e^{-ct} = u; \quad dt = \frac{du}{-c \cdot u}; \quad t = \frac{\ln u}{-c} \quad (12)$$

W granicach 0 i ∞ zmienna u przyjmuje następujące wartości:

$$\lim_{t \rightarrow 0} u = \lim_{t \rightarrow 0} e^{-ct} = 1 \quad (13)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} u = \lim_{t \rightarrow \infty} e^{-ct} = 0$$

Po podstawieniu zmiennej u otrzymujemy:

$$T_{S(t)} = e^{-A} \int_1^0 \exp(Ae^{-bt}) \cdot u \cdot \frac{du}{-c \cdot u} = -\frac{e^{-A}}{c} \int_1^0 \exp(Ae^{-bt}) du \quad (14)$$

Wykorzystujemy ostatnią z formuł (12) oraz zamieniamy granice całkowania

$$T_{S(t)} = \frac{e^{-A}}{c} \int_0^1 \exp\left(Ae^{-b \frac{\ln u}{-c}}\right) du = \frac{e^{-A}}{c} \int_0^1 \exp\left(A \cdot u^{\frac{b}{c}}\right) du \quad (15)$$

Dla otrzymania wzoru (15) wykorzystano poniższą tożsamość (16):

$$e^{\frac{-b}{-c} \ln u} = e^{\ln u^{\frac{b}{c}}} = u^{\frac{b}{c}} \quad (16)$$

Wprowadzając $B = b/c$, otrzymujemy:

$$T_{S(t)} = \frac{e^{-A}}{c} \int_0^1 \exp(Au^B) du \quad (17)$$

Całkę (17) już można obliczyć za pomocą kalkulatora Wolfram, który podaje dwa równoważne wyniki:

$$T_{S(t)} = \frac{e^{-A}}{c} \left[\frac{u \cdot E_{\frac{B-1}{B}}(-A \cdot u^B)}{B} \right]_0^1$$

a po zamianie granic całkowania

$$T_{S(t)} = \frac{e^{-A}}{c} \frac{u \cdot E_{\frac{B-1}{B}}(-A \cdot u^B)}{B} \Big|_0^1 \quad (18)$$

gdzie przez $E_{(B-1)/B}$ oznaczono funkcję całki eksponencjalnej zdefiniowanej jako:

$$E_n(z) = \int_1^{\infty} \frac{e^{-zt}}{t^n} dt \quad .$$

Drugie rozwiązanie jest postaci:

$$T_{S(t)} = \frac{e^{-A}}{c} \left[\frac{u(-Au^B)^{-\frac{1}{B}} \Gamma\left(\frac{1}{B}, -Au^B\right)}{B} \right]_0^1 \quad (19)$$

gdzie przez Γ oznaczono funkcję gamma Eulera, której definicja podana jest w wielu podręcznikach matematyki np. [11]. Zgodnie z wcześniejszymi podstawieniami wartość odpowiednich parametrów wynosi:

$$A = \frac{a}{b}; \quad B = \frac{b}{c}.$$

3.2.1. Rozwiązanie analityczne

Niestety występują problemy przy obliczeniu obydwu formuł. Na przykład dla stałych $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$ otrzymujemy $A = 0,1$, $B = 50$. W granicach całkowania 1 i 0 otrzymujemy $-A \cdot u^B = -0,1 \cdot 1^{50} = -0,1$ oraz $-A \cdot u^B = -0,1 \cdot 0^{50} = 0$. Jak podaje kalkulator Wolfram funkcja eksponencjalna przyjmuje wartość $E_{0,98}(-0,1) = 1.56962 - 3.25081 \cdot i$ oraz $E_{0,98}(0) = \infty \cdot i$. Podobny problem występuje przy drugim rozwiązaniu (19). Czynniki $-A \cdot u^B < 0$ podnoszony jest do potęgi rzeczywistej równej $-1/B$. W ogólności takie rozwiązanie nie istnieje w zbiorze liczb rzeczy-

wistych. A przecież funkcję niezawodności typu I można przedstawić w postaci iloczynu dwóch funkcji:

$$R_I(t) = \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-bt} - 1) - ct\right] = \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-bt} - 1)\right] \cdot e^{-ct}$$

Funkcja stanowiąca pierwszy czynnik jest w przedziale $[0, \infty)$ funkcją monotoniczną i ograniczoną bo:

$$f(t=0) = \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-b \cdot 0} - 1)\right] = \exp\left[\frac{a}{b} \cdot 0\right] = 1$$

oraz:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-bt} - 1)\right] = \exp\left[\frac{a}{b}(0 - 1)\right] = e^{-\frac{a}{b}}.$$

Jednocześnie drugi składnik jest funkcją całkowną w przedziale $(0, \infty)$, gdyż:

$$\int_0^{\infty} e^{-ct} dt = -\frac{1}{c} e^{-ct} \Big|_0^{\infty} = 0 + \frac{1}{c} = \frac{1}{c}.$$

Zatem, na mocy kryterium Abela [3] istnieje całka z funkcji $R_I(t)$ w granicach $[0, \infty)$ i jako pole pod wykresem nr 1 powinna wyrażać się skończoną liczbą rzeczywistą.

3.2.2. Rozwiązanie numeryczne

Z punktu widzenia praktyki inżynierskiej najważniejsze jest otrzymanie liczbowej wartości średniego czasu bezawaryjnej pracy. Techniczne szczegóły obliczeń matematycznych nie są dla inżyniera istotne. Dlatego średni czas bezawaryjnej pracy można obliczyć stosując metody całkowania numerycznego. W tym celu wykorzystano program otwartej licencji QtOctave [6] dostępny w każdej dystrybucji Linuxa Ubuntu. Aby obliczyć wartość całki oznaczonej określonej wzorem (10) należy w powyższym programie wykonać następujące komendy:

```
function y=w(x)
a=1;
b=10;
c=0.2;
y=e^(a/b*(e^(-b*x)-1)-c*x);
endfunction
z=quadv("w",0,1e+15)
```

Stałe a, b, c przyjęto zgodnie z podanymi wartościami w rozdziale 2.3. Górną granicę całkowania wynoszącą ∞ przyjęto równą 10^{15} . Jako rezultat otrzymano wartość: 4,5333. Bardzo zbliżony rezultat otrzymuje się przy zastosowaniu zwykłego arkusza kalkulacyjnego. Stosując metodę trapezów oraz zmienną długość przedziału całkowania, podaną w tab. 1 otrzymujemy wartość całki równą 4,5386.

Tabela. 1. Przyjęte przedziały całkowania numerycznym metodą trapezów

Table. 1. Assumed ranges for numerical integration using the trapezoidal method

od	do	długość przedziału
0	0,01	0,001
0,01	0,1	0,01
0,1	1	0,1
1	10	1
10	100	10
100	1000	100

Różnica wynosi zaledwie 1‰, co z punktu widzenia inżynierskiego jest wielkością nieistotną. Czyli całkowanie można bez utraty dokładności wykonać w zwykłym arkuszu kalkulacyjnym. A jest to narzędzie dostępne każdemu inżynierowi.

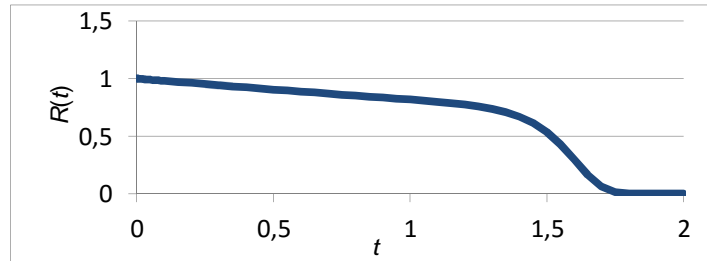
3.3. Funkcja niezawodności – typ II

Gdy intensywność uszkodzeń jest typu II wtedy podstawiając zależność (5) do wzoru (1) i wykonując całkowanie otrzymujemy wzór na funkcję niezawodności:

$$R_{II}(t) = \exp\left(\int_0^t -\lambda(\tau)d\tau\right) = \exp\left[\int_0^t -(a \cdot e^{b\tau} + c)d\tau\right] = \quad (20)$$

$$\exp\left[-\left(\frac{a}{b}e^{b\tau} + c\tau\right)\Big|_0^t\right] = \exp\left[-\frac{a}{b}e^{bt} + \frac{a}{b} - ct\right] = \exp\left[-\frac{a}{b}(e^{bt} - 1) - ct\right]$$

Wykres funkcji niezawodności $R_{II}(t)$ dla parametrów podanych w rozdz. 2.3 i wynoszących: $a = 1 \cdot 10^{-6}$, $b = 10$, $c = 0,2$ prezentuje rysunek 5.



Rys. 5. Wykres funkcji niezawodności $R_{II}(t)$ dla rosnącej funkcji intensywności uszkodzeń, przyjęte parametry wynoszą: $a = 1 \cdot 10^{-6}$, $b = 10$, $c = 0,2$.
 $R_{II}(t) = \exp(-10^{-7}(\exp(10 \cdot t - 1) - 0,2 \cdot t))$

Fig. 5. The graph of the reliability function for increasing failure rate function. Assumed value of the parameter are: $a = 1 \cdot 10^{-6}$, $b = 10$, $c = 0,2$.
 $R_{II}(t) = \exp(-10^{-7}(\exp(10 \cdot t - 1) - 0,2 \cdot t))$

3.4. Obliczenie średniego czasu bezawaryjnej pracy

Średni czas bezawaryjnej pracy otrzymujemy podstawiając zależność (20) do wzoru (2).

$$T_{S(II)} = \int_0^{\infty} \exp\left[-\frac{a}{b}(e^{bt} - 1) - ct\right] dt \quad (21)$$

Całką obliczymy wykonując analogiczne przekształcenia i podstawienia jak w poprzednim rozdziale.

$$A = \frac{a}{b}; \quad T_{S(II)} = \int_0^{\infty} \exp[-A(e^{bt} - 1)] \cdot \exp(-ct) dt = \int_0^{\infty} \exp(-Ae^{bt}) \cdot e^A \cdot e^{-ct} dt = e^A \int_0^{\infty} \exp(-Ae^{bt}) \cdot e^{-ct} dt;$$

podstawiamy

$$e^{-ct} = u; \quad dt = \frac{du}{-c \cdot u}; \quad t = \frac{\ln u}{-c},$$

obliczamy granice

$$\lim_{t \rightarrow 0} u = \lim_{t \rightarrow 0} e^{-ct} = 1$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} u = \lim_{t \rightarrow \infty} e^{-ct} = 0$$

i otrzymujemy:

$$T_{S(II)} = e^A \int_1^0 \exp(-Ae^{-bt}) \cdot u \cdot \frac{du}{-c \cdot u} = \frac{e^A}{-c} \int_1^0 \exp(-Ae^{-bt}) du.$$

Zamieniamy zmienną t , granice całkowania oraz podstawiamy

$$B = \frac{b}{c}$$

$$T_{S(u)} = \frac{e^A}{c} \int_0^1 \exp\left(-Ae^{-b\frac{\ln u}{-c}}\right) du = \frac{e^A}{c} \int_0^1 \exp\left(-A \cdot u^{\frac{b}{c}}\right) du =$$

$$\frac{e^A}{c} \int_0^1 \exp(-A \cdot u^B) du.$$

Jako wynik całkowania Wolfram Mathematica [10] podaje:

$$T_{S(u)} = \frac{e^A}{c} \left[-\frac{u}{B} E_{\frac{B-1}{B}}(A \cdot u^B) \Big|_0^1 \right] = -\frac{e^A}{c} \frac{u}{B} E_{\frac{B-1}{B}}(A \cdot u^B) \Big|_0^1 \quad (22)$$

oraz formę alternatywną,

$$T_{S(u)} = -\frac{e^A}{c} \frac{A^{\frac{-1}{B}}}{B} \Gamma\left(\frac{1}{B}, A \cdot u^B\right) \Big|_0^1 \quad (23)$$

gdzie A, B i u ma być nieujemne, co w rozważanym przypadku jest spełnione.

3.4.1. Rozwiązanie analityczne

Podobnie jak w poprzednim przypadku występują kłopoty z zastosowaniem wzoru (22), gdyż kalkulator funkcji [10] podaje wartość nieskończoną dla $u = 0$. Natomiast zastosowanie wzoru (23) prowadzi do wyniku będącego liczbą rzeczywistą. Na przykład dla stałych $a = 10^{-6}$, $b = 10$, $c = 0,2$ otrzymujemy następujące wyniki

$$A = 10^{-7}, \quad B = 50, \quad A^{\frac{-1}{B}} = 1,3804, \quad \frac{A^{\frac{-1}{B}}}{B} = 0,0276, \quad -\frac{e^A}{c} = -5,0$$

$$\frac{1}{B} = 0,02, \quad -\frac{e^A}{c} \frac{A^{\frac{-1}{B}}}{B} = 0,138.$$

Wartość funkcji Γ w granicach całkowania (0;1) wynosi odpowiednio:

dla $u = 0$

$$\Gamma(0,02; 0) = 49,4422$$

dla $u = 1$

$$A \cdot u^B = 10^{-7}, \quad \Gamma(0,02; 10^{-7}) = 13,2204.$$

Czyli T_S wynosi

$$T_S = -0,138 \cdot (13,2204 - 49,4422) = 4,9986.$$

Co patrząc na wykres funkcji niezawodności (rys. 5) wydaje się być wartością nierealną.

3.4.2. Rozwiązanie numeryczne

Rozwiązanie numeryczne, tak jak poprzednio zostało wykonane za pomocą programu QtOctave oraz metodą trapezów i arkusz kalkulacyjny. W programie QtOctave wykonano następujące instrukcje:

```
function y=w(x)
a=1;
b=10;
c=0.2;
y=e^(-a/b*(e^(-b*x)-1)-c*x);
endfunction
z=quadv("w",0,1e+10)
```

i otrzymano wynik $T_S=1,3345$. Identyczny rezultat uzyskuje się stosując metodę trapezów i krok całkowania 0,05. Różnica wyników uzyskanych w tym i poprzednim rozdziale jest zaskakująco duża.

3.5. Funkcja intensywności uszkodzeń typ III

W przypadku, gdy intensywność uszkodzeń ma charakter malejąco rosnący wzór, jakim wyraża się funkcja intensywności uszkodzeń zależy od górnej granicy całkowania. Gdy $t < T_G$, wtedy

$$\begin{aligned} R_{III}(t) &= \exp\left(\int_0^t -\lambda(\tau)d\tau\right) = \exp\left[\int_0^t -(a \cdot e^{-b\tau} + c)d\tau\right] = \\ &= \exp\left[\left(\frac{a}{b}e^{-b\tau} - c\tau\right)\Big|_0^t\right] = \exp\left[\frac{a}{b}e^{-bt} - \frac{a}{b} - ct\right] = \\ &= \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-bt} - 1) - ct\right]. \end{aligned} \quad (24)$$

Natomiast gdy $t > T_G$, wtedy

$$\begin{aligned}
R_{III}(t) &= \exp\left(\int_0^t -\lambda(\tau)d\tau\right) = \exp\left[\int_0^{T_G} -(a \cdot e^{-b\tau} + c)d\tau + \int_{T_G}^{\infty} -(d \cdot e^{g\tau} + h)d\tau + \right] = \\
&\exp\left[\left(\frac{a}{b}e^{-b\tau} - c\tau\right)\Big|_0^{T_G} + \left(-\frac{d}{g}e^{g\tau} - h\tau\right)\Big|_{T_G}^{\infty}\right] = \\
&\exp\left[\frac{a}{b}e^{-bT_G} - \frac{a}{b} - cT_G - \frac{d}{g}e^{gT_G} - gT_G + \frac{d}{g}e^{gT_G} + hT_G\right] = \\
&\exp\left[K - \left(\frac{d}{g}e^{gT_G} + hT_G\right)\right]
\end{aligned} \tag{25}$$

gdzie

$$K = \frac{a}{b}e^{-bT_G} - \frac{a}{b} - cT_G + \frac{d}{g}e^{gT_G} + hT_G \tag{26}$$

oraz stałe $a, b, c, d, g, h > 0$.

Funkcję niezawodności typu III odpowiadającej malejąco-rosnącej intensywności uszkodzeń dla parametrów $a = 1, b = 10, c = 0,2, d = 1 \cdot 10^{-6}, g = 10, h = 0,202075$ oraz $T_G = 0,6$ prezentuje rysunek nr 6. Wartości parametrów zostały przyjęte dowolnie, w celu wykonania wykresu. Dla rzeczywistego problemu, wartości charakteryzujące funkcję intensywności uszkodzeń należy obliczać metodą estymacji [np. 1]. W omawianym przypadku stała K zdefiniowana wzorem (26) wynosi $K = -0,098467$.

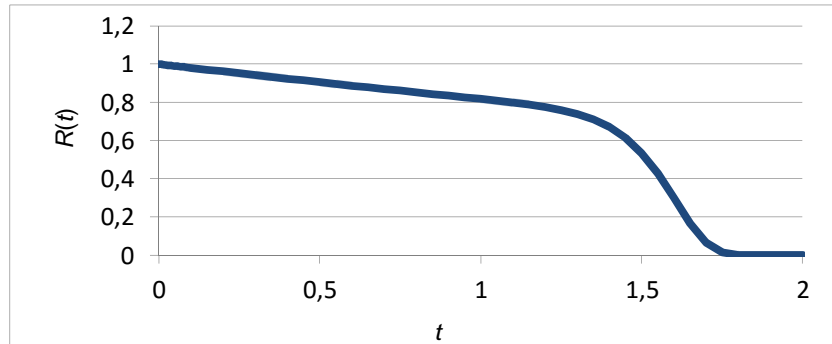
3.6. Obliczenie średniego czasu bezawaryjnej pracy

Średni czas bezawaryjnej pracy otrzymujemy podstawiając wzór (24) i (25) do wzoru (2):

$$T_S = \int_0^{T_G} \exp\left[\frac{a}{b}(e^{-bt} - 1) - ct\right] dt + \int_{T_G}^{\infty} \exp\left[K - \left(\frac{d}{g}e^{gt} + ht\right)\right] dt. \tag{27}$$

3.6.1. Rozwiązanie analityczne

Z przyczyn podanych w rozdziale 3.2.1. nie da się w analityczny sposób policzyć pierwszego członu całki (27), a w rozdziale 3.4.1 wykazano niepoprawność obliczeń drugiego członu całki za pomocą kalkulatora Wolfram [10]. Dlatego trzeba posłużyć się rozwiązaniem numerycznym.



Rys. 6. Wykres funkcji niezawodności $R_{III}(t)$ dla malejąco-rosnącej funkcji intensywności uszkodzeń. Przyjęte wartości parametrów wynoszą: $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$, $d = 1 \cdot 10^{-6}$, $g = 10$, $h = 0,202075$ oraz $T_G = 0,6$. Funkcja niezawodności wynosi: $R_{III}(t) = \exp(0,1(\exp(-10 \cdot t) - 1) - 0,2 \cdot t)$ dla $t < 0,6$ oraz $R_{III}(t) = \exp(-10^{-7}(\exp(10 \cdot t - 1) - 0,202075 \cdot t))$ dla $t > 0,6$.

Fig. 6. The graph of the reliability function for decreasing-increasing failure rate function. Assumed value of the parameter are $a = 1$, $b = 10$, $c = 0,2$, $d = 1 \cdot 10^{-6}$, $g = 10$, $h = 0,202075$ and $T_G = 0,6$. The reliability function is: $R_{III}(t) = \exp(0,1(\exp(-10 \cdot t) - 1) - 0,2 \cdot t)$ for $t < 0,6$ while $R_{III}(t) = \exp(-10^{-7} \cdot (\exp(10 \cdot t - 1) - 0,202075 \cdot t))$ for $t > 0,6$.

3.6.2. Rozwiązanie numeryczne

Zastosowana w arkuszu kalkulacyjnym metoda trapezów z krokiem całkowania 0,05 daje rezultat $T_S = 1,21640$.

W programie QtOctave [6] należy wykonać dwie operacje dla każdej całki oddzielnie, a następnie zsumować wynik.

```
function y=w(x)
a=1;
b=10;
c=0.2;
y=e^(a/b*(e^(-b*x)-1)-c*x);
endfunction
z=quadv("w",0,0.6)
z= 0.52067
```

```
function y=f(x)
a=-0.098467; d=1E-6;
g=10;
h=0.202075;
y=e^(a-(d/g*e^(g*x)+h*x));
endfunction
z=quadv("f",0.6,1e+10)
z = 0.69548
```

Sumując otrzymane wartości otrzymuje się wynik $T_S = 1,216$. Różnica pomiędzy wynikami uzyskanymi za pomocą QtOctave [6] oraz arkusza kalkulacyjnego wynosi 0,2%.

4. Wnioski

Należy zwrócić uwagę na dwa uzyskane rezultaty:

- 1) w przypadku całek wykładniczych o podstawie e , kalkulator całek [10] najprawdopodobniej nie daje poprawnych rezultatów, gdyż obliczona w rozdziale 3.4.1 metodą analityczną wartość średniego czasu bezawaryjnej pracy jest wielkością niepoprawną. Możliwe jest także że kalkulator funkcji specjalnych daje niepoprawne wartości. Wydaje się jednak, że ze względu na fakt stosowania funkcji specjalnych od XIX w i istniejące tablice ich wartości opcja ta jest mniej prawdopodobna;
- 2) różnice pomiędzy średnimi czasami bezawaryjnej pracy obliczonymi specjalistycznym programem do całkowania numerycznego QtOctave [9], a obliczeniami metodą trapezów przeprowadzoną za pomocą zwykłego arkusza kalkulacyjnego nie przekraczają 1% wartości. W przypadku inżynierskim jest to dokładność wystraszająca. Zatem w celu obliczenia średniego, bezawaryjnego czasu pracy, nie ma konieczności wykonywania skomplikowanych całek wykładniczych, bądź sięgania po i uczenia się obsługi specjalistycznych programów komputerowych. W tym celu wystarczy obliczyć stosunkowo prostą całkę (1), której rozwiązania można znaleźć w tablicach całek [np.2, 8], a w celu obliczenia wartości całki (2) zastosować arkusz kalkulacyjny i powszechnie znaną metodę trapezów.

Podziękowania

Składam serdeczne podziękowania Pani dr hab. prof. AGH Annie Barańskiej za sprawdzenie obliczeń i zwrócenie mi uwagi na błędy i nieścisłości.

Literatura

- [1] Bajer J., Iwanejko R., Kaptcia J., *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych w zadaniach*, Politechnika krakowska, Kraków 2006 r.
- [2] Dwight H.B., *Tables of integrals and other mathematical data*, (wydanie rosyjskie), Moskwa 1973 r.
- [3] Fichtenholz G.M., *Rachunek różniczkowy i całkowy*, T2, PWN, Warszawa, 1972 r.
- [4] Jaźwiński J., Warzyńska-FiokK., *Bezpieczeństwo systemów*, PWN, Warszawa 1993.
- [5] Opyrchał L., *Funkcja niezawodności i czas bezawaryjnej pracy odpowiadający liniowej intensywności uszkodzeń*, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, T. XXXI, z. 61, 2014 r. str. 173-182
- [6] QtOctave, <http://www.gnu.org/software/octave/>, 12.01.2015 r.

- [7] Rak J.R. (red), Kwietniewski M., Kowalski D., Tchórzewska-Cieślak B., Zimoch I., Bajer J., Iwanejko R., Miszta-Kruk K., Studziński A., Boryczko K., Pietrucha-Urbanik K., Piegoń I., Metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.
- [8] Ryżyk I.M., Gradsztejn I.S., Tablice całek sum, szeregów i iloczynów, PWN, Warszawa 1964 r.
- [9] Szopa T., Niezawodność i bezpieczeństwo. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2009 r.
- [10] Wolfram Mathematica, www.wolframalfa.com, 12.01.2015 r.
- [11] Whittaker E.T., Watson G.N., Kurs analizy współczesnej, T2, PWN, Warszawa 1968.

THE RELIABILITY FUNCTION AND ERROR FREE RUNNING TIME RESPECTIVE TO THE EXPONENTIAL FAILURE RATE

Summary

The reliability function plays a fundamental role in the reliability, as it allows to calculate the probability of failure in a given time t . To calculate the reliability function is necessary to calculate the integral of the failure rate function. In current practice, the calculation of reliability failure rate function is used, which is constant in time. At the same time given that the failure rate is not constant over time. The simplest case of linear dependence of the intensity function of time, damage has already been solved. As pointed out by many authors, the intensity of the damage is the exponential function of time. Therefore, this article explains how the calculations of the reliability and error free running time in the case where the failure rate varies with time exponentially. There are three cases. First, when the function is decreasing failure rate then stood at the time. Such dependence occurs at the beginning of the product. The second case is when the beginning of the function failure rate is stable over time and then rapidly grows. This relationship corresponds to the final phase of the product. The third case is a combination of the first two. It is decreasing at the beginning of use, and then was finally increased when the lifetime of the product ends. As a result of calculations obtained analytical formulas for the reliability function R and the error free running time T_S . It has been shown that in order to calculate the error free running time need neither calculate integrals, nor to use special software. Just to calculate the corresponding integrals of the method of trapezoids and plain spreadsheet. Committed in this case, the error is less than 1%. There is to engineers a sufficient accuracy.

Keywords: reliability function, error free running time, failure rate, exponential function

Przesłano do redakcji: 23.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.116

Dorota PAPCIAK¹
Justyna ZAMORSKA²
Monika ZDEB³

TREATMENT OF TECHNOLOGICAL WATER FOR THE AEROSPACE INDUSTRY – OPERATING PROBLEMS

The paper presents the water treatment technology for FPI line (Fluorescent Penetrant Inspection) which is used to conduct diagnostic tests in the field of structural cracks, erosion, corrosion, defects of the material, welds cohesion. The problem that occurred during operation of the FPI line was an increase of turbidity and milky colour of water (i.e. white water) in bathtub of the last rinse which caused the formation of deposits on washed parts and hampered diagnostic process. On the basis of the physicochemical and bacteriological analysis the assessment of changes in water quality during the cleaning process was carried out. The problem of the formation of the so-called "white water" was described and solved. An analysis of necessity of water treatment station modernization as well as the legitimacy of the use of the disinfection process were made. The following parameters of water were analysed: pH, turbidity, conductivity, hardness, dissolved oxygen, total organic carbon, permanganate index, SiO₂ content, heavy metals contents, and the total number of mesophilic and psychrophilic bacteria. The results of the analyses indicate that the cause of the growth of technological water turbidity on the FPI, is formation of polysilicon acid. Polymerized forms of silicates exist in colloidal form, therefore, the observed phenomenon is the emergence of so-called "white water" and the formation of deposits.

Keywords: polymerized forms of silicates, water treatment, FPI - Fluorescent Penetrant Inspection

¹ Author for correspondence/ autor do korespondencji: Dorota Papciak, Rzeszów University of Technology, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 178651301, e-mail: dpapciak@prz.edu.pl

² Justyna Zamorska, Rzeszów University of Technology, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 178651301, jzamor@prz.edu.pl

³ Monika Zdeb, Rzeszów University of Technology, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 178651301, mzdeb@prz.edu.pl

1. Introduction

Fluorescence and Chemical Cleaning Line is used to diagnose parts that are subject to processes such as: wear and friction, corrosion processes and fatigue [6,7]. It allows for an assessment of structural components for cracks, erosion, corrosion, material losses, the consistency of the welds, etc. These studies are very important both at the stage of research prototypes and series production because they help identify and locate defects that can cause a crash [4,6].

Detection of defects by using penetrants can be used by two methods: the first one is called a colourful method which involves applying a red penetrant liquid and developer of white colour. However, the second method is called fluorescent method, in which the penetrant liquid contains fluorescent additives. Observation of the test object by calling the liquid from the fissure, is carried out under UV light. Indications take the greenish-yellow colour. The location of defects in surface is fast and accurate [8].

The problem, which appeared during the operation of the line of the FPI, was an increase in turbidity and the emergence of the last milk rinsing water colour (called "white water"). At the same time, we have observed the formation of sludge washed items which made it difficult for the diagnostic process and forced the frequent exchanges of the water.

The purpose of the research was to identify the causes of the deterioration of the quality of the water of the last rinse in spite of the use of water purification process in closed circuit.

2. Materials and methods

Studies were carried out in three stages:

1. analysis of changes in water quality at each point of a water treatment technology for the FPI line (feed water tank, a gravel pack, ion-exchange resins, rinse water tank);
2. the cleaning and disinfection of final rinse closed circuit;
3. observations of changes in rinse water quality from the final washing stage at intervals of 2-9 days after the process of disinfection.

Physical and chemical analysis of the water was carried out based on the applicable test procedures in Poland (Tab. 1).

The following parameters of water were analysed: pH, turbidity, conductivity, hardness, dissolved oxygen DO, total organic carbon TOC, permanganate index, SiO_3^{2-} content, heavy metals contents, and the total number of mesophilic and psychrophilic bacteria.

Table 1. Test methods

Tabela 1. Metody analityczne

Parameter	Method
pH	potentiometric method Hach Lange
Conductivity	potentiometric method Hach Lange
Hardness	titration method
Permanganate index	titration method
Dissolved oxygen DO	potentiometric method Hach Lange
Turbidity	spectrophotometric method Hach Lange
TOC	SIEVERS InnoVOX TOC Analyser
SiO ₃ ²⁻ content	spectrophotometric method with molybdic acid
Heavy metals	X-ray spectrometer PICOFOX
Psychrophilic and mesophilic bacteria	PN-EN ISO 6222:2004

3. Results and discussion

Fluorescence and cleaning Line in the facility consists of four bathtubs. Rinsing the elements is produced by using the preparations which are driven by means of penetrants, developers, emulsifiers and removers (ZYGLO, TURCO and ARDROX). The last of the bathtubs, which is rinsing with clean water in a closed circuit is turned on, connected with the renewal of water. In circulation it includes: a water tank which adds water in the installation of the capacity of 1.8 m³Z1, two tanks for technological water Z2, Z3, two with a capacity of 10.5 m³ each, gravel filter F, cation exchanger Kt, anion exchanger An, bathtubs W1-W4. FPI line diagram is shown at the Fig. 1.

The problem of "milky water" was connected with technological water of the renewal of water. Initially, it has been suspected that the cause of the deterioration of its quality and the formation of sediments is a bad condition of the bacteriologic state. The suggestion that the reason for the increase in turbidity is proliferation like microorganisms stemmed from other water parameters, which pointed to the correct work of purification stations. All the parameters of physical and chemical with the exception of water turbidity were satisfactory (Tab. 2).

However, the number of bacteria in all samples of water were not large enough to be able to found the cause of the problem only in the bacteriological quality of (Tab. 3). In addition, the presence of a white precipitate showed pollution other than biological contamination. Taking into account the fact that since the launch, the line was not FPI cleaning, first recommended cleaning and disinfection of the closed circuit of sediment accumulated water. The disinfection process was conducted with peracetic acid and hydrogen peroxide STERINOX.

In preparation for this, there are two components of disinfectants for complementary action i.e. peracetic acid (15%) and hydrogen peroxide (14%). The first one is characterized by a short run time (half-life of 30-60 min) and

a strong biocidal activity on all bacteria and gram-positive and gram-negative bacterial spores, viruses, fungi, algae, protozoa. It breaks down into harmless products: water, carbon dioxide, acetic acid and oxygen. In addition to the efficient operation of the disinfectant peracetic acid is characterized by a slight impact on properties of ion exchange resins [5,6]. The second component of the disinfectant hydrogen peroxide is acting less but much longer lasting and ensure maintenance of disinfected water for a period of a few days of not allowing recontamination of the water.

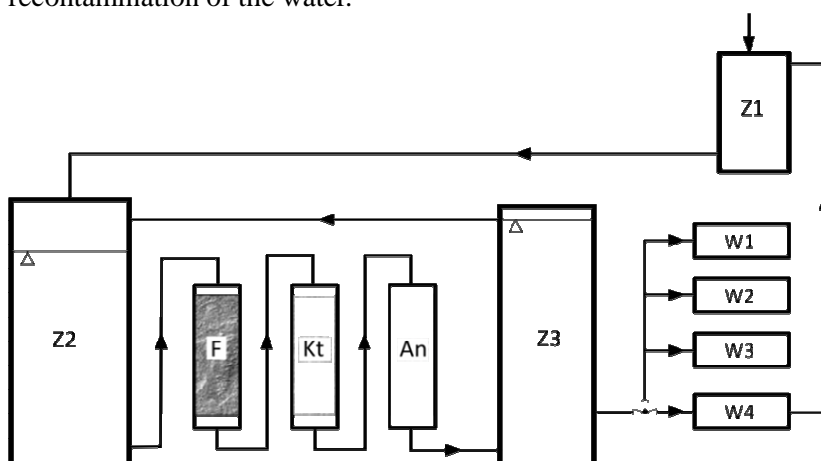


Fig. 1. Schematic diagram of FPI line

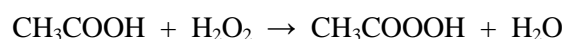
Rys.1. Schemat technologiczny linii FPI

Table 2. The quality of technological water on the FPI line

Tabela 2. Fizykochemiczne parametry wody technologicznej linii FPI

Parameter	Z2	F	Kt	An	W4
pH	7,53	6,21	3,79	4,53	5,62
Turbidity; NTU	43,8	43,6	44,6	42,7	38,2
Conductivity; $\mu\text{S}/\text{cm}$	6,96	7,56	212,4	5,26	9,11
Total Hardness; $\text{mg CaCO}_3/\text{l}$	14	0	0	0	0
DO; $\text{mg O}_2/\text{l}$	6,79	6,58	6,65	6,60	7,67
Permanganate index; $\text{mg O}_2/\text{l}$	10,4	1,4	3,0	5,8	5,2
TOC; $\text{mg C}/\text{l}$	1,51	0,99	0,57	0,22	0
SiO_3^{2-} ; $\text{mg SiO}_2/\text{l}$	17,1	16,06	17,98	15,31	14,97
Mesophilic bacteria; CFU/1 ml	50 400	395 000	86 000	132 500	680 000
Psychrophilic bacteria; CFU/1 ml	140 000	112 000	78 000	18 000	42 000

A small concentration of hydrogen peroxide will not cause excessive foaming during the preparation to carry out the process, which could result in a gapping of installation. Peracetic acid one of the most effective disinfectants is non-toxic to humans and is characterized by full biodegradability. Commercial preparation of this acid is a mixture of peracetic acid, acetic acid, hydrogen peroxide and water in accordance with the below described the reaction:



After dissolution and removal of accumulated sediments they are filled into system with clean water. The amount of bacteria in the water after disinfection process technology declined, but it still remained in large quantity (Tab. 3.).

Table 3. The parameters of the last rinse water W4

Tabela 3. Parametry wody w wannie z ostatniego płukania

Parameter	Before disinfection	After disinfection
pH	5,62	8,68
Turbidity; NTU	38,2	1,62
Conductivity; $\mu\text{S}/\text{cm}$	9,11	4,577
Total Hardness; $\text{mg CaCO}_3/\text{l}$	0	0
DO; $\text{mg O}_2/\text{l}$	7,67	8,44
Permanganate index ; $\text{mg O}_2/\text{l}$	5,2	1,3
TOC; $\text{mg C}/\text{l}$	not detected	not detected
SiO_3^{2-} ; $\text{mg SiO}_2/\text{l}$	14,97	21,50
Mesophilic bacteria ; CFU/1 ml	680 000	14 500
Psychrophilic bacteria; CFU/1 ml	42 000	12 900

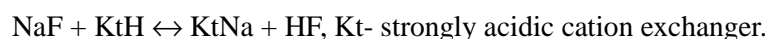
Surprisingly big number of bacteria has been seen in the water after ion-exchange deposits. However, the lack of turbidity and a satisfactory physicochemical parameters of water showed that the cause of technological problems is not the presence of microorganisms. This was completely clear with a big number of bacteria and small organic carbon content and lack of changes in oxygen concentration in the test water samples (Tab. 3).

The results of the analyses of X-ray spectroscopy confirmed the presence of trace amounts of heavy metals: Ti, Cr, Mn, Fe, Ni, Cu, Zn, Pb and potassium, silicon, sulphur and chlorides. Documentation and analysis of characteristics of chemical reagents used cards as flushing solutions, points to such a possibility, since one of the substances included in the flushing solution is potassium silicate (ARDROX).

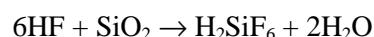
Silicates present in water (Fig.2) attest to the fact that treatment is designed to remove all ions with the exception of silica. The literature indicates that in water solution alkali silicates, for example potassium silicate or sodium, are hydrolysed and produce silicic acid The acid tends to drainage and condensation

with the creation of polysilicon acids. The process of condensation is accompanied by the formation of more and larger molecules, which show a lower solubility in water, giving the colloidal solutions. Better condensates, evolve in the form of gelatinous sediment. The speed of the condensation process largely depends on the pH of the solution, it is the largest in cases where the pH is 6-7 and clearly decreases when the acidity increases or decreases. In aqueous solution strongly alkaline pH approx. 13 and in strongly acidic aqueous solution (pH 2-3), the rate of condensation is very small and diluted a silicic acid is stable. In the natural waters the silicates may exist in the form of ortho-, meta-, and in the form of polyacids. Dissolved in water, there are gems in dissociated form but lowering the pH below the 8.3 undoes dissociation which promotes the formation of polyacids and extract the silica in solid form [1]. Polymerized silicates occur in colloidal form, so it is observed an increase in turbidity and reduce the silicate dissociated content (Fig.2). Other parameters fluctuate slight extent and during the process there is no clear trend of their changes (Tab. 4.).

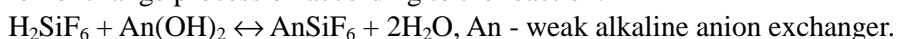
The most effective and efficient method of removing silicates from technological water is ion-exchange method. Silicic acid anion SiO_3^{2-} is removed by strongly alkaline anion exchange resin in the demineralization of water carried out in the system: strongly acidic cation exchanger in hydrogen form and strongly alkaline anion ion-exchanger in hydroxyl form [4]. It is also possible desilicanization of water using weak alkaline anion ion-exchanger. Then, before the hydrogen cation exchanger the NaF should be dosed to water. On cation exchanger there is the following reaction:



HF formed reacts with the silica SiO_2 and forms hexafluorosilicic acid:



Fluorosilicone acid anion is removed from the water during of the ion-exchange process on according to the reaction:



With analysis of the documentation shows that water demineralization system is based on filtration through a strongly acidic cation exchanger and weakly alkaline anion exchanger without NaF dosing.

It seems necessary to supplement the system of additional filter of strongly basic anion exchange resin. Mechanical cleaning combined with disinfection of demineralization station causes temporary improvement, however, the issue of deterioration of water quality persists.

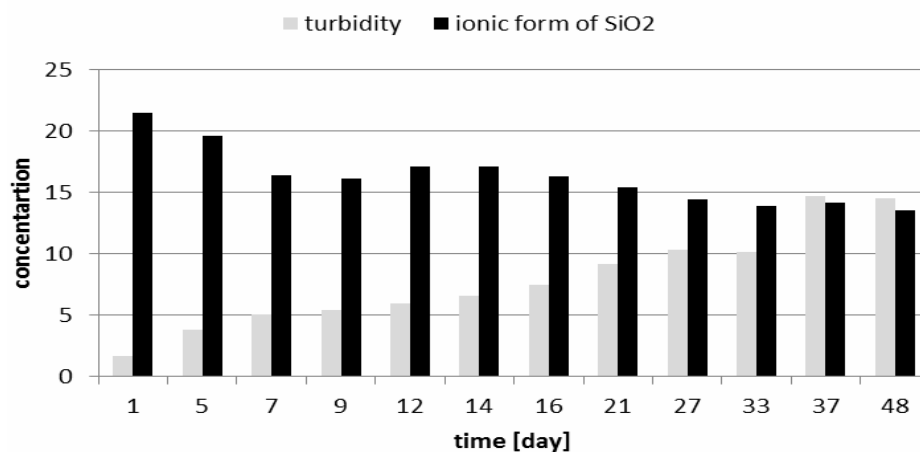


Fig. 2. Change the parameters of rinse water

Rys. 2. Zmiany parametrów wody płuczającej

Table 4. Changes in the quality of rinse water during installation work

Tabela 4. Zmiany jakości wody płuczającej w czasie pracy instalacji

Day	pH	Conduct.; μS/cm	Turbidity; NTU	Total hardn.; mg CaCO ₃ /l	Permang. index; mgO ₂ /l	DO; mgO ₂ /l	SiO ₃ ²⁻ ; mgSiO ₂ /l
1	8,01	4,57	1,62	0	1,3	8,44	21,5
7	8,65	14,82	3,77	0	3,1	8,7	19,58
9	8,38	5,65	5,02	0	2,3	9,55	16,4
11	7,75	8,16	5,39	0	1,7	8,59	17,1
14	7,27	20,17	5,98	0	1,8	8,58	17,06
16	7,51	9,44	6,59	0	2,4	8,23	17,09
18	7,37	6,19	7,47	0	2,1	8,37	16,26
23	7,19	8,07	9,11	0	2,5	8,65	15,44
28	9,13	9,55	10,3	0	2,8	9,03	14,45
34	7,7	4,41	10,1	0	1,9	8,74	13,84
38	7,75	2,66	14,7	0	2,4	8,47	14,11
50	7,6	4,32	14,5	0	2,9	8,91	13,55

4. Conclusions

1. The cause of the deterioration of the quality of the rinsing water and the formation of deposits on the elements is its technology of cleaning.
2. The results of the analyses indicate that the cause of the growth of technological water turbidity on the FPI is formation of polysilicon acid.
3. Polymerized forms of silicates exist in colloidal form, therefore, the observed phenomenon is the emergence of so-called "white water" and the formation of deposits.

4. Improvement of technological water quality can be achieved by:
- carrying out a thorough cleaning of rinsing system and removal of accumulated sediments,
 - maintaining the technological regime on individual stages of the process of rinsing,
 - the insertion additional, strongly alkaline anion exchanger working in hydroxyl circle, in order to continuously removing silicates from the water.

Bibliography

- [1] Bielański A. General and Inorganic Chemistry. PWN Warsaw 2013 ((in polish)).
- [2] Flemming H. Microbial growth on ion exchangers, Water Research, Vol. 21, Issue 7, p. 745-756, 1987.
- [3] Puskarewicz A., Kaleta J. Water treatment for special purposes. Publishing House of Technical University of Rzeszów, 2013 (in polish).
- [4] <http://ce4mro.com/index.php/news> [access: 9 April 2015 r].
- [5] <http://www.cnde.iastate.edu/etc/engineerin%20study%20fluorescent%20penetrant.pdf> [access: 9 April 2015].
- [6] <http://www.ndt.net/article/ecndt98/aero/031/031.htm> [access: 3 April 2015].
- [7] http://www.ndt24.pl/pl/dokumenty/systemy_fpi [access: 3 April 2015].
- [8] http://www.radus.pl/pdf/biuletyny/OCZYSZCZANIE_1.pdf [access: 9 April 2015].

UZDATNIANIE WODY TECHNOLOGICZNEJ DLA POTRZEB PRZEMYSŁU LOTNICZEGO – PROBLEMY EKSPLOATACYJNE

Streszczenie

W artykule przedstawiono technologię uzdatniania wody dla potrzeb linii FPI (fluorescencji i czyszczenia chemicznego) do prowadzenia badań diagnostycznych elementów konstrukcyjnych w zakresie pęknięć, erozji, korozji, ubytków materiału, spójności spawów. W omawianym przykładzie linia fluorescencji i czyszczenia chemicznego składa się ze stacji demineralizacji wody oraz z wanien, w których odbywa się proces płukania produkowanych elementów. Problemem, który pojawił się podczas eksploatacji linii FPI był wzrost mętności i mlecznej barwy wody (tzw. białej wody) w wanie z ostatniego płukania co powodowało powstawanie osadów na płukanych elementach i utrudniało proces diagnostyczny. Na podstawie analiz fizyko-chemicznych i bakteriologicznych dokonano oceny zmian jakości wody podczas procesu czyszczenia. Opisano i rozwiązano problem związany z powstawaniem tzw. „białej wody”. Dokonano analizy konieczności modernizacji stacji uzdatniania oraz zasadności zastosowania procesu dezynfekcji. Analizowano następujące parametry wody: pH, mętność, przewodnictwo, twardość, tlen rozpuszczony, ogólny węgiel organiczny, indeks nadmanganianowy, zawartość SiO₂, metali ciężkich oraz ogólną liczbę bakterii mezofilnych i psychrofilnych.

Słowa kluczowe: krzemionka koloidalna, uzdatnianie wody, linia fluorescencji i czyszczenia chemicznego FPI

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.117

Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK¹
Andrzej STUDZIŃSKI²

ANALIZA I OCENA AWARYJNOŚCI W WYBRANYM SYSTEMIE WODOCIĄGOWYM

W pracy przedstawiono analizę związaną z awaryjnością sieci wodociągowej. Określono wskaźnik intensywności uszkodzeń dla poszczególnych rodzajów przewodów magistralnych, rozdzielczych oraz przyłączy wodociągowych. Przedstawiono również charakterystykę sieci wodociągowej, jej strukturę wiekową oraz materiałową. Przeprowadzono analizę przyczyn występowania awarii oraz czasu odnowy. Zauważono, że prowadzone przedsięwzięcia inwestycyjno-modernizacyjne sieci wodociągowej w rozpatrywanym systemie wodociągowym wpłynęły na zmniejszenie się intensywności uszkodzeń. Ogólna długość sieci wodociągowej wynosiła 142,3 km, w tym 75,2 km przypadało na przewody rozdzielcze, 52,1 km stanowi długość przyłączy wodociągowych oraz 15 km to przewody magistralne. Najwięcej awarii w sieci wodociągowej odnotowano w miesiącu grudniu (161 awarii), natomiast miesiącem, w którym występowało najmniej uszkodzeń był miesiąc czerwiec (57 awarii). Głównymi przyczynami występowania awarii w miesiące były korozja przewodów (40,2%) oraz pęknięcia wodociągu (29,22%). Znaczny udział miała również nieszczelność złączy, która stanowiła 18% ogółu uszkodzeń. Średnia jednostkowa intensywność uszkodzeń w analizowanym okresie wynosiła dla przewodów rozdzielczych $0,92 \text{ uszk} \cdot \text{km}^{-1} \cdot \text{rok}^{-1}$, dla przewodów magistralnych $0,55 \text{ uszk} \cdot \text{km}^{-1} \cdot \text{rok}^{-1}$, z kolei dla przyłączy wodociągowych $1,00 \text{ uszk} \cdot \text{km}^{-1} \cdot \text{rok}^{-1}$. Najwięcej awarii usuwano w przeciągu 5-7 godzin od ich zgłoszenia.

Słowa kluczowe: awaryjność, intensywność uszkodzeń, sieć wodociągowa, niezawodność

1. Wprowadzenie

System zaopatrzenia w wodę ma za zadanie zapewnić dostawę wody w odpowiedniej ilości, pod wymaganym ciśnieniem i o odpowiedniej jakości, w dowolnej chwili czasu oraz w założonych warunkach eksploatacji. Dla odbiorcy oznacza to eliminację zdarzeń zagrażających zdrowiu lub życiu ludzi albo

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Katarzyna Pietrucha-Urbanik, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, tel. 17 8651703, kpiet@prz.edu.pl

² Andrzej Studziński, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, tel. 17 8651703, astud@prz.edu.pl

szczególnie wysokich strat ekonomicznych, a więc decydujące są ciągłość dostawy wody i bezpieczeństwo [11, 13]. Są one wynikiem nie tylko sprawności urządzeń i obiektów w systemie wodociągowym, wynikają również z niezawodności otoczenia, poprzez czynniki przyrodnicze oraz czynniki antropogeniczne jak zanieczyszczenia incydentalne źródeł wody, działania terrorystów, czy czynniki techniczne, np. przerwy w dostawie energii elektrycznej. Dlatego ważna jest analiza awaryjności sieci wodociągowej, zarówno z punktu widzenia odbiorcy wody, jak i przedsiębiorstwa wodociągowego, która została min. przedstawiona w pracach [1-10, 12].

Zaprezentowana analiza może posłużyć do opisywania funkcjonowania systemów wodociągowych.

2. Charakterystyka sieci wodociągowej

W okresie objętym analizą sieć wodociągowa ulegała ciągłej rozbudowie. W 2000 roku ogólna długość sieci wodociągowej wynosiła 72,3 km, natomiast pod koniec badanego okresu w 2014 roku długość sieci zwiększyła się o 64 km i dla przewodów magistralnych wynosiła 15 km, dla przewodów rozdzielczych 75,2 km oraz dla przyłączy wodociągowych 52,1 km. Równoległe ze wzrostem długości sieci wodociągowej zwiększyła się liczba przyłączy wodociągowych prowadzących do budynków jednorodzinnych oraz zbiorowego zamieszkania, ich długość w 2000 roku wyniosła 29 km, z kolei w 2014 roku długość przyłączy wodociągowych liczyła 52,1 km.

W analizowanym systemie wodociągowym struktura wiekowa przewodów wodociągowych według okresu eksploatacji jest następująca:

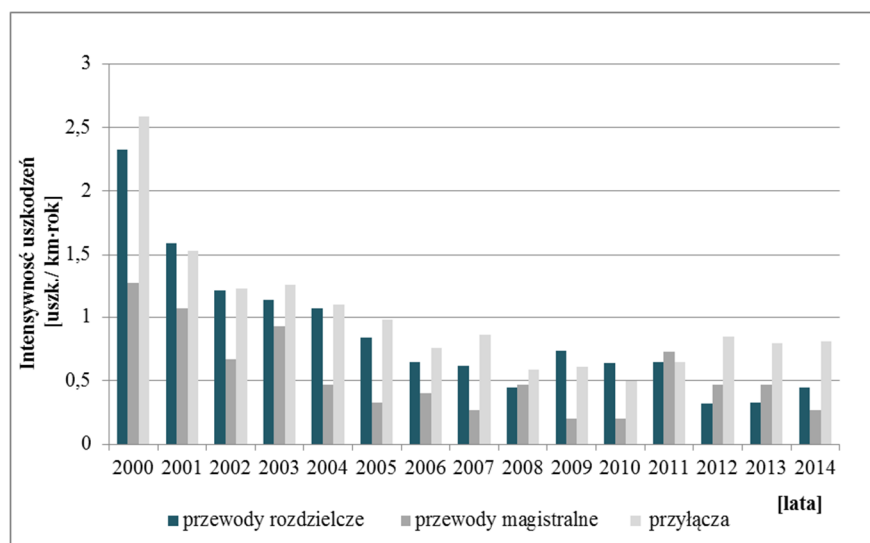
- do 10 lat – 26,7%,
- od 11 do 25 lat – 26,6%,
- powyżej 26 lat – 46,7%.

Pomimo intensywnej rozbudowy oraz wymiany starych przewodów na przewody z tworzyw sztucznych, to w strukturze sieci wodociągowej nadal duży udział mają tradycyjne materiały: żeliwo 50,3 km (35%), a także stal - 7%. Przewody wykonane z PVC stanowią 21,5 km (15%) oraz PE 60 km (42%) ogółu sieci wodociągowej.

3. Analiza awaryjności sieci wodociągowej

Eksploatacja sieci wodociągowej wymaga nie tylko właściwego funkcjonowania i zarządzania w odpowiedni sposób, ale również przywrócenia właściwości technicznych w wyniku wystąpienia awarii. Strategie odnowy sieci wodociągowych powinny być oparte na prowadzonych systematycznie badaniach dotyczących awaryjności. Po kilkudziesięciu latach eksploatacji można zaobserwować tendencję do zwiększania się intensywności uszkodzeń przewodów wo-

dociągowych, w takich przypadkach należy zastosować naprawę, bądź wymianę przewodów. Do oceny konieczności dokonywania przyszłej modernizacji zastosowano wskaźnik intensywności uszkodzeń [5, 6, 12], który wyznaczono jako iloraz liczby uszkodzeń do długości danego rodzaju przewodów w ciągu jednego roku, co dla badanej sieci przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Intensywność uszkodzeń poszczególnych rodzajów przewodów wodociągowych
Fig. 1. The failure rate of different water pipes

Średnia jednostkowa intensywność uszkodzeń w okresie analizowanym dla przewodów rozdzielczych wynosiła 0,87 uszk./km-rok, dla przewodów magistralnych 0,55 uszk./km-rok oraz dla przyłączy wodociągowych 1,01 uszk./km-rok.

Dane przedstawiające intensywność uszkodzeń ukazują systematyczny spadek uszkodzeń sieci wodociągowej. Największą intensywność uszkodzeń odnotowano dla przewodów rozdzielczych oraz przyłączy wodociągowych. Wyznaczone wartości intensywności w ostatnim roku analizy nie przekroczyły wartości granicznych, dla przewodów rozdzielczych 0,45 uszk./km-rok wobec granicznej wartości 0,5 uszk./km-rok, dla przewodów magistralnych 0,27 uszk./km-rok ($\lambda_{gr.} = 0,3$ uszk./km-rok) oraz dla przyłączy wodociągowych 0,81 uszk./km-rok ($\lambda_{gr.} = 1,0$ uszk./km-rok) [8].

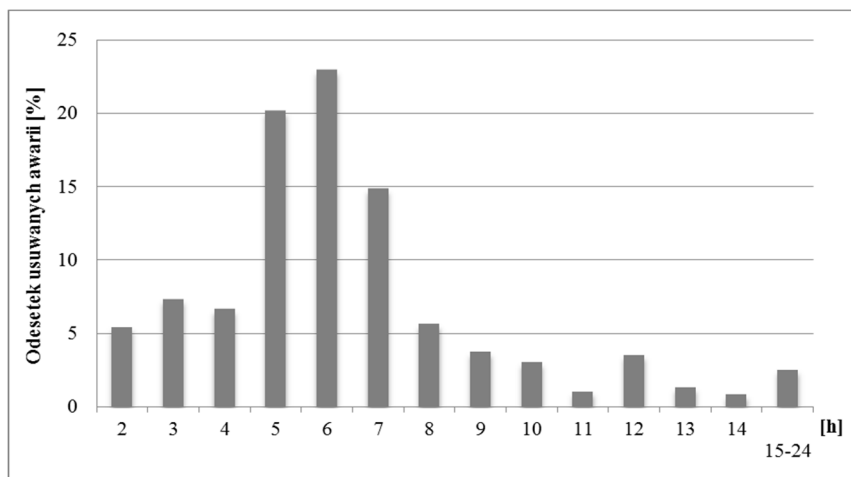
Najwięcej awarii na sieci wodociągowej odnotowano na przewodach o średnicy DN 100 w liczbie 143, gdzie czas usuwania awarii wyniósł od 2 do 22 godzin, średnio 3,8 godzin. Najmniej awarii wystąpiło na przewodach o średnicy DN 500 w liczbie 4 awarii, na których czas usuwania wyniósł od 3 do 14, średnio 8 godzin. Najdłużej trwające awarie - 24 godziny odnotowano na przewodach o średnicy DN 300 oraz DN 50 (tab. 1).

Tablica 1. Czas usuwania uszkodzeń sieci wodociągowej w zależności od średnicy w latach 2000-2014

Table 1. The removal time of the water network failure, depending on the diameter in the period 2000-2014

Średnica nominalna	Liczba awarii	Czas odnowy	
		zakres zmian	wartość średnia
DN 500	4	3-14	8,0
DN 300	23	2-24	7,7
DN 250	25	2-19	6,4
DN 200	16	3-12	6,0
DN 150	26	3-20	6,8
DN 100	143	2-22	3,8
DN 80	32	2-17	5,8
DN 65	5	2-12	6,6
DN 50	17	3-24	7,4
DN40	12	2-12	5,8
DN 32	14	3-14	5,4
DN 25	8	5-8	6,6
Razem	325	2-24	5,3

W okresie objętym analizą odnotowano 1 232 awarie, które zostały usunięte w przeciągu 1 083 godzin, największą liczbą awarii (58,1%) została usunięta w czasie od 5 do 7 godzin. Awarie usunięte w ciągu 5 godzin, stanowiły 20,2%, z kolei usunięte w przeciągu 6 godzin 23% awarii. Odnotowano również 2,6% awarii, których czas usuwania wynosił od 15 do 24 godzin (rys. 2).

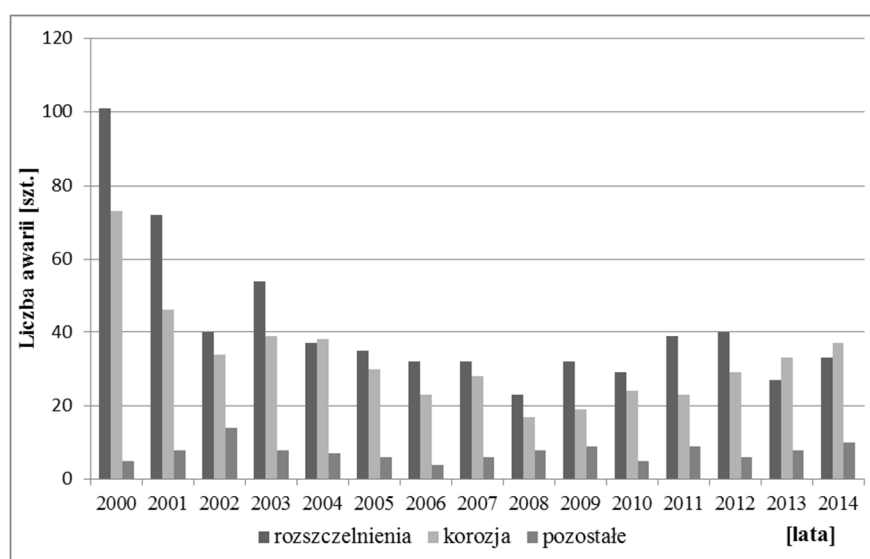


Rys. 2. Rozkład czasu usuwania awarii

Fig. 2. The removal time of failure

Biorąc pod uwagę pory roku najwięcej awarii miało miejsce w okresie jesienno-zimowym w liczbie 702, co było wynikiem przemarzania gruntu. W rozkładzie miesięcznym najwięcej awarii w sieci wodociągowej odnotowano w miesiącu grudniu (161 awarii), natomiast miesiącem, w którym występowało najmniej uszkodzeń był miesiąc czerwiec (57 awarii).

Najczęstszymi przyczynami występowania awarii były rozszczelnienia wodociągu (47,22%) (rys. 3). Znaczny udział ma również korozja, które stanowiła 40,02% przyczyn ogółu uszkodzeń. Najmniejszy udział miały uszkodzenia obejmujące stanowiące 1,79%, uszkodzenia przyłączy (2,92%) oraz zasuw (3,57%).



Rys. 3. Liczba awarii na sieci wodociągowej z podziałem na rodzaj uszkodzenia

Fig. 3. Number of failures on water network in division of failure cause

Największy udział w występowaniu awarii miały rozszczelnienia oraz korozja. Na tak duży udział w występowaniu awarii spowodowanych rozszczelnieniami oraz korozją ma fakt, iż znaczna część przewodów w badanym systemie wodociągowym wykonana jest ze stali oraz żeliwa, są to najstarsze przewody, które wykazują znaczące zużycie korozyjne.

4. Podsumowanie

W badanym systemie zaopatrzenia w wodę obserwuje się sukcesywny spadek intensywności uszkodzeń przewodów wodociągowych. Wynika z dwóch przyczyn: rozbudowy (w badanym okresie długość sieci przyrosła o 88,5%) i związanym z nią zmniejszeniem średniego wieku przewodów oraz postępującej wymiany najstarszych rurociągów, w wyniku której osiągnięto zmniejszenie

rocznej liczby awarii z 179 w 2000 roku do około 70 w latach 2013 i 2014. W konsekwencji prawidłowa polityka eksploatacyjna pozwoliła na osiągnięcie wartości intensywności uszkodzeń przewodów zalecane w literaturze [8].

Zauważono wyraźną sezonowość uszkodzeń, największa liczba awarii przypada na miesiące zimowe. Wśród przyczyn awarii dominują rozszczelnienia, bardzo istotnym czynnikiem jest również korozja przewodów, która dotyczy najstarszych rurociągów wykonanych z żeliwa szarego oraz stali. Ponad 80% awarii usunięto w czasie nie przekraczającym 8 h, co jest typowe w skali kraju.

Problematyka awaryjności stanowi szczególnie istotne zagadnienie w ocenie funkcjonowania systemów zaopatrzenia w wodę, gdzie możliwe konsekwencje zdarzeń niepożądanych mogą dotyczyć zdrowia i życia odbiorców wody. Szczególnie ważny dla konsumentów wody jest aspekt jej jakości i ciągłości dostawy, jak również poważne konsekwencje może pociągać za sobą długotrwała przerwa w dostawie wody, przykładowo uniemożliwiając gaszenie pożarów. Dlatego koniecznym jest prowadzenie okresowych analiz związanych z awaryjnością rurociągów wodociągowych.

Literatura

- [1] Hotłoś H.: Ilościowa ocena wpływu wybranych czynników na parametry i koszty eksploatacji sieci wodociągowych. Politechnika Wroclawska, Wrocław 2007.
- [2] Iwanek R., Leń T.: Analiza uszkodzalności sieci wodociągowej eksploatowanej przez SPGK w Sanoku, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15), s. 153-166.
- [3] Iwanek M., Kowalska B., Kowalski D., Kwietniewski M., Miszta-Kruk K., Mikołajuk P.: Wpływ różnych czynników na awaryjność sieci wodociągowej w układzie przestrzennym – studium przypadku, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15), s. 167-183.
- [4] Kwietniewski M., Rak J.: Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Studia z Zakresu Inżynierii, nr 67. Polska Akademia Nauk, Warszawa 2010.
- [5] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczewicz H.: Niezawodność wodociągów i kanalizacji. Arkady, Warszawa 1993.
- [6] Mays W. L.: Reliability analysis of water distribution systems. American Society of Civil Engineers, New York 1989.
- [7] Pietrucha-Urbanik K.: Prioritizing water pipe renewal using fuzzy set theory Journal of KONBiN 1(33)2015, p. 243-250. DOI 10.1515/jok-2015-032.
- [8] Rak J.: Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, vol. 28. Wydawn. Drukarnia Liber Duo Kolor, Lublin 2005.
- [9] Studziński A., Pietrucha-Urbanik K., Mędrala A.: Analiza strat wody oraz awaryjności w wybranych systemach zaopatrzenia w wodę, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, t. XXXI, z. 61 (4/14), 2014, s. 193-201. DOI:10.7862/rb.2014.144.

- [10] Tchórzewska-Cieślak B., Rak. R. J.: Propozycja nowej systematyki własności funkcjonowania systemu na przykładzie systemu zaopatrzenia w wodę. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, vol. 5, 2008, s. 20-22.
- [11] Wieczysty A.: Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, Kraków 2001.
- [12] Wieczysty A., *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Politechniki Krakowskiej, Tom 1, cz. 1 i 2, Kraków 1990.
- [13] Zimoch I.: Zintegrowana metoda analizy niezawodności funkcjonowania i bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę. Wydaw. Politechniki Śląskiej, Gliwice 2011.

ANALYSIS AND ASSESSMENT OF FAILURE IN CHOSEN WATER SUPPLY SYSTEM

Summary

The paper presents analysis of failure rate associated with the water supply network. Failure rate indicator was determined for mains, distributional and water supply connections. It also presents the characteristics of the water supply system, its age structure, material and the length of each water pipes. An analysis of water supply failure depending on the cause and the renewal time was presented. Investment and modernization of water supply network in the water supply system contributed to a decrease in the failure rate, which in the last year of the study does not exceed the criterion level. The total length of water supply network was 142.3 km, including 75.2 km for distributional, 52.1 kilometers is the length of water supply connections and 15 km is for the main. Most failures in the water supply network was recorded in the month of December (161 failure), while the month in which occurred the least failure was the month of June (57 failures). The main causes of the occurrence of a failure in the city were pipes corrosion of about 40.2% and 29.22% for water pipe rupture. For months, which was dominated by corrosion damage were the months of autumn and winter, as November and December. Significant involvement of leaking joints, which accounted for 18% of total damage. The average unit rate of failures in the reporting period amounted 0,92 uszk·km⁻¹·rok⁻¹, for mains 0,55 uszk·km⁻¹·rok⁻¹, while for water supply connections 1,00 uszk·km⁻¹·rok⁻¹. Most failures were removed within 5-7 hours after its submission.

Keywords: failure, failure rate, water network, reliability

Przesłano do redakcji: 29.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.118

**Bernadeta RAJCHEL¹
Krzysztof CHMIELOWSKI²**

PRÓBA ZASTOSOWANIA GEORADARU DO LOKALIZACJI STREF ZDEGRADOWANYCH

W artykule dokonano analizy wykorzystania metody georadarowej do lokalizacji obszarów zdegradowanych. Jest to metoda bezinwazyjna, pozwalająca na rozpoznanie płytkiej budowy geologicznej, monitoring procesów zachodzących w gruncie, wykrywanie pustek, lokalizację obiektów naturalnych i antropogenicznych w ośrodku geologicznym. Georadar znalazł szerokie zastosowanie w rozwiązywaniu problemów związanych z ochroną środowiska. Używa się go do poszukiwania obiektów (beczek, zbiorników itp.) pochodzenia antropogenicznego zakopanych w ziemi, a także do określania granic stref zanieczyszczeń w ziemi – wycieki substancji organicznych i nieorganicznych, jak również do ustalenia efektywności remediacji zanieczyszczonego gruntu. Autorzy zadali sobie pytanie czy za pomocą georadaru da się ustalić głębokość składowanych odpadów oraz miąższość warstwy rekultywacyjnej gruntu. W referacie przedstawiono wyniki pomiarów georadarowych wykonanych na terenie byłego wysypiska odpadów znajdującego się na obrzeżach miasta Krosna. Eksploatacja wysypiska trwała czterdzieści lat: od 1970 r. do 1984 r. Nie ma danych dotyczących masy i morfologii odpadów zdeponowanych na składowisku. Obecnie teren po składowisku zajmują nieużytki oraz boisko sportowe. Do pomiarów został użyty georadar Detektor Duo włoskiej firmy IDS. Georadar współpracuje z dwoma antenami o częstotliwościach: 250 MHz i 700 MHz. Za pomocą georadaru nie ma możliwości określenia rodzaju deponowanych odpadów, ale można wyznaczyć zarys strefy zdegradowanej oraz warstwy rekultywacyjnej. Metoda georadarowa może być stosowana do wstępnego rozpoznania stref zdegradowanych, biorąc pod uwagę panujące w danym terenie czynniki środowiskowe.

Słowa kluczowe: technika georadarowa, rozpoznanie, wysypisko odpadów, rekultywacja

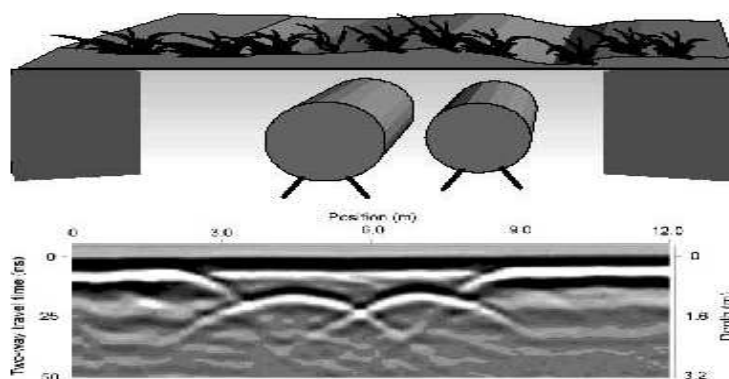
¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Bernadeta Rajchel, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa im. St. Pigoń w Krośnie, 38-400 Krosno, ul. Dmochowskiego 12, 13 4375590, brajchel@wp.pl

² Krzysztof Chmielowski, Uniwersytet Rolniczy im. Hugona Kołłątaja w Krakowie, 30-059 Kraków, al. Mickiewicza 24/28, tel. 12 6624187 k.chmielowski@ur.krakow.pl

1. Wprowadzenie

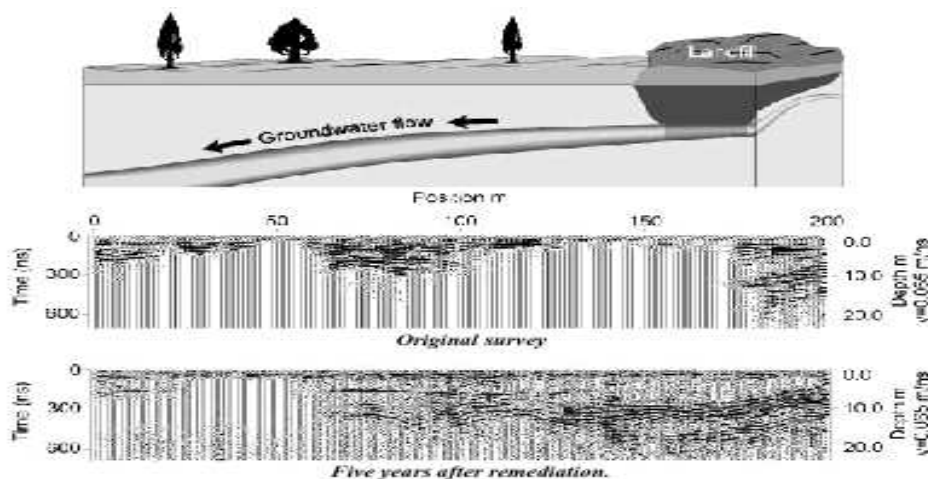
Metoda georadarowa (z ang. GPR - Ground Penetrating Radar) jest metodą geofizyczną, która polega na wysyłaniu impulsów fal radiowych (elektromagnetycznych) o częstotliwościach od 10 MHz do kilku GHz [4]. Jest to metoda bezinwazyjna, pozwalająca na rozpoznanie płytkiej budowy geologicznej, monitoring procesów zachodzących w gruncie, wykrywanie pustek, lokalizację obiektów naturalnych i antropogenicznych w ośrodku geologicznym. Wadą tej metody jest ograniczony zasięg głębokościowy, szacowany na ok. 20 m [2], natomiast zaletą - wysoka rozdzielczość, umożliwiająca z centymetrową dokładnością lokalizację badanego obiektu. Metoda georadarowa ma wiele zastosowań w bardzo różnych dziedzinach, takich jak: geologia, hydrogeologia, archeologia [5], budownictwo [7], lokalizacja i inwentaryzacja infrastruktury podziemnej [6], kryminalistyka, militaria, ochrona środowiska i w wielu innych, a także próbach wykorzystania georadaru w kolejnych dyscyplinach.

Georadar znalazł szerokie zastosowanie w rozwiązywaniu problemów związanych z ochroną środowiska. Używa się go do poszukiwania obiektów (beczek, zbiorników itp.) pochodzenia antropogenicznego zakopanych w ziemi (Rys. 1), a także do określania granic stref zanieczyszczeń w ziemi - wycieki substancji organicznych i nieorganicznych, jak również do ustalenia efektywności remediacji zanieczyszczonego gruntu (Rys. 2). Przykładem może być wykorzystanie georadaru do lokalizacji zanieczyszczeń ropopochodnych przy awariach zbiorników na stacjach paliw, modelowanie kierunku i szybkości migracji tych zanieczyszczeń [3]. Lokalizacja stref skażonych węglowodorami jest trudnym zadaniem, ze względu na brak wyraźnej granicy pomiędzy strefą skażoną a niezanieczyszczoną.



Rys. 1. Echogram obrazujący lokalizację zakopanych zbiorników. Aparatura pulseEKKO IV, antena 200 MHz; opracowano na podstawie [1]

Fig. 1. An echogram illustrating buried tanks location. Measurement device PulseEKKO IV with 200 MHz antenna; on the basis of [1]



Rys. 2. Echogram zarejestrowany w Ontario, Kanada, widoczne wymywanie zanieczyszczeń do wód podziemnych oraz stan zanieczyszczenia gruntu i wody podziemnej przed i po remediacji. Aparatura pulseEKKO GPR, antena o częstotliwości 50 MHz; opracowano na podstawie [1]

Fig. 2. An echogram registered in Ontario, Canada, visible contaminants leaching to underground water and grout contamination state before and after remediation. Measurement device pulseEKKO GPR with 50 MHz antenna; on the basis of [1]

Głównym celem przeprowadzonych badań była próba wykorzystania georadaru w zagadnieniach związanych z ochroną środowiska, a dokładniej analiza użyteczności tej techniki geofizycznej w wyznaczaniu stref zdegradowanych na terenach zamkniętych wysypisk odpadów.

2. Aparatura pomiarowa

Do pomiarów został użyty georadar Detektor Duo włoskiej firmy IDS (Rys. 4). Georadar współpracuje z dwoma antenami o częstotliwościach: TR 250 MHz (tzw. antena „głęboka”) i TR 700 MHz (tzw. antena „płytką”). W tego rodzaju georadarze wyzwalanie sygnału odbywa się w stałych interwałach odległościowych za pomocą kółka pomiarowego. Wszystkie parametry pomiarowe, takie jak: wzmacnienie, dobór filtrów, czy okno czasowe, są ustawione automatycznie. Zapis danych nieprzetworzonych następuje na nośniku magnetycznym. Jednostka centralna georadaru połączona jest z komputerem za pomocą sieci Ethernet 10/100 Mbit/s. Urządzenie zasilane jest z akumulatora 12 V [8].

3. Teren badań

Pomiary przeprowadzono na terenie nieczynnego, przykrytego warstwą rekultywacyjną wysypiska odpadów komunalnych zlokalizowanego na terenie

osiedla Traugutta w Krośnie, działki nr 285/1 i 285/2 (dane z www.geoportal.gov.pl, dane te nie są danymi ewidencji gruntów i budynków w rozumieniu przepisów rozporządzenia Ministra Rozwoju Regionalnego i Budownictwa z dnia 29 marca 2001r. w sprawie ewidencji gruntów i budynków) (Rys. 3). Jest to obszar o powierzchni ok. 6,6 ha. Eksploatacja wysypiska trwała czternaście lat: od 1970 r. do 1984 r. Nie ma danych dotyczących masy i morfologii odpadów zdeponowanych na składowisku. Obecnie teren po składowisku zajmują nieużytki oraz boisko sportowe o powierzchni ok. 56 arów (widoczna na rysunku 4 część działki 285/2 o prostokątnym zarysie). Na terenie tego boiska wykonano dziesięć profili georadarowych (Rys. 4).



Rys. 3. Zdjęcie satelitarne terenu badań z numerami działek oraz zaznaczonymi profilami georadarowymi; opracowano na podstawie [9]

Fig. 3. Satellite image of research terrain with lots numbers and marked GPR profiles; on the basis of [9]

Dla wykonującego pomiary georadarowe dobrze jest, jeśli o badanym terenie dostępnych jest jak najwięcej informacji - w tym przypadku znana jest tylko lokalizacja obiektu badań.

Bardzo istotny jest wybór anten o odpowiedniej częstotliwości, aby zasięg pomiaru georadarem nie był mniejszy niż głębokość, na której znajdują się poszukiwane obiekty. Anteną o częstotliwości 250 MHz można wykonać pomiar do głębokości 6 m, więc dla potrzeb niniejszych badań częstotliwość tej anteny jest wystarczająca.



Rys. 4. Teren badań z poglądowo naniesionymi profilami georadarowymi

Fig. 4. Terrain of research with pictorial alluvial GPR profiles

Wpływ na wyniki pomiarów georadarowych mają czynniki środowiskowe, otoczenie, podłoże, które należy określić przed rozpoczęciem badań. Przymierzalną część podłoża to grunt nasypowy - warstwa rekultywacyjna. Poniżej znajdują się odpady komunalne składowane na naturalnym podłożu gruntowym. Teren pokryty jest roślinnością (na badanym obszarze występuje roślinność trawiasta, nie ma drzew czy krzewów). Informacja na temat szaty roślinnej jest ważna, ponieważ występujące w podłożu korzenie drzew mogłyby powodować zakłócenia i dawać fałszywy obraz falowy. Istotną przy pomiarach jest również wilgotność podłoża. Wykonywanie pomiarów przy dużej wilgotności gruntu (np. po kilkudniowych opadach) powoduje zmniejszenie zasięgu głębokościowego georadaru. Pomiarów wykonano w okresie suchym, bezdeszczowym, więc badane podłoże gruntowe nie będzie wpływać negatywnie na głębokość pomiaru.

Należy także określić czy na badanym terenie występują czynniki, które mogłyby uniemożliwić przeprowadzenie pomiarów. Do takich czynników należy zaliczyć, np. linie energetyczne, nadajniki fal elektromagnetycznych o wysokiej mocy. Żadne z powyższych nie występują. Teren jest łatwo dostępny i sprzyjający pomiarom georadarowym.

4. Wyniki badań

Uzyskane w czasie badań terenowych echogramy poddano następującym procedurom przetwarzania (z użyciem programu GRESWIN 05.01.002):

- usunięcie treści echogramu ponad miejscem zera czasu (ang. move start time);
- usunięcie tła (ang. background removal);
- zastosowanie pionowego filtra częstotliwościowego pasmowoprzepustowego (ang. vertical bandpass filter);
- wzmocnienie sygnału w czasie (ang. smoothed gain).

Spośród wykonanych dziesięciu profili, wybrano pięć interesujących i zaprezentowano poniżej. Długość każdego z profili wynosi ok. 18 m. Na obszarze boiska sportowego wykonano po trzy profile georadarowe równoległe do siebie w odległości 0,5 m, a także dwa profile prostopadłe do powyższych. Wzdłuż ścieżki wykonano kolejne dwa profile georadarowe (Rys. 4).

Na zarejestrowanych echogramach widoczny jest szereg drobnych anomalii, pochodzących od różnego rodzaju odpadów, deponowanych w tym miejscu w latach 70-tych. Natomiast nie ma wyraźnych, jednoznacznych anomalii, które świadczyłyby o występowaniu większych fragmentów odpadów czy elementów metalowych, dających mocny impuls elektromagnetyczny. Można przypuszczać, że po upływie trzydziestu lat od zakończenia eksploatacji wysypiska, znajdujące się na nim odpady komunalne uległy częściowemu rozkładowi. Na rysunku 5 zaprezentowano stan odpadów nawierconych podczas montowania sond monitoringowych, natomiast na rysunku 6 przedstawiono wygląd zewnętrzny wysypiska, które przez część osób nadal uważane jest za miejsce, gdzie bezkarnie można wyrzucać zużyte rzeczy.



Rys. 5. Stan odpadów nawierconych podczas montowania sond monitoringowych

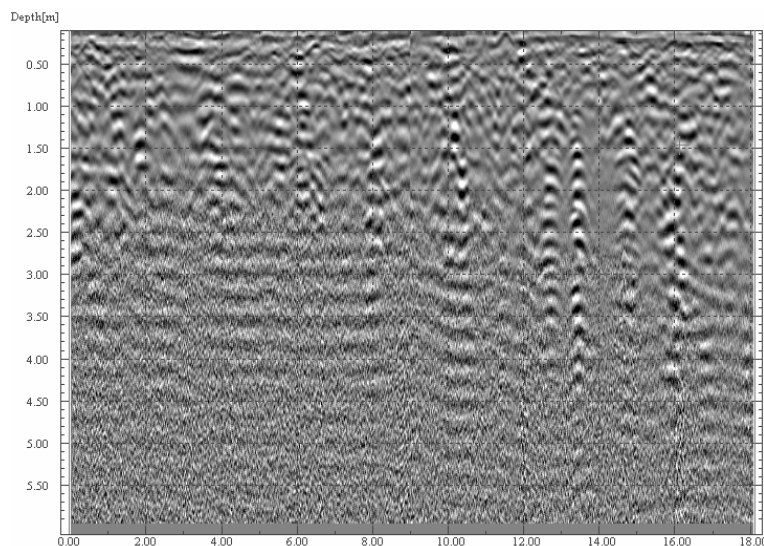
Fig. 5. Wasted drilled state during mounting monitoring probes



Rys. 6. Wygląd wysypiska obecnie - jako dzikie wysypisko śmieci

Fig. 6. Current waste dump appearance – as wild waste dump

Głębokość deponowanych odpadów w zależności od miejsca wykonanego badania jest różna i waha się od 1,50 m do 3,50 m. Miąższość warstwy rekultywacyjnej gruntu wynosi od 0,10 do 0,50 m. Mniejsza grubość tej warstwy znajduje się na utwardzonej ścieżce biegnącej wzdłuż boiska sportowego (Rys. 7, 8), gdzie warstwa gruntu została zagęszczona, natomiast większą jej grubość obserwuje się na terenie samego boiska (Rys. 9-11).

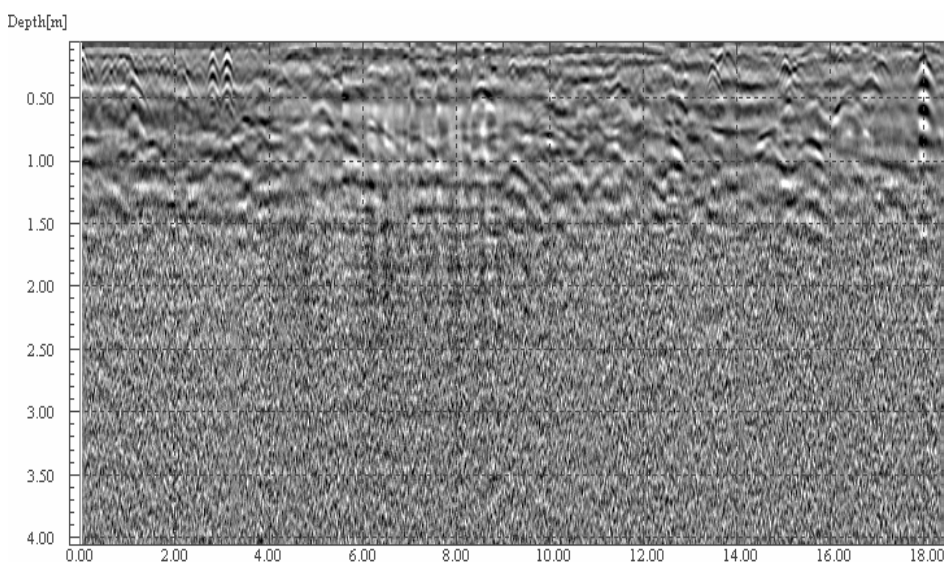


Rys. 7. Profil georadarowy aa. Echogram zarejestrowany na utwardzonej ścieżce wzdłuż boiska. Aparatura IDS/GPR, antena ekranowana 250 MHz

Fig. 7. Georadar profile aa. Echogram registered on hardened path along playing field. Measurement device IDS/GRP, shielded antenna 250 MHz

Profil georadarowy aa (Rys. 7) został zarejestrowany anteną o częstotliwości 250 MHz, przy użyciu której zasięg głębokościowy pomiaru wynosi do 6 m. Na tym echogramie widać, że na głębokościach większych niż 4,0-4,5 m nie obserwuje się żadnych anomalii, dlatego też kolejne pomiary wykonano anteną o częstotliwości 700 MHz, gdzie zasięg pomiaru jest mniejszy (do 4,0 m), ale wystarczający dla niniejszych badań, a za to rozdzielczość obrazu wyższa przy tej częstotliwości anteny.

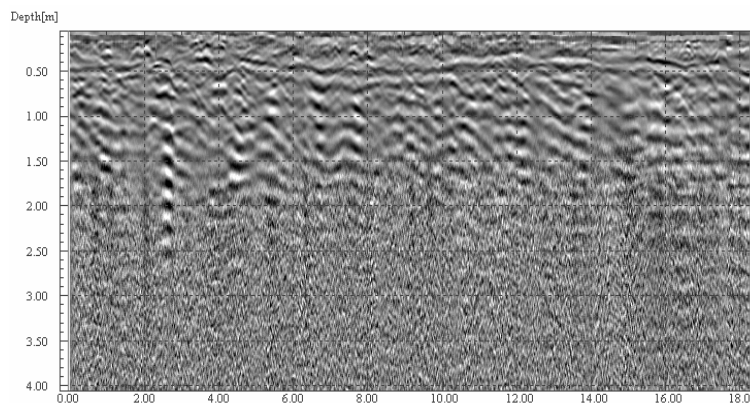
Kolejny echogram ag (Rys. 8) jest przedłużeniem echogramu aa. Na echogramie ag widoczne są zmienione strefy na długości profilu od 5,0 do 9,0 m. Prawdopodobnie w tym miejscu zdeponowane są odpady jakościowo inne od odpadów otaczających. Niewielkie anomalie w górnej części echogramu, pojawiające się prawie na całej długości profilu mogą świadczyć o obecności frakcji kamienistej, gruzu budowlanego w warstwie rekultywacyjnej gruntu.



Rys. 8. Profil georadarowy ag. Echogram zarejestrowany na utwardzonej ścieżce wzdłuż boiska. Aparatura IDS/GPR, antena ekranowana 700 MHz

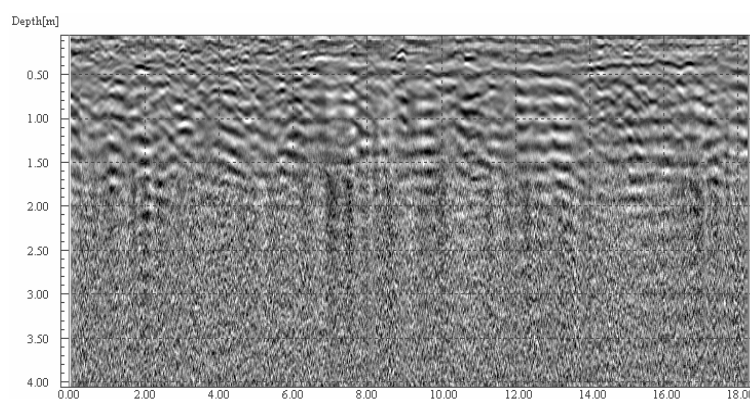
Fig. 8. Georadar profile ag. Echogram registered on hardened path along playing field. Measurement device IDS/GRP, shielded antenna 700 MHz

Na echogramie ac (Rys. 9) na głębokości 0,5 m pojawia się anomalia (linia prosta) obrazująca granicę między warstwą rekultywacyjną, a zdeponowanymi odpadami. Widoczne są również miejsca (m. in. na 13 i 14 m profilu) z anomaliami świadczącymi o obecności odpadów o różnych właściwościach. Ilość takich miejsc zwiększa się na kolejnym profilu georadarowym ai (Rys. 10) wykonanym równoległe do profilu ac w odległości 0,5 m.



Rys. 9. Profil georadarowy ac. Echogram zarejestrowany na boisku. Aparatura IDS/GPR, antena ekranowana 700 MHz

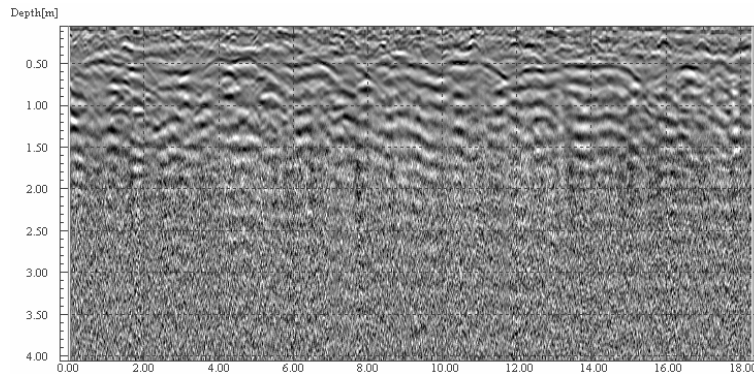
Fig. 9. Georadar profile ac. Echogram registered on playing field. Measurement device IDS/GRP, shielded antenna 700 MHz



Rys. 10. Profil georadarowy ai. Echogram zarejestrowany na boisku. Aparatura IDS/GPR, antena ekranowana 700 MHz

Fig. 10. Georadar profile ai. Echogram registered on playing field. Measurement device IDS/GRP, shielded antenna 700 MHz

Echogram ae (Rys. 11), wykonany prostopadle do echogramów ac oraz ai, potwierdza obecność na głębokości 0,5 m granicy między warstwą rekultywacyjną gruntu, a warstwą odpadów. Wyklucza to możliwość występowania na tej głębokości np. wąskiego obiektu ciągłego (typu rury, kable) - wówczas przy pomiarze wykonanym prostopadle pojawiłaby się pojedyncza anomalia o kształcie hiperboli. Wyraźnie widoczna jest różnica między obrazem anomalii występujących powyżej (grunt) a poniżej (odpady) poziomu 0,5 m.



Rys. 11. Profil georadarowy ae. Echogram zarejestrowany na boisku. Aparatura IDS/GPR, antena ekranowana 700 MHz

Fig. 11. Georadar profile ae. Echogram registered on playing field. Measurement device IDS/GRP, shielded antenna 700 MHz

5. Podsumowanie

Metoda georadarowa może być stosowana do wstępnego rozpoznania stref zdegradowanych, biorąc pod uwagę panujące w danym terenie czynniki środowiskowe.

Interpretacja pomiarów georadarowych, oparta na analizie echogramów, pokazuje, że za pomocą tej techniki geofizycznej:

- można określić miąższość warstwy rekultywacyjnej;
- można określić głębokość deponowanych odpadów;
- można określić strefy występowania zarówno gruntu zmienionego antropogenicznie, jak i gruntu naturalnego;
- można wyznaczyć granicę między poszczególnymi strefami;
- nie ma możliwości określenia rodzaju deponowanych odpadów.

Literatura

- [1] Annan A.P.: Ground Penetrating Radar, Workshop Notes, Sensor and Software Inc., Canada, 2001, s. 1-192.
- [2] Fajkiewicz Z., Mikoś T., Radomiński J.: Geofizyczne poszukiwania form antropogenicznych, w tym starych wyrobisk górniczych, w Złotym Stoku, Prace Naukowe Instytutu Górnictwa Politechniki Wrocławskiej, Nr 117, 2006, s. 63-73.
- [3] Gołębiowski T.: Zastosowanie metody georadarowej do detekcji i monitoringu obiektów o stochastycznym rozkładzie w ośrodku geologicznym, Wydawnictwa AGH, Rozprawy Monografie 251, Kraków 2012, s. 1-257.
- [4] Karczewski J.: Zarys metody georadarowej, Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków, 2007, s. 1-246.

- [5] Rajchel B.: Możliwość zastosowania metody georadarowej w badaniach archeologicznych i hydrogeologicznych. [W:] Środowisko przyrodnicze i walory turystyczne południowo-wschodniej Polski i zachodniej Ukrainy, redakcja: Rak J. Wyd. Muzeum Regionalne, Brzozów, 2011, s. 179-200.
- [6] Rajchel B.: Ocena przydatności metody georadarowej do lokalizacji infrastruktury podziemnej, [W:] Wybrane aspekty ochrony i kształtowania środowiska w Polsce, we wschodniej Słowacji i zachodniej Ukrainie, redakcja Rak J., Wyd. Muzeum Regionalne, Brzozów, 2013, s. 251-272.
- [7] Rajchel B.: Analiza przydatności metody georadarowej do badania stropów budynków. [W:] Przegląd Geologiczny, vol. 62, nr 10/2, 2014, s. 1-5.
- [8] System Detector Duo: Instrukcja obsługi, IDS Ingegneria Dei Sistemi S.p. A. N., 2007.
- [9] www.geoportal.gov.pl [dostęp 15.04.2015 r.].

AN ATTEMPT TO APPLY GROUND-PENETRATING RADAR FOR CONTAMINATED ZONES LOCALIZATION

Summary

In the article an utilization analysis of GPR method for contaminated zones localization was accomplished. GPR is a non-invasive method allowing for the identification of shallow geological structures, monitoring of the processes occurring in the soil, void detection, as well as the localization of natural and anthropogenic objects within the geological medium. GPR has found wide application for solving problems related to environmental protection. The device is used to search for buried anthropogenic objects (barrels, tanks, etc.) as well as for the determination of both, pollution zone boundaries (organic and inorganic leaks), and the contaminated soil remediation efficiency. Authors ask themselves if with GPR help is it possible to determine depth of deposited waste as well as thickness of stratum reclamation ground. In the paper were presented results of GPR measurements executed on terrain of former waste dump located on borders of Krosno city. The landfill was used for 14 years (1970-1984). No data on the weight or morphology of the waste deposited in the landfill is available. Currently, the post-landfill area is used as a wasteland and a sports field. Detector Duo radar system (IDS, Italy) was used for the measurements. The GPR works with two antennas at frequencies of 250 MHz and 700 MHz. With the GPR help it was impossible to specify a kind of deposited waste, but it is possible to determine profile of contaminated zone and stratum reclamation. The GPR method may be used for a preliminary identification of degraded areas, taking into account the environmental factors in the investigated area.

Keywords: GPR technique, diagnosis, waste dump, reclamation

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.119

Janusz RAK¹

ZAPOMNIANE KONCEPCJE ZAOPATRZENIA RZESZOWA W WODĘ

Wodociąg Rzeszowa liczy sobie 80 lat. Obecnie system zbiorowego zaopatrzenia w wodę posiada nadmiarowe zdolności produkcyjne. Związane to jest ze spadkiem zużycia wody wodociągowej. Z tego powodu na początku lat 90 – tych XX wieku zamknięty został pierwszy Zakład Uzdatniania Wody pracujący od 1934 roku. Jednak na początku lat 80 – tych XX wieku miasto zużywało więcej wody niż możliwości produkcyjne ówczesnych 3 Zakładów Uzdatniania Wody. Podjęte badania studialne nad zlikwidowaniem występujących deficytów wody. Nie można było dalej zwiększać poboru wody z rzeki Wisłok. Opracowano alternatywnie dwie koncepcje zaopatrzenia Rzeszowa w wodę z dwóch nowych źródeł:

- ujęcia wód podziemnych z 21 istniejących studni wierconych w podmiejskich miejscowościach Zaczernie – Bratkowice,
- przerzut wody z rzeki San ze zbiornika mającego być wybudowanym w miejscowości Niwiska koło Dynowa.

Projekty te nie zostały zrealizowane, chociaż 21 studni zostało wykonane, a woda z nich była badana podczas próbnych pompowań.

Słowa kluczowe: zaopatrzenie w wodę, koncepcje projektowe, charakterystyka systemu zaopatrzenia w wodę, alternatywne rozwiązanie dostaw wody

1. Wstęp

Rzeszów jest stolicą województwa podkarpackiego oraz siedzibą najważniejszych instytucji regionu. Liczba ludności w Rzeszowie wynosi 186 000 (stan na 2014 rok). Miasto pełni funkcję głównego ośrodka przemysłowego handlowo-usługowego, kulturalnego i akademickiego. Sieć wodociągowa miasta Rzeszowa stała się faktem dopiero w latach trzydziestych XX wieku. W grudniu 1934 roku oddano do eksploatacji ujęcie powierzchniowe z Rzeki Wisłok i zakład uzdatniania wody (ZUZW) w sąsiedztwie zakładu WSK Rzeszów. Dzisiaj automatycznie odkręcając kurek niebieski lub czerwony i otrzymując strumień zimnej lub ciepłej wody nie zdajemy sobie sprawy, że 80 lat temu dopiero spełniało się marzenie ówczesnych mieszkańców Rzeszowa w tym zakresie.

¹ Janusz Rak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, tel. 17 8651408, e-mail: rakjan@prz.edu.pl

W obiekcie tym zaprojektowano i zrealizowano pierwsze w Polsce urządzenia do koagulacji wody. Wtedy wodociąg produkował 7500 m³/d wody, którą podawał do magistrali o długości 5 km i \varnothing 325 mm ze zbiornikiem wyrównawczym końcowym V = 600 m³. W 1951 roku rozpoczęto przedprojektowe badania wody rzeki Wisłok i w 1953 roku rozpoczęto budowę ZUzW w Zwiężczyca. Autorami projektu technicznego byli inżynierowie Józef Miękała i Józef Fiszer z BPBK w Krakowie [1]. W 1956 roku przekazano do eksploatacji ZUzW Zwiężczyca o zdolności produkcyjnej 22 000 m³/d. Równocześnie zrealizowano 12 km magistrali wodociągowej \varnothing 400 mm oraz dwa zbiorniki wyrównawcze, końcowe o pojemności 1800 m³ każdy. W latach 1960-65 następuje rozbudowa ZUzW Zwiężczyca do wydajności 36 500 m³/d. w latach 1968-1974 zrealizowano stopień wodny piętrzący wodę na rzece Wisłok mający w zamyśle zapewnić odpowiednią rzędną zwierciadła wody i gromadzić jej zapas na okres niskich przepływów w rzece. W latach 1971-73 opracowano dokumentację kolejnego etapu rozbudowy tzw. ZUzW Zwiężczyca II. Projektantami byli inżynierowie Marian Hrabiec i Wacław Kordeusz z BPBK w Krakowie. W roku 1980 oddano do eksploatacji ZUzW Zwiężczyca II o zdolności produkcyjnej 47 500 m³/d. Równocześnie zrealizowano magistralę \varnothing 1000 mm i dwa zbiorniki na Pobitnem o pojemności 3000 m³ każdy. Kolejne dwa zbiorniki o pojemności 3000 m³ każdy przy ul. Krakowskiej oddano do eksploatacji w 1984 roku. W roku 1996 uruchomiono ozonowanie wstępne, a w roku 2010 blok ozonowania wtórnego i filtracji na bioaktywnym węglu (= BAC) [3]. W roku 2011 oddano do eksploatacji zbiornik sieciowy o pojemności 17400 m³. Należy podkreślić rolę BPBK w Krakowie w rozwoju wodociągów rzeszowskich [1].

Celem pracy jest zaprezentowanie istniejących w latach 80-tych XX wieku koncepcji zaopatrzenia Rzeszowa w wodę. Dobowe zużycie wody dochodziło nawet do 110 000 m³/d, co przekraczało zdolności produkcyjne trzech ZUzW (91500 m³/d) i możliwości poboru wody z rzeki Wisłok przy stanach niżówkowych. Przemiany społeczno-polityczne w kraju (urealnienie ceny wody) na początku lat 90-tych XX wieku doprowadziły do ponad dwukrotnego spadku zużycia wody w mieście. Opracowane koncepcje stały się nieaktualne, a z czasem zapomniane.

2. Stan istniejący

Obecnie miasto Rzeszów dysponuje dwoma ujęciami wody powierzchniowej z rzeki Wisłok i taką samą liczbą zakładów uzdatniania wody (ZUzW) o łącznej zdolności produkcyjnej 84 000 m³/d. Poszczególne ZUzW mają następujące wydajności [4]:

- ZUzW Zwiężczyca I – 36 500 m³/d
- ZUzW Zwiężczyca II – 47 500 m³/d.

Dobowa produkcja wody w okresach maksymalnego dobowego zapotrzebowania wynosi obecnie 46 000 m³/d. Uzdatnianie wody składa się z typowych pro-

cesów jednakowych we wszystkich ZUZW. Są to: ozonowanie wstępne, koagulacja siarczanem glinu, filtracja pospieszna grawitacyjna, ozonowanie pośrednie, filtracja bioaktywnym węglem granulowanym oraz dezynfekcja dwutlenkiem chloru [3]. Łączna objętość wody czystej w sześciu zbiornikach wyrównawczych na sieci wynosi 33 600 m³. Dostawa wody dla odbiorców odbywa się siecią o łącznej długości około 895 km, w tym:

- sieć magistralna – 49,8 km,
- sieć rozdzielcza – 520, 5 km,
- podłączenia domowe 324,7 km.

W eksploatacji znajduje się 17 wolno stojących hydroforni osiedlowych, w tym 3 pompownie strefowe. Ilość wody dostarczanej poszczególnym odbiorcom przedstawia się następująco:

- dla gospodarstw domowych – 53%
- dla przemysłu – 29%
- dla pozostałych odbiorców – 18%

Na przełomie lat 80/90 XX wieku wykorzystując system telemetrycznego przekazu informacji z obiektów sieciowych wdrożono opracowany program komputerowy przez zespół pod kierownictwem dr hab. inż. Krzysztofa Knapika z Politechniki Krakowskiej, który pozwoli na optymalizację pracy systemu wodociągowego miasta z wykorzystaniem modelu czasoprzestrzennego ISYDYW.

3. Perspektywy zaopatrzenia Rzeszowa w wodę

Zasoby wodne rzeki Wisłok określono na $SNQ = 2,60 \text{ m}^3/\text{s}$. Natężenie przepływu nienaruszalnego $0,75 \text{ m}^3/\text{s}$. W 1988 roku pobór wody z rzeki Wisłok wynosił [5]:

- pobór średni – $0,98 \text{ m}^3/\text{s}$
- pobór maksymalny – $1,11 \text{ m}^3/\text{s}$.

Obecnie (2014 rok) wynosi odpowiednio $0,45 \text{ m}^3/\text{s}$ i $0,54 \text{ m}^3/\text{s}$.

Badania na perspektywę roku 2025 obejmowały poszukiwanie sposobów zwiększenia zasobów dyspozycyjnych rzeki Wisłok lub innych źródeł wody dla miasta. W latach 80 – tych XX wieku podjęte zostały prace projektowe mierzące w dwóch kierunkach:

- przerzut wody z rzeki San,
- wykorzystanie wód wglębnych w pobliżu Rzeszowa,
- zapatrzenie w wodę aglomeracji rzeszowskiej, w skład której będą w przyszłości wchodzić miasta: Rzeszów, Tyczyn, Głogów i Łańcut,
- wyrównanie zasobów w rzece Wisłok ze zbiornika w Besku jest znikome z powodu małej pojemności zbiornika i ujęcia z niego wody dla wodociągu grupowego Krosno-Iwonicz-Rymanów,
- retencjonowanie zasobów wód powierzchniowych rzeki Wisłok w celu zwiększenia zasobów dyspozycyjnych.

Według Hydroprojektu dla zlikwidowania deficytu wód powierzchniowych dla użytkowników w rejonie Rzeszowa proponuje się budowę następujących zbiorników wodnych [2]:

- Zbiornik Tyczyn na rzece Strug, $V_c = 2,8$ mln m^3 , wys. piętrzenia 13 m,
- Zbiornik Strzyżów na rzece Stobnica, $V_c = 4,5$ mln m^3 , $H = 8,5$ m,
- Zbiornik Rudawka Rymanowska na rzece Wisłok, $V_c = 14,6$ mln m^3 , $H = 16,5$ m.

Na rzece San przewiduje się dwa zbiorniki:

- Zbiornik Niwistka – Dynów, $V_c = 3,21$ mln m^3 , $H = 28$ m
- Zbiornik Krasiczyn, $V_c = 2,92$ mln m^3 , $H = 25$ m.

4. Zaopatrzenie Rzeszowa w wodę w oparciu o przerzut z rzeki San – perspektywa na 2025 rok

Koncepcja alternatywnego zaopatrzenia w wodę Rzeszowa [5]:

Wariant I

Produkcja wody w ZUZW Zwiężczyca I i II na bazie wody z rzeki Wisłok w ilości $1 m^3/s$. Przerzut wody podczyszczonej z Sanu i uzdatnianie jej w ZUZW Zwiężczyca III o zdolności produkcyjnej $0,8 m^3/s$.

Przerzut wody w wariantcie 1A przewidywał tranzyt okresowy (kompensacyjny) w ilości wynikającej z sytuacji hydrologicznej rzeki Wisłok.

Przerzut wody w wariantcie 1B przewidywał stały tranzyt wody w ilości nie mniejszej niż $0,15 m^3/s$, możliwością zwiększenia do $0,8 m^3/s$.

Analizy finansowe wykonane w oparciu o bilanse energetyczne, hydrauliczne i ruchowe pokazywały wyższość wariantu 1B nad 1A.

Wariant II

Produkcja wody w ZUZW Zwiężczyca I i II w ilości $1 m^3/s$ oraz w ZUZW Niwiska-Dynów w ilości $0,9 m^3/s$. Przerzut wody czystej do Rzeszowa w ilości $0,7 m^3/s$ z możliwością zaopatrzenia w wodę gmin na trasie transportu w ilości $0,2 m^3/s$. Wariant ten daje możliwość zaopatrzenia w wodę Rzeszowa z dwóch niezależnych źródeł, co znacząco podnosi aspekt niezawodności dostawy wody do odbiorców w mieście.

Punktem wyjściowym do opracowania wariantów przerzutu wody z Sanu do Rzeszowa był fakt, że czas trwania niedoborów wody oszacowano na 52 doby w roku (w odniesieniu do możliwości poboru z rzeki Wisłok w ilości SNQ – przepływ nienaruszalny = $2,60 - 0,75 = 1,85 m^3/s$) z trendem jego pogłębiania wraz z rozwojem miasta w perspektywie roku 2050. Koncepcja techniczna przesyłu wody uzdatnionej:

- jaz na rzece San, $q = 2,20 m^3/s$,
- pompownia wody surowej (niskiego ciśnienia),

- rurociąg wody surowej \varnothing 1000 mm – 5 km (do ZUZW w Niwistce),
- pompownia wysokiego ciśnienia,
- magistrala dosyłowa do Piątkowej 2 x \varnothing 900 mm o długości 22 km,
- zbiorniki dyspozycyjne na trasie magistrali w Piątkowej $V = 30\,000\text{ m}^3$ (dział wód),
- magistrala 2 x \varnothing 900 mm Piątkowa – Zwiężczyca o długości 15,2 km i Piątkowa – Pobitno o długości 19,4 km,
- rozbudowa zbiorników na Pobitnem $V = 20\,000\text{ m}^3$,
- rozbudowa zbiorników Baranówka $V_0 = 30\,000\text{ m}^3$,
- modernizacja ZUZW Zwiężczyca I i II (ozon, filtry węglowe).

Technologia ZUZW przedstawia się następująco:

- zbiorniki uśredniające – osadniki,
- koagulacja (siarczan glinu, krzemionka aktywna, węgiel pylisty, wapno), filtry piaskowo-antracytowe, ozonowanie wstępne i pośrednie, filtry z węglem aktywnym, dezynfekcja chlorem.

Pojemność wyrównawcza jazu dla ujęcia wody w Dynowie - Niwistce wynosić będzie $150\,000\text{ m}^3$. Należy zapewnić odpływ minimalny z kaskady Solina – Myczkowce na $6\text{ m}^3/\text{s}$ [5].

5. Rozbudowa wodociągu m. Rzeszowa – ujęcie wód podziemnych Bratkowice - Zaczernie

Realizację ujęcia wód głębszych dla miasta Rzeszowa przewiduje się w II etapach [2].

Etap I

Ujęcie wody w rejonie Miłocina o łącznej wydajności 8 studni, wynoszącej $300\text{ m}^3/\text{h} = 7200\text{ m}^3/\text{d}$. Woda nie wymaga uzdatniania. Odległość przesyłu wynosi około 5 km. Równocześnie w tym etapie przewiduje się rozbudowę zbiorników wyrównawczych o wielkości 2 x 15000 m^3 .

Etap II

Ujęcie wody w rejonie Bratkowic i Rudnej z 13 studni o łącznej wydajności $500\text{ m}^3/\text{h} = 12\,000\text{ m}^3/\text{d}$. Woda wymaga uzdatniania z uwagi na zwiększoną zawartość żelaza i manganu. Odległość przesyłu wynosi około 15 km.

I etap obejmuje studnie od S-1 do S -8 o łącznej wydajności eksploatacyjnej $Q = 390,1\text{ m}^3/\text{h} = 9362\text{ m}^3/\text{d}$. Woda z tych studni nie wymaga uzdatniania, tylko poddania dezynfekcji chlorem. Całość to 21 studni o wydajności $Q = 21\,120\text{ m}^3/\text{d} = 880,7\text{ m}^3/\text{h} = 0,244\text{ m}^3/\text{s}$.

Studnie S-9 ÷ S-21 to II etap – usunięcie żelaza i manganu. Wydajności eksploatacyjne studni zostały określone w zatwierdzonej dokumentacji geologicznej w kat. B przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Charakterystyka studni Bratkowice – Zaczernie

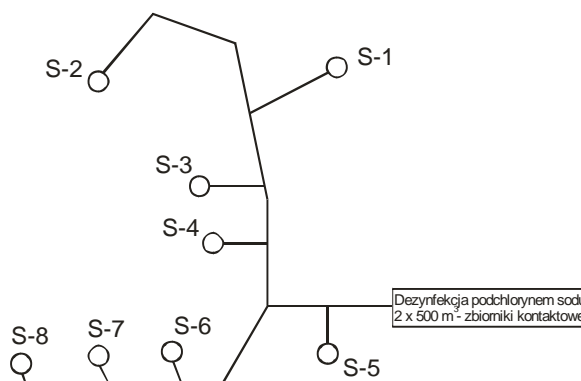
Table 1. Characteristics of Bratkowice – Zaczernie well

Nr studni	$Q_{\text{eksp.}}$ [m ³ /h]	Depresja [m]	Głębokość [m]
S-1	51,2	4,90	10,65
S-2	54,2	4,30	11,00
S-3	35,7	5,40	10,10
S-4	37,4	5,30	6,40
S-5	52,7	3,80	11,20
S-6	60,0	5,50	7,80
S-7	60,5	5,60	6,70
S-8	38,4	6,10	8,00
	$\Sigma Q = 390,1 \text{ m}^3/\text{h}$		
S-9	33,4	5,60	8,90
S-10	48,1	5,80	8,33
S-11	38,5	4,10	5,40
S-12	38,5	5,15	7,40
S-13	39,5	4,55	7,10
S-14	51,5	5,00	5,70
S-15	38,1	4,40	4,85
S-16	29,7	5,90	6,00
S-17	25,3	4,70	13,30
S-18	31,0	4,50	9,30
S-19	41,0	4,40	10,95
S-20	32,0	3,70	10,50
S-21	44,0	6,00	20,80
	$\Sigma Q = 490,6 \text{ m}^3/\text{h}$		
Razem	880,7 m ³ /h = 21 120 m ³ /d		

W każdej studni będzie pompa głębinowa pracująca z wydajnością nie przekraczającą wydajności eksploatacyjnej w kat. B. Wszystkie pompy pracują na wspólny rurociąg wody surowej. Na rys. 1 pokazano schemat ujęcia wody ze studni nie wymagających jej oczyszczenia (I etap).

Uruchomienie studni 9-21 przewidywano w drugim etapie inwestycyjnym, który obejmował także oczyszczanie wody z nadmiaru żelaza poprzez napowietrzanie i filtrację piaskową.

Pompownia wysokiego ciśnienia tłoczy wodę przewodem \varnothing 400 mm do istniejącej sieci magistralnej \varnothing 600 mm miasta Rzeszowa i wysokości podnoszenia $H = 38,2$ m.



Rys. 1. Schemat ujęcia wody ze studni 1-8

Fig. 1. Diagram of water intake from wells 1-8

6. Podsumowanie

W drugiej połowie lat 80-tych XX wieku SZZW Rzeszowa miał charakter deficytowy – popyt na wodę wodociągową przewyższył jej podaż. W stanach niżówkowych rzeki Wisłok w przekroju ujęcia w Zwiężycy wyczerpały się możliwości zwiększania poboru wody dla celów wodociągowych. Stan ten uruchomił prace nad nowymi źródłami dostawy wody do miasta, tym bardziej, że ówczesna perspektywa 2030 roku wskazywała, że Rzeszów będzie liczył 400 000 mieszkańców. Planowana metropolia miała obejmować podrzeszowskie miasteczka: Głogów Młp., Tyczyn i Łańcut.

Zrównoważenie SZZW miasta oparto o dwie koncepcje. Pierwsza dotyczyła wykorzystania wód podziemnych. Druga wskazywała na konieczność przetrzutu wody z rzeki San, przez dział wód Sanu i Wisłoka do Rzeszowa. Wiązało się to z budową zbiornika retencyjnego na rzece San w miejscowości Niwiska koło Dynowa.

Końcowa hierarchia działań na rzecz likwidacji deficytu wody wodociągowej dla miasta Rzeszowa preferowała inwestycje związane z wodami podziemnymi. Dopiero w perspektywie roku 2025 miano sięgnąć po wody powierzchniowe z rzeki San.

Realia przejścia z gospodarki nakazowo-rozdzielczej na gospodarkę rynkową spowodowały, że SZZW Rzeszowa stał się systemem nadmiarowym – podaż wody wodociągowej w sposób znaczący zaczął przewyższać na nią popyt. Stało się to bez udziału jakichkolwiek inwestycji, a nawet doprowadziło do zamknięcia starego ZUZW Rzeszów w 1995 roku. Mechanizmy gospodarki rynkowej (urealnienie ceny wody, eliminacja z rynku usług i działalności produkcyjnej o charakterze wodochłonnym) były jedyną przyczyną drastycznego spadku zużycia wody wodociągowej. Spowodowało to zaniechanie prac zwiększających dostawę wody do miasta.

Działania MPWiK Rzeszów alternatywnie skupiły się na programie kompleksowej poprawy jakości wody do spożycia poprzez modernizację ZUZW Zwięczyca I i II oraz budowę sieciowego zbiornika wody czystej o $V = 17\,300\text{ m}^3$.

Należy podkreślić celność koncepcji technologicznych uzdatniania wody, w szczególności przewidzenie procesu ozonowania pośredniego – filtracja na granulowanym węglu aktywnym.

Literatura

- [1] Fiszer J.: Ocena wybranych systemów wodociągów i kanalizacji oraz gospodarki wodnej i ochrony wód przed zanieczyszczeniami, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2005.
- [2] Program zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków województwa rzeszowskiego do 2015 r., Biuro projektów Budownictwa Komunalnego w Rzeszowie, Rzeszów 1981 (maszynopis).
- [3] Rak J.; Tchórzewska-Cieślak B.; Tunia A.: Realizacja programu kompleksowej poprawy jakości wody do spożycia dla miasta Rzeszowa, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Budownictwo i Inżynieria Środowiska z.32, Rzeszów 2000, s. 353-361.
- [4] Rak J.; Wieczysty A.; Kucharski B.; Latawiec E.: Program kompleksowej poprawy jakości wody do picia dla miasta Rzeszowa – ocena niezawodnościowa, Mat. Konf. Bezpieczeństwo i niezawodność działania systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych i centralnego ogrzewania, Zakopane 1997, s. 133-144.
- [5] Wieczysty A.: Koreferat do programu zaopatrzenia w wodę miasta Rzeszowa do roku 2015, Kraków 1988 (maszynopis).

FORGOTTEN CONCEPTS OF RZESZOW WATER SUPPLY

Summary

Rzeszow waterworks dates back of about 80 years. Currently, the collective water supply system has excess production capacity. For this reason, in the early 90s - of the twentieth century the first Water Treatment Plant, operating since 1934, was closed. However in the early 80s - of the twentieth century, the city consumed more water than the production capacity of three Water Treatment Plant. Study was undertaken to investigate the elimination of the existing water deficits. It was not possible to further increase the water intake from the Wisłok river. Two concepts have been developed as an alternative water supply of Rzeszow from two new sources:

- groundwater intakes of 21 existing wells drilled in suburban towns Zaczernie - Bratkowice,
 - transfer of water from the River San from the tank aimed to be built in the village Niwiska near Dynów.
- These projects were not realized, although the 21 wells have been completed and the water from it was tested during the pumping test.

Keywords: water supply, design concepts, the characteristics of the water supply system, alternative water supply

Przesłano do redakcji: 18.02.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.120

Janusz RAK¹
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK²

NEW DIRECTIONS FOR THE PROTECTION AND EVOLUTION OF WATER SUPPLY SYSTEMS - SMART WATER SUPPLY

Water supply system should have excellent protection in case of undesirable events occurrence. In the future protection of these systems will be ensured through the use of intelligent management of smart metering and the implementation of the second generation CPTED strategies, presenting a new perspective on critical infrastructure protection, taking into account any possible crime, terrorism, sabotage or disaster. The paper presents the problem of the effective protection of critical infrastructure and the attention was drawn to appropriate protection of critical components from attacks, disasters and other adverse events. On this background the protection principles for water supply systems were formulated, the purpose of which is to prepare the resources and the public for undesirable events causing a threat to both human health and infrastructure. In case of the possibility of managing the shut off of particular recipients, not only areas, the priority of importance of providing water should be established. The exclusion of households seems to be a solution with the smallest financial losses. However, the attention should be paid to the so-called sensitive customers, e.g. the disabled people, the elderly, families with small children, etc. For proper operation of municipal infrastructure specialized companies are responsible which, in addition to managing the systems, are also responsible for ensuring protection of sensitive elements connected or used by them. The most obvious example of urban critical infrastructure system is the collective water supply system.

Keywords: protection, smart grid, water supply decentralization, smart water supply

1. Introduction

In ancient times, there were centralized water supply systems. During the dark medieval times they were completely forgotten. Until the nineteenth cen-

¹ Janusz Rak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651449, rakjan@prz.edu.pl

² Autor do korespondencji/corresponding author: Katarzyna Pietrucha-Urbanik, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651703, kpiet@prz.edu.pl

tury, there were almost only dispersed sources of water supply that were independent of each other and supplied the separated local recipients. Since the mid-nineteenth century, the re-development trend of large water systems, serving many customers over large areas, has been seen. It was supported by a decline in unit cost of water production in such systems. The other problem is the water network age, as the major project of constructing municipal water supply was performed in the thirties of the twentieth century, what means that such network qualifies for renewal or replacement. The strategy for water pipes renewal should be taken at the level of two percent per year and the water pipes amortization period ranges from 50 to 125 years. It constitutes a significant problem assuming that water supply network constitutes up eighty percent of the water supply company property value.

The turn of the nineteenth and twentieth century along with the mastery of the water distribution technologies allowed for the location of water production plants close to abundant water sources. Local scattered sources were only the emergency supply in case of water supply interruptions or supplied small autonomous recipients, who were not connected to central water supply systems. The share of independent water producers had fallen to about 20-30% [7, 8]. Market was dominated by water companies, which were water producers and water suppliers [5]. Problems of using monopolistic position and significant risk of failures occurred. This, in turn, triggers the processes for de-monopolization and privatization of the water sector by allowing the construction of water supply tanks near the end users, utilizing local water resources [9]. It is connected with the need to improve water safety by improving delivery certainty and reducing network losses [6]. The development of independent technology and equipment for water treatment contributed to such situation. More and more often the concept of developing group water supply systems faces investment barriers related to lack of permission from the authorities and local communities. It is favoured by the planned legal regulations that serve to start business in areas dominated by the existing monopolists.

The aim of the paper is to show new trends in the field of protection against threats and the evolution of water-supply systems.

2. Smart water supply network

Smart Grids in the Collective Water Supply Systems (CWSS) intelligently integrates activities of all the participants of the processes of production, transmission, distribution and usage, in order to provide water in an economical, certain and safe way [12].

In the Smart Grids the flow of water and information occurs in real time, as shown in the Fig. 1.

The following programs are used for simulation (types of algorithms):

- simulation - for the predicted situations,

- monitoring threats,
- adaptive - network structure is adjusted to the existing situation,
- repairing - choosing a variant of repair.

In general, prediction of situations and making decisions in order to maximize benefits and minimize losses. A pillar of the smart grid is smart metering. Programmable water meters and their remote reading, flow measurement, failure detection (remote), central and dispersed analytics, communication with a customer.

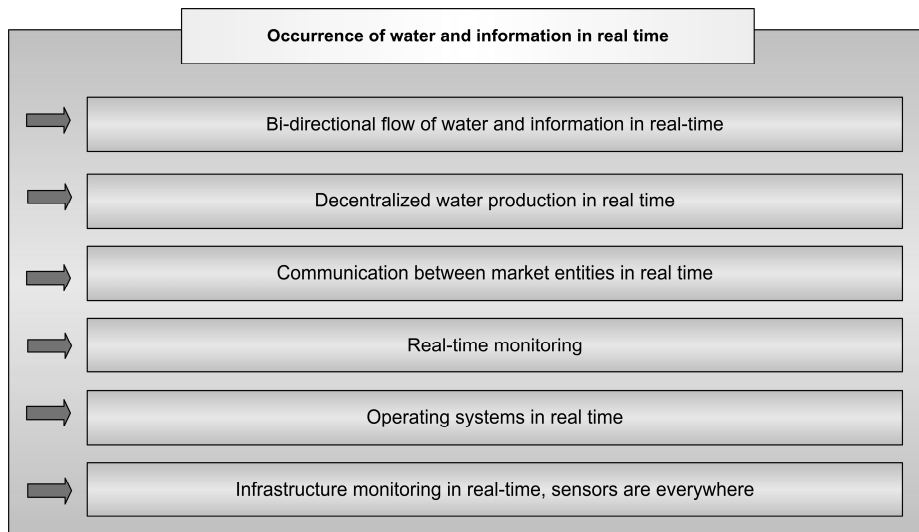


Fig. 1. The exemplary of water and information flow in the Smart Grids

Rys. 1. Przykład przepływu informacji w inteligentnych sieciach

In the perspective of the needs of dispersed sources of water supply, smart water meter box will become necessity, their owners will be the water recipients and the meters will be able to register consumption and to manage demand in crisis situations.

If there is a threat of water deficit or during failure the restrictions in drinking water supply to consumers can occur. In the first place the methods of water rationing are used consisting in the voluntary participation of consumers as a demand side. For a certain gratification the customer expresses his/her willingness to reduce water consumption at the CWSS operator request and even agrees to suspend water supply. If such possibilities run out, the following solutions can be used:

- rotational areas or recipients shut off. This kind of proceeding leads to a temporary restriction of water supply to many recipients and does not allow for long lack of water supply for only some of them,

- at the recipients with "smart water meters" the acceptable water consumption limits can be set,
- introduction of a tariff "consent for incidental water shut off with a reasonable discount", that means such customers who would agree to be temporary without water paying little less for water.

Outsourcing means that an organization entrusts the implementation of specific process to outside service providers, specifying in details the effects that the customer intends to obtain. It applies to non-core business which requires experience and expertise in side fields.

3. New approach to protection of water supply objects

In 1996 in Calgary, Canada, the first international conference on CPTED (Crime Prevention through Environmental Design) was organized and the International Association of CPTED was established. The CPTED strategy shaping is one of the tools, whose introduction in conjunction with other solutions leads to significant reduction in number of adverse events and to faster response of the authorities responsible for safety.

In highly developed countries of Western Europe and the United States the second generation CPTED strategy is implemented, which presents a new look at the elements of critical infrastructure by protecting them against possible crimes, terrorism, sabotage and disasters [4, 11]. In Poland, the problem of effective protection of critical infrastructure is highlighted by the Law on Crisis Management. The relevant records say that protection of critical infrastructure should predict appropriate protection of critical components from attacks, failures and other undesirable events.

Critical infrastructure protection also includes actions aimed at ensuring the continuity of operation, functionality, integrity, in order to prevent the risk of threat [13, 15]. Attention is also drawn to the reduction and neutralization of the effects and quick reconstruction of the infrastructure in order to limit the consequences for human security [1].

Regardless of the ongoing discussions, whether the city is a human invention or a natural consequence of socio-cultural development, there is no doubt that it is a space created by man for man. The democratization of social life is the release of all the possibilities of creative energy lying in the community [2, 3].

Proper planning and efficient use of the built environment can lead to a reduction in fear of crime and the frequency of its occurrence, as well as to improving the quality of life [14]. The purpose of the CPTED is to reduce criminal opportunity, which can be integrally associated with the projects of objects or their environment.

Territoriality:

- symbolic barriers - signs, marks,
- real barriers - fences, landscaping,

We can distinguish the following types of area:

- public - available for everyone,
- semipublic - under control,
- semi private - shared by authorized groups,
- private - personal for individuals.

Natural surveillance.

The feeling of being watched, the sense of anonymity is reduced - see-through fencing, lighting.

Types of surveillance:

- natural - area designing ,
- formal - guards,
- mechanical - CCTV,

Access control:

- a clear designation between the different types of areas, elimination of unnecessary roads of retreat, channeling of traffic.

Target hardening.

Visible security systems hardening:

- burglar doors, adequate locks, burglar alarms.

Management and maintenance/appearance:

- plan of area management, proper landscaping and its maintenance, fast repairs - a positive image of the area suggests that the relevant services operate properly.

Activity support:

- signs and markings indicating how to use the area, the location of roads, pedestrian and car traffic.

In Poland, the act on spatial planning and spatial development is applied. Spatial planning should take into account the requirements of health protection and safety of people and property, as well as the needs of disabled people. In turn, spatial development must take into account the issues of prevention from external threats and internal threats, especially threats to safety and public order.

The main sense of the CPTED idea is based on the assumption that the elimination of reinforcing stimuli causes that the offence will not be committed. Active design takes into account existing risk of crime due to factors related to the potential perpetrator and situational factors.

Positive design means that at the design stage crime problem is not taken into account and there is a need to introduce additional safety standards (offence = threat), e.g.: doors are tested for being broken and unlocked at a specific time. External doors are locked automatically and outer handle is replaced with a fixed knob.

The terminology "crime prevention through environmental design" was introduced by C. Ray Jeffery and significantly expanded in the book of the same title, published in 1971.

In turn, the theoretical work of architect Oscar Newman draw attention to the link between crime and the environment (surroundings) in which it will be committed. He indicated correlation between the form of buildings and the level of crime.

Stimulating citizenship activity still remains the biggest obstacle to the implementation of the CPTED. In the early 2000s, during the escalation of the Israeli-Palestinian conflict, irresponsible prank of Iberian student of local University in Rzeszow took place. In the afternoon, the student walked in the area of network clean water tanks in the district Pobitno and shouting incomprehensible sentences in Arabic scattered white powder on the tank domes. The residents of the surrounding blocks noticed it and informed the police about the incident. As a result of the investigation it turned out that the white powder was flour and unbalanced student of Arabic origin has undergone specialized psychiatric examination. Although the potential threat proved to be a provocation, alertness of the residents deserve credit.

The gate should be installed in a place easy to be observed, including residents of the neighbouring buildings. Its design must prevent climbing over it, must have a good visibility on both sides, must be resistant to vandalism and easy to maintain, illuminated at night.

Dobczyce Reservoir - coastline fenced and planted with thorny plants, no-boating, territorial signs, the so-called markers.

4. The issue of water supply systems decentralization

Almost every day some information appears about the events that cause turbulence showing characteristics of crisis. Their number and variety make it difficult to be prepared for each of them. Water companies direct their activities to the most likely events that have a negative impact on achieving the objective. It leads to the need of risk evaluation and risk evaluation, unfortunately, is also associated with real risk.

In Poland, for population 38.5 million, there are 40 thousand human settlements with 39 thousand that have less than 2000 m² and are inhabited by about 38.5% of the population, i.e. 14.7 million people. 86% of the population is covered by the central water supply system. The dispersed system is the system producing up to 1000 m³ of water per day (servicing 5000 inhabitants) [10].

The residents of the Silesian province during the day consume about 875 000 m³ of water intended for human consumption from a collective supply and about 55 000 m³ of water from the wells, public sources, etc. In the mid-nineteenth century, in defence against an outbreak of epidemic, some decisions about the construction of collective water supply system were made. These concepts did not include the supply of individual cities but the region as a whole.

Currently, the Upper Silesian Waterworks (USW) produces 80% and the remaining waterworks 20% of water. In the years 1949-1950, 3 companies were

combined creating the Provincial Water and Sewerage Company. In 1991, 16 local waterworks and the USW located in Katowice remained.

A trend of declining water sales has been observed. Building own water intakes by wholesale buyers, the USW becomes a spare source. Buying water in competitive enterprises and even import from the Czech Republic.

Recently, in the USW 8 Water Treatment Plants (WTP) were liquidated, which is associated with an excluding from the operation certain sections of the water supply network. This, in turn, leads to a loss of emergency water transfers. Production capacity of the USW is 900000 m³/d and currently it produces 450000 m³/d, while Q_{dmax} is 600000 m³/d.

The action strategies of waterworks should already initiate actions on the change and extension of activity profile beyond today's income from water sales. The formation of Autonomous Areas of Water Supply (AAWS) will require common water supply policy of local government units (municipalities, counties, districts, metropolises), operating in one area. The operator supervision over the AAWS can be provided as a comprehensive service by the existing structure of centralized water companies, featuring a potential of professional management.

It should be expected that the AAWS will be business ventures having legal personality to conduct business. It seems that substitutes of such activities are occurring Regional Water Clusters.

Examples of tasks:

- preparing water supply strategy of AAWS in the form of coherent plans,
- methods for optimizing water production and distribution in the area of AAWS operation,
- preparation and introduction of modern technologies and techniques using local water resources,
- conducting investments in the AAWS area,
- exploitation of existing technical infrastructure,
- participation in legislative works, setting budgets and policies for obtaining financial resources for the AAWS development.

5. Conclusions

- In highly developed countries, the trend of the developing small and dispersed water supply is observed. It occurs in rich countries with high technical culture, since only such conditions allow for meeting the standards of water supply reliability and water health safety.
- Protection systems must be certain and efficient, which represent the potential of safety water supply. Progress in the systems functioning, analysis of undesirable events and the use of smart grid makes progress in system protection, which in water supply should take into account the requirements of national regulations, trends and international standards, as well as threats inside water supply systems and their environment. Water supply systems should be sub-

jected to a specialized monitoring procedure for all the potential threats carrying negative consequences.

- Awareness of difficult times related to water deficits will cause that society would react by an increased interest in scattered local water sources. It seems that the strategists have already prepared probable scenarios in that regard. None of them implies that it will be as it was because it is simply impossible.
- The transition from centralized to scattered systems will not happen within a few years. It may even take several decades, depending on the implementation of the scenarios associated with global water deficit in a national, regional or world scale. The second generation CPTED emphasizes the environmental objectives and the design of the so-called "defensible space". The mission of building positive relationships between economic and social development and environmental protection is in the interest of present and future generations.

Literature

- [1] Britton T.C., Stewart R.A., O'Halloran K.R.: Smart metering: enabler for rapid and effective post meter leakage identification and water loss management, *Journal of Cleaner Production*, Volume 54/2013, pp. 166-176.
- [2] Di Nardo A., Di Natale M., Greco R., Santonastaso G.F.: Ant algorithm for smart water network partitioning, *Procedia Engineering*, Volume 70/2014, pp. 525-534.
- [3] Gurung T.R., Stewart R.A., Sharma A.K., Beal C.D.: Smart meters for enhanced water supply network modeling and infrastructure planning, *Resources Conservation and Recycling*, Volume 90/2014, pp. 34-50.
- [4] Oscar N.: *Defensible space, crime protection through urban design*, Macmillan 1972.
- [5] Pietrucha-Urbanik K.: Assessment model application of water supply system management in crisis situations, *Global NEST Journal*, 16(5) 2014, 893-900.
- [6] Pietrucha-Urbanik K.: Prioritizing water pipe renewal using fuzzy set theory, *Journal of KONBiN* 1(33)2015, s. 243-250. DOI 10.1515/jok-2015-032.
- [7] Rak J.: *Bezpieczna woda wodociągowa. Zarządzanie ryzykiem w systemie zaopatrzenia w wodę*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.
- [8] Rak J.: *Istota ryzyka w funkcjonowaniu systemu zaopatrzenia w wodę*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [9] Rak J.R.: Propozycja oceny dywersyfikacji objętości wody w sieciowych zbiornikach wodociągowych, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15), 2015, s. 339-349. DOI: 10.7862/rb.2015.23.
- [10] Ramm-Szatkiwicz K.: Plany Bezpieczeństwa Wody coraz popularniejsze w Europie. *Wodociągi-Kanalizacja*, Nr 1(131)/2015, s. 22-23.
- [11] Randall I.: *21st century Security and CPTED: Designing for Critical Infrastructure Protection and Crime Prevention*, Atlas, 2008.
- [12] Sobczak A., Kulisiewicz T.: Smart city. Jak zbudować inteligentne miasto? *Przeгляд Komunalny*, nr 2/2015, s. 40-41.

- [13] Ustawa z dnia 26 kwietnia 2007 r. o zarządzaniu kryzysowym (Dz. U. 2007, Nr 89, poz. 590, z późn. zm).
- [14] Ustawa z dnia 27 marca 2003 r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym (Dz.U. 2003, Nr 80, poz. 717, z późn. zm).
- [15] WHO: Guidelines for Drinking Water Quality, World Health Organization, Geneva 2004.

NOWE KIERUNKI OCHRONY I EWOLUCJI SYSTEMÓW WODOCIĄGOWYCH – INTELIGENTNE ZAOPATRZENIE W WODĘ

Streszczenie

System wodociągowy powinien charakteryzować się doskonałą ochroną na wypadek wystąpienia niepożądanych zdarzeń. W przyszłości ochrona tych systemów będzie zapewniona poprzez ich inteligentne zarządzanie z wykorzystaniem rozwiązań typu smart metering oraz wdrażanie strategii CPTED drugiej generacji przedstawiającej nową perspektywę ochrony elementów infrastruktury krytycznej, uwzględniającej ewentualne przestępstwa, terroryzm, sabotaż, czy też katastrofy. W pracy przedstawiono problematykę skutecznej ochrony infrastruktury krytycznej oraz zwrócono uwagę na właściwe zabezpieczenie elementów krytycznych przed atakami, awariami i innymi zdarzeniami niepożądanymi. Na tym tle sformułowano zasady ochrony systemów wodociągowych, którego celem jest przygotowanie zasobów i społeczeństwa na wypadek wystąpienia zdarzeń niepożądanych powodujących zagrożenie zarówno dla zdrowia człowieka, jak i dla infrastruktury. W przypadkach możliwości zarządzania włączeniami konkretnych odbiorców, a nie tylko obszarów, powinno ustalić się priorytet ważności zapewnienia dostawy wody. Wyłączenie gospodarstw domowych wydaje się być rozwiązaniem przynoszącym najmniejsze straty finansowe. Należałoby jednak zwrócić uwagę na wyłączenia tzw. klientów wrażliwych, np. ludzi niepełnosprawnych, osób w podeszłym wieku, rodzin z małymi dziećmi itp. Za właściwą obsługę infrastruktury komunalnej odpowiadają wyspecjalizowane przedsiębiorstwa, które oprócz zarządzania wymienionymi systemami są jednocześnie odpowiedzialne za zapewnienie ochrony wrażliwych elementów będących w ich powiązaniu lub użytkowaniu. Najbardziej oczywistym przykładem systemów miejskiej infrastruktury krytycznej jest system zbiorowego zaopatrzenia w wodę.

Słowa kluczowe: ochrona, smart grid, decentralizacja systemów wodociągowych, zaopatrzenie w wodę

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.121

Adam RYBKA¹
Katarzyna GROSZEK²

PROJEKTOWANIE OBIEKTÓW MUZEALNYCH

We współczesnych muzeach multimedialne prezentacje i gabloty pełne eksponatów zastępowane są gabinetami osobliwości, w których można dotykać pokazywane przedmioty. Każdy ze zwiedzających znajdzie coś dla siebie coś co zaspokoi naturalną chęć poznania. Istnieje wiele definicji muzeum. Muzea należą do dużej grupy obiektów użyteczności publicznej. Powinny one spełniać zasadę powszechnej dostępności, a także zaspokajać społeczne potrzeby w dziedzinie duchowej. Pierwsze muzea powstawały już w czasach starożytnych. W średniowieczu gromadzono zbiory w kościołach i klasztorach. Od początku XIX w. w Europie rozpoczęto budowę gmachów, które były przeznaczone wyłącznie na ten cel. Współcześnie muzea polskie utrzymują współpracę z muzeami w wielu krajach świata, a także włączyły się do pracy w międzynarodowych organizacjach, które są poświęcone muzeom. Muzeum to enklawa autentyczności i stateczności, pozwalająca kontemplować obiekty w wybranie długim czasie, a także umożliwiającą bardzo intymny kontakt z nimi. Muzeum posiada rozbudowany układ funkcjonalny. Dostosowanie istniejących budynków zwłaszcza zabytkowych, przy zmianie ich przeznaczenia, do funkcji muzealnej jest trudne ze względu na ochronę wartości zabytkowych. Projektując nowe budynki muzeów, należy trzymać się zasady takiego rozmieszczenia eksponowanych zbiorów, żeby ich długie oglądanie nie spowodowało znużenia i zmęczenia u osób zwiedzających. Wystawianie zbiorów jest głównym celem, a jednocześnie miernikiem wartości każdego obiektu muzeum. Dla współcześnie projektowanych obiektów charakterystyczna jest chęć uzyskania jak najkorzystniejszych ekspozycji zbiorów, a także prostych i czytelnych dróg komunikacyjnych.

Słowa kluczowe: architektura, obiekty użyteczności publicznej, muzea, projektowanie architektoniczne, rozwiązania funkcjonalne

1. Wprowadzenie

Współczesne muzea uczą, bawią i zaskakują. Multimedialne prezentacje i gabloty pełne eksponatów zastępowane są gabinetami osobliwości, w których można dotykać pokazywane przedmioty. Obserwujemy obecnie renesans mu-

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Adam Rybka, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel.: 17 865 1624, akbyr@prz.edu.pl

² Katarzyna Groszek, studentka WBIŚiA Politechnika Rzeszowska

zeów jako miejsc, które mogą mieć również funkcje biznesowe i komercyjne. Muzeum w ramach biletu wstępu oferuje również funkcje dodatkowe na przykład lunch w formie szwedzkiego stołu – tak jest Narodowym Muzeum w Kopenhadze. Pojawiają się nowe trendy w dziedzinie kolekcjonowania. Obserwuje się tendencję, że im dziwniejsza, bardziej zaskakująca lub śmieszna kolekcja, tym więcej chętnych do jej obejrzenia. Tematyka jest bardzo obszerna od różnych aspektów jedzenia przez modę i ubiór do sztuki odrzuconej, której eksponaty znajdują się w obrębie kiczu. We współczesnych muzeach każdy znajdzie coś, dla siebie coś co zaspokoi naturalną chęć poznania.

2. Definicja muzeum

Definicja muzeum była formułowana na różne sposoby. Dziennik Ustaw nr 987 z dnia 27 lipca 2012 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy o muzeach podaje następującą definicję:

Art. 1 *Muzeum jest jednostką organizacyjną, nie nastawioną na osiąganie zysku, której celem jest sprawowanie opieki nad zabytkami, informowanie o wartościach i treściach gromadzonych zbiorów, upowszechnianie podstawowych wartości historii, nauki i kultury polskiej oraz światowej, kształtowanie wrażliwości poznawczej i estetycznej oraz umożliwianie kontaktu ze zbiorami przez działania określone w art. 2, a artykuł 2 precyzuje:*

Muzeum realizuje cele określone w art. 1, w szczególności przez:

- 1) *gromadzenie zabytków w statutowo określonym zakresie,*
- 2) *katalogowanie i naukowe opracowywanie zgromadzonych muzealiów,*
- 3) *przechowywanie gromadzonych zabytków, w warunkach zapewniających im właściwy stan zachowania i bezpieczeństwo, oraz magazynowanie ich w sposób dostępny do celów naukowych,*
- 4) *zabezpieczanie i konserwację muzealiów oraz, w miarę możliwości, zabezpieczanie zabytków archeologicznych nieruchomych oraz innych nieruchomości obiektów kultury*
- 5) *materialnej i przyrody,*
- 6) *urządzanie wystaw,*
- 7) *organizowanie badań i ekspedycji naukowych, w tym archeologicznych.*

3. Funkcje muzeum

Muzea należą do dużej grupy obiektów użyteczności publicznej. Powinny one spełniać zasadę powszechnej dostępności, a także zaspokajać społeczne potrzeby w dziedzinie duchowej.

W muzeach gromadzi się eksponaty naukowe, przyrodnicze, techniczne a także dzieła sztuki. Do zadań, jakie spełniają muzea należy ochrona zebranych w nich eksponatów. Kolejnym zadaniem muzeum jest udostępnianie ekspona-

tów zwiedzającym, a także osobom, które wykonują opracowania i badania naukowe [3].

Muzeum w kulturze spełnia funkcje wartościowania i oznaczania nazywając w określonym czasie i miejscu materialne rzeczy „zabytkami techniki”, „pomnikami historii”, „okazami przyrody” czy też „dziełami sztuki”. Kreuje ono nowe dobra, weryfikuje obiekty wyznaczone przez wcześniejsze pokolenia, odmienne kręgi kulturowe, aktualne i minione subkultury. Stosunek do zastanych dóbr, przypisywanie lub pozbawianie znaczeń określonym przedmiotom czy też zachowań, stanowi o specyfice danej kultury [1].

Muzeum realizuje swoją misję zarówno poprzez zadania upowszechniania jak i gromadzenia określonych przedmiotów. Jako instytucja społeczna muzeum jest nie tylko celowym, opartym na naukowych kryteriach zbiorem rzeczy, ale uzależnione od warunków politycznych, ekonomicznych i społecznych – staje się środkiem do osiągnięcia celów dydaktycznych, wychowawczych czy rekreacyjnych [1].

Zbieranie i systematyzowanie kolekcji, obiekty gromadzone i sposoby ich prezentacji są tematem opracowań określających teorię i genezę muzeum oraz przedmiotu muzealnego.

Wahania frekwencji w muzeach, ambicje pozyskiwania nowych indywidualnych widzów, obawy przed brakiem odbiorców, prowadzą do tworzenia nowych modeli kreacji muzeów. Są to czasem formy działań właściwe dla innych instytucji życia kulturalnego, takich jak kino, teatr, czy filharmonia.

Charakter społeczny tych działań sprawia, że są one poddane szczególnej uwadze i zabiegom polityki kulturalnej. Przy użyciu odpowiednich dokumentów możemy konstruować odpowiedni program strukturalny i funkcjonalny muzeum [1].

4. Krótki rys historyczny

Pierwsze muzea powstawały już w czasach starożytnych. Na Akropolu w Atenach w V w p.n.e. istniała galeria obrazów, którą nazywano pinakoteką. Galerie takie mieli w posiadaniu także władcy hellenistyczni. Miejscem, w którym przechowywano obrazy w Rzymie były portyki. Pinakoteki prywatne powstały w okresie cesarstwa.

Nazwa „muzeum” wywodzi się od Muzeum Aleksandryjskiego założonego w III w p.n.e. przez egipskiego króla Ptolemeusza I. Greckie słowo „musejon” dosłownie oznacza świątynię muz. Muzeum w Aleksandrii pełniło funkcję ośrodka naukowego, w którym mieścił się: ogród zoologiczny i botaniczny, biblioteka, obserwatorium astronomiczne, a także pracownie chirurgiczne. Był to główny ośrodek nauki.

W średniowieczu gromadzono zbiory w kościelnych i klasztorach skarbcach, a także na dworach rodzin panujących.

W XVIII w. powstały wielkie muzea europejskie, które tworzone często z kolekcji magnackich. Najstarsze i najbardziej znane to: British Muzeum

w Anglii, Muzeum Luwr w Paryżu, Ermitaż w Petersburgu, a także Galeria degli Uffizi we Florencji.

W 1862 r. w Warszawie powstało Muzeum Sztuk Pięknych, które przekształcono później na Muzeum Narodowe. W Krakowie w 1879 r. utworzono Muzeum Narodowe.

Początkowo wszystkie zbiory muzealne umieszczano w pałacach i rezydencjach, np. w Rosji - Ermitaż, we Francji - Wersal i Luwr, w Polsce - Wilanów, Wawel, Łazienki i Zamek Królewski w Warszawie.

Od początku XIX w. w Europie rozpoczęto budowę gmachów, które były przeznaczone wyłącznie na ten cel. Budowle te charakteryzowały się monumentalizmem. Posiadały ogromne hole wejściowe i klatki schodowe, często były pełne klasycznych detali i ornamentów. Przykładem może być Muzeum Sztuk Pięknych (Kunsthistorisches Museum), które utworzono w Wiedniu w 1891 r. Prace budowlane prowadzono w latach 1872-1891.

Od takiego stylu architektury muzeów odstąpiono w dwudziestoleciu międzywojennym. Budynki, które powstały w tym okresie charakteryzują się monumentalnością, ale jednocześnie prezentują nowe podejście do rozwiązań architektonicznych. Przez to nie odwracają uwagi zwiedzających, od ekspozycji muzealnej.

Takie rozwiązania prezentuje modernistyczny nowy gmach Muzeum Narodowego w Warszawie, który został zbudowany w latach 1927-1938 według projektu architekta Tadeusza Tołwińskiego [3].

5. Muzealnictwo w Polsce

Do czasu wybuchu II wojny światowej muzea polskie rozwijały się bardzo prężnie. W Polsce przed wojną funkcjonowało ich 170. II wojna światowa przyniosła zagładę wielu muzeom w Polsce. Podczas okupacji niszczyli je systematycznie Niemcy, dlatego że widzieli w nich ostoje polskiej kultury. Po wyzwoleniu przystąpiono w Polsce do odbudowywania muzealnictwa. Państwo wzięło w bezpośrednią opiekę dorobek kultury narodu. Podjęto się również odnowy placówek muzealnych, a także kierowania ich rozwojem. Rozwój muzealnictwa po wojnie miał charakter dynamiczny. Pod koniec 1945 r. otwartych było jedynie 20 muzeów.

W latach sześćdziesiątych było już ponad 400 muzeów, które ściągnęły liczbę ponad szesnastu milionów zwiedzających rocznie.

Organizacja muzealnictwa w Polsce ma na celu zachowanie zasad, które są zawarte w Ustawie o muzeach. Zaakceptowano w niej rolę oświatową i naukową tego typu placówek. W kolejnych artykułach ustawy określono podstawowe zadania i przepisy, jakie dotyczyły muzeum [3].

Współcześnie muzea polskie utrzymują współpracę z muzeami w wielu krajach świata, a także włączyły się do pracy w międzynarodowych organizacjach, które są poświęcone muzeom [3].

6. Współczesny stan muzealnictwa

Zaraz po zakończeniu II wojny światowej została podjęta szeroko zakrojona akcja, która zmierzała do odnowy życia kulturalnego w całej Europie. Równocześnie rozpoczął się ruch odnowy i modernizacji muzealnictwa. Nowego języka porozumienia poszukiwano przede wszystkim w sztuce, tak aktualnej, jak i dawnej, której dzieła tradycyjnie ulokowano w muzeach. Poza sztuką chciano również ocalić inne wytwory cywilizacji. Zwłaszcza chodziło o zabytki nauki, historii i przyrody, które były coraz bardziej zagrożone postęпами ekspansyjnej, gospodarki człowieka. Kolekcjonerstwo w muzeach uznano za konieczność. Ponieważ jednak wciąż narastały problemy wyboru obiektów gromadzonych, wciąż ustalano nowe kryteria i definicje obiektów zabytkowych. Najwięcej trudności stwarzała dynamika przyrastania zbiorów. Muzea stwarzały możliwość kolekcjonowania pamiątek przeszłości nie tylko w sferze fizycznej, ale i intelektualnej. Podstawowa funkcja muzeów polegała na zgromadzeniu wybranych rzeczowych dowodów kultury, które służyły edukacji ludzi [3].

7. Rozwój poglądów muzeologicznych

Wzrost zainteresowania muzealnictwem po II wojnie światowej wywołany został różnymi czynnikami: szokiem przeszłości wojennej „niepewnością przyszłości”, a także poczuciem lęku i zagubienia wobec techniki, która zaczęła dominować i która była skierowana przeciwko własnemu twórcy – człowiekowi. W przeciwieństwie do nowoczesnej kultury masowej, radia, telewizji i filmu, muzeum to enklawa autentyczności i stateczności, pozwalająca kontemplować obiekty w wybranie długim czasie, a także umożliwiającą bardzo intymny kontakt z nimi. Muzeum jest również zaprzeczeniem konsumpcyjno-produkcyjnego systemu wartości, w którym posiadanie i bogactwo wciąż nowych przedmiotów są miarą osiągnięć jednostek i społeczeństwa. Muzeum oferuje wysokie wartości za minimalną opłatą lub bezpłatnie. Może przy tym obdarować nauką i pięknem duże grupy ludzi. Obecnie występują trzy główne tendencje, które kształtują charakter muzeum. Niektórzy chcą, aby muzeum tradycyjnie było sanktuarium, gdzie panuje podniosły nastrój i mówi się szeptem, obowiązuje tam również określony kodeks zachowań. Inni chcieliby stworzenia z muzeów miejsca zabawy i rekreacji, tak więc zamienienia go w salę koncertową lub kinową, klub czy też inne miejsce rozrywki, w którym eksponaty grają dekoracyjną, uboczną rolę. Nie tylko muzea są eksploatowane przez film, ale bardzo często instaluje się w nich urządzenia do emitowania obrazów ruchomych, co uważane jest za dowód nowoczesności i postępu. Trzecim nurtem jest dążenie do komercjalizacji muzeów. Istnieje tendencja do podnoszenia cen biletów wstępu, instalowania w nich sklepów, które są zaopatrzone nie tylko w reprodukcje ekspozycji, katalogi i przewodniki, ale i również w pamiątki.

Muzea to przede wszystkim narzędzia dydaktyczne, które są przydatne w podnoszeniu oświaty społeczeństwa.

Każda z tendencji, zawsze uwarunkowana przez miejsce i czas, broni swojego „nowatorstwa” przy wskazywaniu wartości prawidłowych i charakterystycznych dla muzeum, które dotychczas nie były zauważone czy też zagubione [1].

Na przykład we Francji został opracowany projekt muzeum „ruchomego”, w którym to widzowie siedzą w krzesłach, tak jak w teatrze lub w kinie, poszczególne zaś eksponaty przesuwały się przed nimi jakby na obrotowej scenie [4].

Bardzo wnikliwą i szczegółową krytykę poglądów niemieckich oraz czeskich muzeologów przeprowadził Wojciech Gluziński w książce pt. *U podstaw muzeologii* (Warszawa 1980). Doszukiwał się w nich licznych błędów logicznych. W części pozytywnej swojej pracy starał się on wykazać, że muzeum nie jest służebną instytucją wobec nauki, ani też nie jest, ani nie może być instytutem naukowym, choć szeroko korzysta z dorobku nauki. Wiadomo, że zasadniczą funkcją nauki nie jest gromadzenie informacji, ale wyjaśnianie problemów. Przeprowadzone badania w kręgach nauki i muzealnictwa przedstawiają się bardzo różnie, a mianowicie nauka wychodzi od stwierdzeń jednostkowych, protokołujących dane obserwacyjne, a to na nich buduje twierdzenie ogólne. Muzea natomiast czerpią z tych gotowych uogólnień, tak aby określać szczegółowe przypadki. Wyzyskują również różne osiągnięcia nauki do przeprowadzania swoistych, własnych celów. Bardzo ważna jest rola muzeum dla nauki – poprzez samo gromadzenie cennych materiałów. Według Gluzińskiego najistotniejszą i podstawową funkcją muzeum jest „unaocznienie” zbiorów przedmiotów.

Muzeum jest więc swego rodzaju modelem operacyjnym, który informuje o pewnym szczególnym stosunku człowieka do rzeczywistości. Muzeum nie jest więc precyzyjnym przekątnikiem wiedzy o naukowych faktach obiektywnych, a raczej epistemologiczną metaforą [4].

Związki nauki z muzeum są obecnie silniejsze niż kiedykolwiek, dlatego też niektóre wielkie muzea światowe są instytutami naukowymi, które podejmują na własną rękę obszerne badania naukowe. Co prawda udostępnianie zbiorów jest jedną z głównych funkcji muzeum, ale muzeum nie traci swej wartości i nie przestaje istnieć, kiedy z tych powodów zamknie swoje sale dla zwiedzających [4].

Dokonywane poprzez muzeum i w muzeum akty wartościowania i symbolizowania przedmiotów, a także unaocznianych poprzez nie idei, stanowią funkcję stałą muzeum w kulturze. Jej określone realizacje na płaszczyźnie nauki, wzorców życia kulturalnego i realnej praktyki społecznej są historycznie zmienne, dynamiczne, w Polsce zaś szczególnie uzależnione od dziejów państwa i narodów [1].

8. Układ funkcjonalny muzeum

Pierwszy element układu funkcjonalnego muzeum to zespół wejściowy, który z reguły ma charakter hallu, w którym (w formie aneksów) umieszcza się: szatnie, kasy biletowe, kioski przeznaczone do sprzedaży wydawnictw, które są związane z ekspozycją, bar kawowy lub kawiarnią, a także sanitariaty. W hallu powinno znaleźć się miejsce, które przeznaczone jest do spotkań osób lub grup zwiedzających z przewodnikiem.

Następny element muzeum to część ekspozycyjna, która składa się przeważnie z sal wystawowych. Część z nich przeznaczona jest pod ekspozycję stałą, natomiast część na wystawy okresowe o zmiennej tematyce. W salach wystawowych albo pomiędzy nimi powinny znaleźć się miejsca przeznaczone na krótki wypoczynek.

Muzea poza funkcją wystawienniczą, spełniają funkcje oświatowe. Udo-
stępniają one swoje wnętrza do prowadzenia wykładów, szkoleń fachowych i popularno-naukowych, seminariów. Dlatego też często projektuje się przy muzeach sale wykładowo-seminaryjne.

Muzeum pełni również funkcje placówki naukowo-badawczej. Prowadzone są tam prace naukowe, a także opracowuje się publikacje. Aby umożliwić pełnienie tej funkcji, w muzeach umieszczone są gabinety dla pracowników naukowych. Wyposażenie i charakter tych pomieszczeń jest zależny od rodzaju muzeum.

Kolejnym zadaniem, jakie ma pełnić muzeum to zabezpieczenie i konserwacja zbiorów. Odbywa się to w specjalnie wyposażonych pracowniach i laboratoriach. Muzeum ma również przechowywać te eksponaty, które nie są wystawione w stałej ekspozycji, albo czekają na ekspozycję czasową.

Zarówno sale wystawiennicze, jak i również magazyny muszą być wyposażone w instalacje, które zapewniają prawidłowe dla danego typu zbiorów warunki przechowywania (właściwa temperatura, oświetlenie, wilgotność itp.) [3].

9. Zasady projektowania muzeów

Wiele muzeów, a szczególnie te o długoletniej tradycji, mieści się w budynkach zabytkowych takich jak klasztory, zamki, pałace, ratusze i inne budynki. Dostosowanie ich do funkcji muzealnej jest trudne ze względu na ochronę wartości zabytkowych. Musi ograniczyć się to do aranżacji ekspozycji w zabytkowych miejscach lub adaptacji części pomieszczeń do funkcji pomocniczych, a także do wprowadzenia instalacji, które zapewniają odpowiedni mikro klimat pomieszczeń.

Nie dużo większe możliwości stwarza adaptacja, np. starych dworców kolejowych, fabryk czy też hal targowych na muzea, które prezentują zbiory

z dziedziny techniki, np. muzea: samochodów, kolejnictwa, lotnictwa, łączności, żeglugi, czy przemysłu. Takie adaptacje są bardzo często spotykane.

Projektując nowe budynki muzeów, należy trzymać się zasady takiego rozmieszczenia eksponowanych zbiorów, żeby ich długie oglądanie nie spowodowało znudzenia i zmęczenia monotonią i jednostajnością. Aby to uzyskać należy umieszczać na trasie widzenia kolejne wnętrza różnej wielkości, przerywanie ekspozycji aneksami wypoczynkowymi, załamywanie drogi zwiedzania, możliwość wglądu, np. na teren ogrodu lub podwórza zielonego. Przy projektowaniu ciągów zwiedzania nie można zapomnieć o dostępności tych miejsc dla osób niepełnosprawnych.

Przeprowadzone doświadczenia wykazały, że człowiek zdolny jest do obejmowania wzrokiem pola zawartego pomiędzy płaszczyznami o kącie rozwinięcia 27° . Przy odległości około 10 m od obiektu daje dobre widzenie około 90 cm poniżej i ok 450cm powyżej płaszczyzny wzroku. Znajomość takiej zdolności postrzegania i tej cechy wzroku określa zasady rozmieszczania eksponatów, nie tylko tych na ścianach, ale i również też tych małych przedmiotów w witrynach i gablotach. Z tej zasady wynikają również wielkości sal ekspozycyjnych, wysokości ścian do umieszczania eksponatów.

Sale wystawowe eksponatów naukowych i dzieł sztuki powinny chronić je przed kradzieżą, zniszczeniem, wysuszeniem, wilgocią, kurzem i słońcem. Powinny również pokazywać je w jak najkorzystniejszym świetle, co można uzyskać najlepiej poprzez podział zasobów wystawienniczych na te, które przeznacza się do badań (zabezpiecza się je w tekach i przechowuje się w szafach z uchwytnymi, które mają głębokość ok. 80 cm i wysokość 160 cm) oraz na takie, które przeznacza się dla publiczności (malowidła ściennie, obrazy olejne, wystawy zmienne).

Ekspонат musi być widoczny dla publiczności w całości w odpowiednim oświetleniu i na odpowiednim tle. Warunkiem tego jest usytuowanie go w odpowiedniej przestrzeni sali ekspozycyjnej. Każda grupa obrazów powinna mieć oddzielną salę, każdy obraz natomiast powinien mieć własną ścianę. Wymaga to mniejszych pomieszczeń, które ponadto oferują więcej powierzchni ścian, w stosunku do powierzchni podłogi niż duże, niezbędne dla dużych obrazów. Z tego wynika, że wielkość sal zależy od wielkości obrazów [2].

Wystawianie zbiorów, jest głównym celem, a jednocześnie miernikiem wartości każdego obiektu muzeum. Nie stanowi ono jednak bezwzględnego warunku istnienia instytucji muzealnej. Jednak jest to główny motyw, który uzasadnia społeczną konieczność tych instytucji. Termin „ekspozycja” ma bardzo dużo znaczeń. W dziedzinie teorii literatury np. oznacza wprowadzenie do akcji dramatu, potocznie jednak bardzo często jest używany wymiennie z terminem „wystawa”. Tutaj pojęciem „ekspozycja” jest sposób wystawiania obiektów w muzeum, natomiast termin „wystawa” ma znacznie szersze znaczenie [4].

Standardowy wewnętrzny klimat dla muzeum to temperatura powietrza 18°C i jego wilgotność względna 55%. Często jednak konieczne są parametry, które odbiegają od tych określonych powyżej. Podczas, gdy dla drewna za prawidłową uchodzi wilgotność 55-60%, dla papieru 45-50%, dla płótna 50-55%, tak dla metali powinna być utrzymana wilgotność powietrza zaledwie 4% do maksymalnie 40%. Wielkie znaczenie ma unikanie krótkotrwałych wahań względnej wilgotności powietrza, które w czasie jednej godziny nie powinny być większe od 2,5% albo w ciągu dnia większe od 5%. Wahania sezonowe powinny wynosić w lecie nie więcej niż plus 5%, w zimie natomiast minus 5%. Zmieniający się w muzeum przepływ gości prowadzi do ustawicznych zmian jego stanu klimatycznego [2].

W muzeach, które były projektowane od połowy XIX wieku do połowy lat 70-tych XX wieku dominowała tendencja do oświetlania sal ekspozycyjnych światłem naturalnym. Ze względu na to, że należy chronić eksponaty przed działaniem promieni słonecznych i zapewnienia jednolitego oświetlenia, stosowano otwory, które dają oświetlenie górne lub też górno-boczne, z dodatkowymi rastrami rozpraszającymi między salą ekspozycyjną a oknem, albo też oświetlenie górne światłem odbitym.

W dzisiejszych czasach, dzięki postępowi w dziedzinie techniki oświetlenia sztucznego, coraz częściej projektowane są muzea i galerie wystawowe, które nie mają światła naturalnego. Oświetlenie sztuczne jest na tyle komfortowe, że można je dostosowywać do rodzaju ekspozycji zarówno pod względem kierunku jak i natężenia, a także barwy i jasności światła. Jest to ważne, ponieważ jak twierdzą specjaliści do spraw wystaw, np. obrazy malarzy współczesnych wymagają innego charakteru oświetlenia niż np. malarstwo renesansowe. Rzeźby natomiast najlepiej wyeksponowane są przy oświetleniu podobnym do stosowanego przy eksponatach prezentowanych w muzeach techniki.

Dla projektowanych obiektów charakterystyczna jest chęć uzyskania jak najkorzystniejszych ekspozycji zbiorów, a także prostych i czytelnych dróg komunikacyjnych, które są przeznaczone dla zwiedzających. Współcześnie muzea są szeroko otwarte dla całego społeczeństwa w celu wychowania, uczenia i łączenia przeszłości z przyszłością i teraźniejszością. W budynkach muzeów następuje odzwierciedlenie epoki, w której powstają i są to najczęściej wybitne dzieła architektury. Przykładem może być budynek Muzeum Sztuki Współczesnej w Caracas, którego kształt to odwrócona piramida. Na dachu obiektu zostały umieszczone osłony, które były ustawiane mechanicznie, zależnie od natężenia dziennego światła.

Muzeum Sztuki Współczesnej Guggenheima w Nowym Jorku mieści się w budynku, który ma kształt stożka odwróconego. Oświetlenie odbywa się górną i wzdłuż rampy wspornikowej – służącej jako droga zwiedzania, która biegnie ku górze.

Jednym z ważniejszych osiągnięć architektonicznych, które miały miejsce w ostatnich latach jest realizacja muzeum Fundacji Guggenheima zaprojektowanego

wanego przez arch. Franka Gehry'ego Muzeum Sztuki Współczesnej w Bilbao. Cechą, która charakteryzuje układ funkcjonalny tego obiektu, jest utworzenie centralnego punktu budynku, który ma postać atrium o wysokości 50 m. Wokół niego skupione są wszystkie funkcje muzeum. Stamtąd rozchodzą się drogi do 19 pomieszczeń wystawowych o różnej wielkości, wysokości, a także sposobie oświetlenia. Elewację w górnej części wykończona została blachą tytanową. Dzięki temu sprawia ona wrażenie błyszczącego kwiatu. W dolnych kondygnacjach wykończona jest beżowym wapieniem [3].

10. Dwa przykłady muzeów we Francji i w Polsce

W przypadku obydwóch muzeów ustalenie dokładnego programu użytkowego jest bardzo utrudnione. Brak jest bowiem publikacji dotyczących pełnych dokumentacji architektonicznych obu obiektów. Pierwszym przykładem jest Muzeum Sztuki Nowoczesnej w Lille (rys. 1).

Muzeum to znajduje się na północy Francji w mieście Lille. Obiekt swoją przebudowę i rozbudowę zawdzięcza arch. Manuelle Gautrand.

Do oryginalnego budynku, który zaprojektował Roland Simounet, dodała ona oryginalne przedłużenie, które umożliwia ekspozycję zarówno w środku jak i na zewnątrz obiektu [6].



Rys. 1. Muzeum Sztuki Nowoczesnej w Lille [7]

Fig. 1. Lille Museum of Modern Contemporary and Outside Art [7]

Bryła dobudowanego budynku jest nowoczesna, dość rozczłonkowana, bardzo oryginalna. Poprzez zastosowanie betonowej koronki, utworzył się ciekawy efekt architektoniczny na elewacjach. Fantastyczne zjawiska tworzy zmienne oświetlenie nocne. Światło wypływające z koronki stwarza niesamowitą grę kolorów, światła i cieni. Dzięki swojej surowości betonowe, ażurowe bryły dobrze komponują się z otaczającą obiekt zielenią, a także podkreślają dynamiczną, nowoczesną formę obiektu. Rozbudowany obiekt muzeum doskonale wpisuje się w otoczenie, tworząc z nim harmonijną całość.

Drugim przykładem jest Muzeum Lotnictwa Polskiego w Krakowie (rys. 2). Aeroklub Krakowski zorganizował w 1964 r. Wystawę Lotniczą na terenie byłego lotniska Rakowice-Czyżyny. Wystawa stała się początkiem przyszłego muzeum lotnictwa. Budynek muzeum jest częścią lotniczego parku kulturowego w krakowskich Czyżynach.

Muzeum to zostało zaprojektowane przez pracownię Pysall, Ruge Architekten i Bartłomieja Kisielewskiego. Obiekt oddano do użytku we wrześniu 2010 r. Składa się on z trzech skrzydeł, które wychodzą ze wspólnego rdzenia układając się w kształt wielkiego śmigła. Całość ułożona jest na kwadratowej platformie betonowej o wymiarach 65 na 65 metrów. Skorupę budynku wykonano z betonu. Do jej wykończenia został użyty beton architektoniczny w dwóch różnych odcie-



Rys. 2. Muzeum Lotnictwa Polskiego w Krakowie [8]

Fig. 2. Krakow Museum of Aviation [8]

niach szarości – antracytowym i szarym. Autorzy projektu twierdzą, że wielkoformatowe, monochromatyczne betonowe powierzchnie stanowią perfekcyjne tło dla eksponatów, które znajdują się wewnątrz budynku, a także dla detali architektonicznych. Dzięki swojej surowości i naturalności świetnie komponują się z otaczającą obiekt zielenią, a także podkreślają dynamiczną, nowoczesną formę obiektu.

Budowli betonowej lekkości dodają bardzo duże przeszklenia, które otwierają ją na parkowe otoczenie i zacierają podział na wewnętrzną i zewnętrzną część ekspozycyjną. Również wewnętrzne podziały mają formę szklanych ścian, które w razie konieczności można zasłonić kotarami. Nowy gmach muzeum o powierzchni użytkowej 3378 m² mieści salę wystawową o powierzchni 1022 m², część edukacyjną o powierzchni 588 m², salę wielofunkcyjną o powierzchni 251 m², salę kinową dla 50 osób, a także bibliotekę i czytelnię naukową oraz biura do pracy naukowej [8].

11. Wnioski

Muzea należą do dużej grupy obiektów użyteczności publicznej. Powinny one spełniać zasadę powszechnej dostępności. Ich obecne zadania to uczyć, bawić i zaskakiwać swoich użytkowników. W muzeach każdy znajdzie coś co zaspokoi jego naturalną potrzebę poznania. Współcześnie obserwujemy rozwój muzeów jako miejsc, które mogą mieć również funkcje biznesowe i komercyjne. Definicja muzeum była formułowana na różne sposoby w zależności od okresu historycznego i upodobań użytkowników. Muzea powstawały już w czasach starożytnych. Wielkie muzea europejskie powstały i rozwijały się w wieku XVIII.

Muzeum posiada rozbudowany układ funkcjonalny. Standardowy układ funkcjonalny współczesnego muzeum to zespół wejściowy, część ekspozycyjna, sale wykładowo-seminaryjne, część naukowo-badawcza oraz części pomocnicze, magazynowe i gospodarcze. Obiekt muzeum musi spełniać szereg wymagań i parametrów technicznych, których celem jest zapewnienie bezpieczeństwa użytkowników i zbiorów. Muzeum to enklawa autentyczności i stałości, pozwalająca kontemplować obiekty w wybranie długim czasie, a także umożliwiająca bardzo intymny kontakt z nimi. Dostosowanie istniejących historycznych budynków, przy zmianie ich sposobu użytkowania, do funkcji muzealnej jest trudne ze względu na konieczną ochronę ich wartości zabytkowych. Projektując nowe budynki muzeów, należy trzymać się zasady takiego rozmieszczenia eksponowanych zbiorów, żeby ich oglądanie nie spowodowało znudzenia i zmęczenia u osób zwiedzających. Dla współcześnie projektowanych obiektów charakterystyczna jest chęć uzyskania jak najkorzystniejszych ekspozycji zbiorów, a także prostych i czytelnych wewnętrznych dróg komunikacyjnych. Metodologia wystawiania zbiorów, jest głównym celem, a jednocześnie podstawowym miernikiem wartości każdego obiektu muzeum.

Literatura

- [1] Krzemińska M.: Muzeum Sztuki w Kulturze Polskiej, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1987, s. 7-9, 325.
- [2] Neufert P., Podręcznik projektowania architektoniczno-budowlanego, ARKADY, s. 593-594.
- [3] Parczewski W., Tauszyński K.: Dokumentacja Budowlana 4. Projektowanie Obiektów użyteczności publicznej, WSiP, 8-9, 30-32, 76.
- [4] Żygulski J. (jr): Muzea na świecie. Wstęp do muzealnictwa, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1982, s. 77-80, 167.
- [5] Dziennik Ustaw nr 987 z dnia 27 lipca 2012 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy o muzeach.
- [6] http://www.bryla.pl/bryla/1,85298,8441239,Betonowa_koronka_z_Lille.html [dostęp 04 kwietnia 2014 r.].
- [7] <http://www.socialdesignmagazine.com/pl/site/architettura/lille-museum-of-modern-contemporary-and-outside-art.html> [dostęp 04 kwietnia 2014 r.].
- [8] http://www.muzeumlotnictwa.pl/gmach_muzeum/gmach.php [dostęp 04 kwietnia 2014 r.].

MUSEUM OBJECTS DESIGN

Summary

Museums teach, amuse and surprise. We now see the development of museums as places that may also have business and commercial functions. In museums, everyone will find something that will satisfy his natural desire to learn. The definition of the museum was formulated in different ways, depending on the historical period and preferences of users. Museums were already in use in ancient times. The development of the eighteenth century when it formed the great European museums.

Museums belong to a large group of utilities. They should comply with the principle of universal accessibility. The functional museum is an input part of exhibition, conference lectures and seminars, part of the Research and auxiliary parts, warehousing and business. Museum building must meet a number of requirements and technical specifications, which aim to ensure the safety of users and collections.

Keywords: architecture, public buildings, museums, architectural design, functional solutions

Przesłano do redakcji: 13.11.2014 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.122

Piotr SIWICKI¹
Janusz URBAŃSKI²
Marcin KRUKOWSKI³
Adam KOZIOŁ⁴

STRATY HYDRAULICZNE W CIŚNIENIOWYCH PRZEWODACH O ODKSZTAŁCONYM PRZEKROJU KOŁOWYM

W pracy przedstawiono wyniki analiz kształtowania się strat hydraulicznych na długości odkształconego w przekroju poprzecznym przewodu kołowego. Badania przeprowadzono w celu sprawdzenia zasadności stosowania formuły Colebrooka - White'a do wyznaczania współczynnika oporów liniowych λ w przewodach o odkształconym przekroju. Niekołowości przewodu uwzględnia się poprzez wprowadzenie do formuły Colebrooka - White'a wielkości promienia hydraulicznego zamiast średnicy przewodu. Zasadność takiego postępowania postanowiono sprawdzić przy zastosowaniu modelu numerycznego. Obliczenia wykonano z wykorzystaniem modelu CFD FLUENT. Badaniom poddano trzy średnice przewodu. Każdą ze średnic poddano odkształceniom. Wyznaczono straty liniowe dla przewodów o stopniu odkształcenia jego przekroju do 50%. Dla każdej ze średnic przy różnym stopniu odkształcenia przewodu wprowadzono tę samą objętość przepływu. Z przeprowadzonych obliczeń numerycznych wynika, że w analizowanych przypadkach przyrost strat jest bardziej znaczący po osiągnięciu około 20% stopnia odkształcenia. Procentowy przyrost strat w przewodzie o stopniu odkształcenia 50% względem przewodu nieodkształconego sięga 250%. Uzyskane wielkości strat z modelu numerycznego porównano z obliczeniami formułą Colebrooka - White'a i Darcy-Weisbacha uzyskując dużą zgodność wyników. Potwierdza to zasadność stosowania tych formuł do wyznaczania współczynnika oporów liniowych

¹ Piotr Siwicki, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. 22 5935290, piotr_siwicki@sggw.pl

² Autor do korespondencji/corresponding author: Janusz Urbański, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. 22 5935290, janusz_urbanski@sggw.pl

³ Marcin Krukowski, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. 22 5935290, marcin_krukowski@sggw.pl

⁴ Adam Kozioł, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. 22 5935290, adam_koziol@sggw.pl

λ i strat ciśnienia na długości w odkształconych eliptycznie przewodach kołowych. Uzyskana wiedza może być wykorzystana do szacowania stopnia odkształcenia przewodu na podstawie wprowadzonego do niego natężenia przepływu i pomierzonych strat hydraulicznych na długości, w przypadkach kiedy pomiar fizyczny deformacji nie jest możliwy.

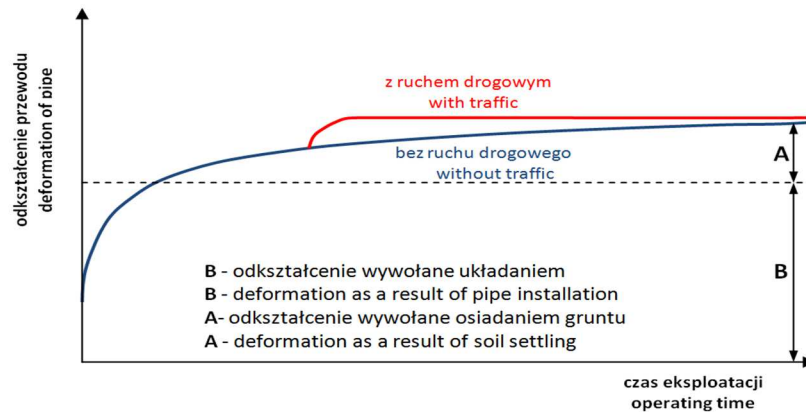
Słowa kluczowe: straty hydrauliczne, modelowanie CFD, odkształcenia przekroju przewodu, współczynnik oporów liniowych

1. Wprowadzenie

W przewodach kołowych układanych w gruncie w wyniku jego oddziaływania oraz zmian obciążenia w ośrodku gruntowym wynikających z nowo powstałych budowli, zmian poziomu wód gruntowych, zwiększenia osiadanie gruntu (wpływy górnicze) oraz obciążeń dodatkowych (np. ruch kołowy) (rys. 1) dochodzi do deformacji, powodującej owalizację albo wyboczenie przewodu w przekroju poprzecznym lub ugięcie w przekroju podłużnym [5]. W niniejszym artykule analizie pod względem hydraulicznym poddano przewody odkształcone w przekroju poprzecznym. Ugięciom rur towarzyszy występowanie odkształceń w ściance rur w kierunku obwodowym powodujących owalizację przekroju (odkształcenie eliptyczne). Pod wpływem zewnętrznego ciśnienia gruntu powstają siły ściskające działające obwodowo na ściankę rury. Jeżeli siły te są duże, mogą spowodować uszkodzenie ścianki rury. Oddziaływanie to jest połączonym działaniem dużego ciśnienia zewnętrznego (lub podciśnienia) i sztywności rury. W przypadku rur o niskiej sztywności występuje ryzyko wyboczenia. Ułożenie przewodu w zagęszczonym gruncie znacznie zwiększa jego odporność na wyboczenie. W przekroju poprzecznym wówczas występują one w formie drobnych fal. Natomiast, gdy otaczający grunt jest luźny, odporność na odkształcenia jest mniejsza i wyboczenie występować będzie w kształcie mniej lub bardziej eliptycznym [8]. Rodzaje spotykanych wyboczeń przewodów przedstawiono na rys.2.

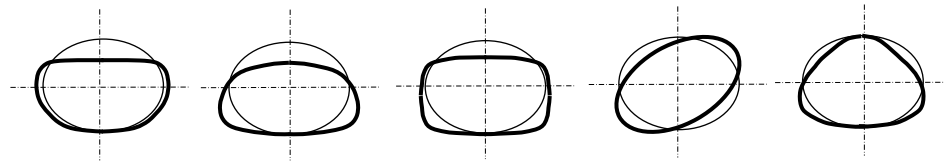
Rozkład obciążeń rurociągu i jego deformację w płaskim stanie odkształceń wyznaczyć można według metody skandynawskiej [7]. Zjawisko to dotyczy wszystkich przewodów bez względu na materiał, z jakiego są wykonane, jednak najbardziej podatnymi na odkształcenia są przewody z tworzyw sztucznych (PVC, PE i PP) w terminologii inżynierskiej nazywane przewodami elastycznymi.

Przewody ułożone w gruncie można podzielić ze względu na dopuszczalne odkształcenie względne ścianek na: sztywne, półsztywne, elastyczne. Podział taki zawierają również normy [10], [11] odnośnie wymagań dla materiałów stosowanych w systemach kanalizacyjnych. Zmiany w przekroju poprzecznym przewodu kołowego powodują również zmianę warunków hydraulicznych przepływu [6], [12], [13].



Rys. 1. Zmiany odkształcenia przewodu kołowego w czasie eksploatacji, opracowano na podstawie [4]

Fig. 1. Changes of deformation circular pipe during exploitation, on the basis of [4]



Rys. 2. Rodzaje wyboczeń przewodu kołowego, opracowano na podstawie [4]. a) kształt serca, b) kształt dzwonu; c) czworokątny; d) eliptyczny – niesymetryczny; e) trójkątny

Fig. 2. Buckling types of the circular pipe, on the basis of [4]. a) heart shape, b) quadrangular d) elliptical - asymmetric, e) triangular

W artykule przeanalizowano kształtowanie się strat ciśnienia na długości przewodu dla różnych stopni odkształcenia przekroju. Badaniom poddano przewody kołowe o odkształceniu eliptycznym w przekroju poprzecznym.

2. Metodyka i zakres obliczeń

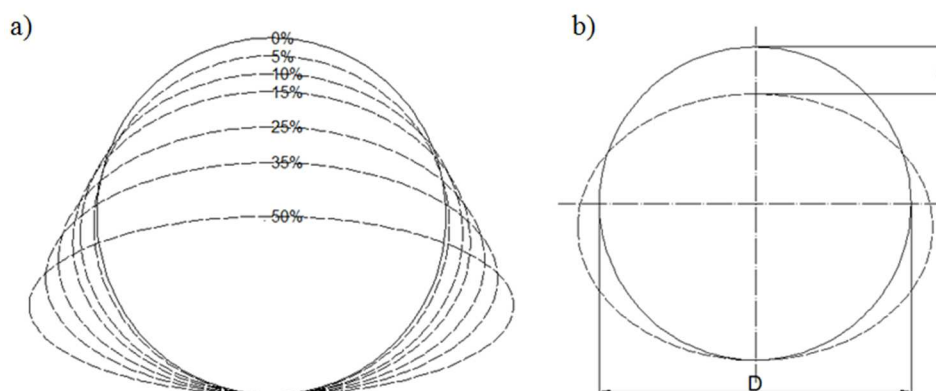
Obliczenia numeryczne strat energii/ciśnienia w przewodach o różnym stopniu odkształcenia przekroju kołowego wykonano za pomocą pakietu FLUENT firmy ANSYS. Analizie poddano trzy przewody o średnicach $D=0,30\text{m}$, $D=0,15\text{m}$, $D=0,10\text{m}$. Przyjęto stałą wysokość chropowatości $k=0,0016\text{m}$. Dla każdej średnicy przyjęto inną długość przewodu L w celu uzyskania jednakowej relatywnej długości przewodu $L/D=70$ dającej możliwość analizowania parametrów struktury strumienia o tym samym stopniu rozwinięcia (rys. 3). Dla trzech analizowanych średnic w przypadku zerowego stopnia odkształcenia prędkość średnia wynosiła $2,48\text{ m/s}$. Dla przewodów odkształconych prędkość na wlocie była korygowana w związku ze zmianą pola przepływu tak,

aby uzyskać wydatek taki jak w przewodzie nieodkształconym. Podstawowe parametry geometryczne badanych przewodów i warunki hydrauliczne przedstawiono w tabeli 1. Liczba Reynoldsa dla badanych średnic (nieodkształconych) zawierała się w przedziale od 19000 do 57000. Badane warunki przepływu znajdowały się w strefie ruchu burzliwego. Dla każdego z przewodów przeanalizowano opory liniowe przy stopniu odkształcenia wynoszącym 0%, 5%, 10%, 25%, 35%, 50% (rys. 4). Odkształcenie przewodu zdefiniowano jako: $s/D \cdot 100$ [%], gdzie s jest wysokością odkształcenia (ugięcie w przekroju poprzecznym odkształconej rury), a D średnicą wewnętrzną przewodu nieodkształconego (rys. 4).



Rys. 3. Długości analizowanych przewodów

Fig. 3. Length of analyzed pipes



Rys. 4. Analizowane odkształcenia eliptyczne. a) stopnie odkształcenia, b) definicja odkształcenia

Fig. 4. Types of deformation of the circular pipe

Tab. 1. Parametry badanych przewodów

Tab. 1. Parameters investigated pipes

D	L	k	V	k/D	L/D
[m]	[m]	[m]	[m/s]	[-]	[-]
0,10	7,0	0,0016	2,48	0,016	70
0,15	10,5	0,0016	2,48	0,011	70
0,30	21,0	0,0016	2,48	0,005	70

Przyjęty w badaniach obliczeniowy model CFD zweryfikowany został dla przewodów kołowych nieodkształconych w pracach [12] oraz [6]. Obliczenia realizowano na modelu 3D dla warunków ustalonych w czasie. Podstawę metody CFD (Computational Fluid Dynamics) stanowią równania różniczkowe będące matematycznym zapisem praw zachowania masy, pędu i energii. Niezależnie od rodzaju ruchu płynu (laminarny czy turbulentny) rozwiązywane są równania ciągłości przepływu (1) oraz równanie pędu (2) [2]:

$$\frac{\partial}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{v}) = 0 \quad (1)$$

gdzie:

ρ - gęstość płynu,

\vec{v} - prędkość średnia płynu,

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \vec{v}) + \nabla (\rho \vec{v}) = -\nabla p + \nabla (\overline{\overline{\mathbf{T}}}) + \rho \vec{g} + \vec{F} \quad (2)$$

gdzie:

p - ciśnienie hydrostatyczne,

$\rho \vec{g}$ - siły masowe,

$\overline{\overline{\mathbf{F}}}$ - siły powierzchniowe,

$\overline{\overline{\mathbf{T}}}$ - tensor naprężeń (opisany poniżej),

$$\overline{\overline{\mathbf{T}}} = \mu \left[\left(\nabla \vec{v} + \nabla \vec{v}^T \right) - \frac{2}{3} \nabla \cdot \vec{v} \mathbf{I} \right]$$

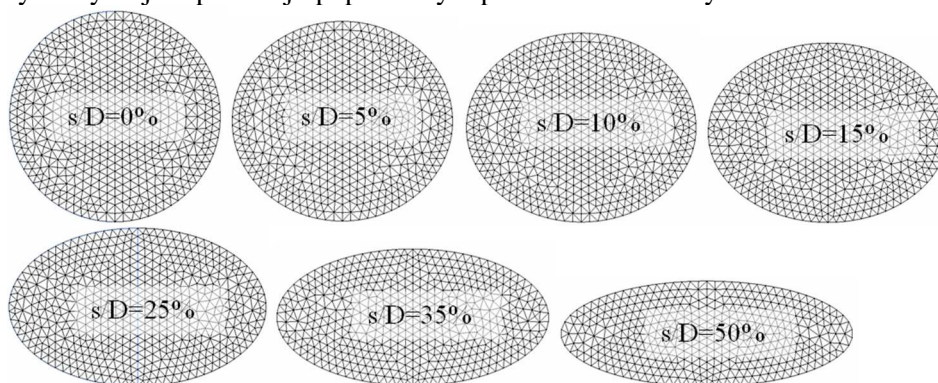
μ - lepkość dynamiczna,

\mathbf{I} - macierz jednostkowa.

Dodatkowo w przypadku występowania przepływu turbulentnego, rozwiązywane jest równanie transportu. W wyniku analizy dostępnych modeli turbulentnych proponowanych w programie FLUENT przyjęto model k- ϵ standard. Modele należące do grupy k- ϵ są półempirycznymi modelami dwurównaniowymi, bazującymi na różniczkowych równaniach opisujących transport kinetycznej energii turbulentnej k oraz jej dyssypację ϵ . Równania te zostały wyprowadzone przy założeniu izotropowości turbulencji. Założenie to eliminuje możliwość zastosowania w/w modeli, bez zastosowania dodatkowych zależności dla przepływów przyściennych. Warunki brzegowe zdefiniowano na wlocie poprzez zadanie prędkości o stałej wartości w całym przekroju (velocity-inlet), ścianki przewodu zdefiniowano jako materiał o stałej wysokości szorstkości (wall), a wylot jako wypływ ciśnieniowy (pressure-outlet).

W celu uzyskania jednakowej dokładności obliczeń dla badanych przewodów zastosowano tę samą gęstość siatki obliczeniowej dla wszystkich badanych przypadków. Ustaloną gęstość siatki w przekroju poprzecznym jak i podłużnym

przyjęto na podstawie analiz przeprowadzonych w pracy [12]. Przyjęte schematy dyskretyzacji w przekroju poprzecznym przedstawiono na rys. 5.



Rys. 5. Przyjęte schematy dyskretyzacji dla analizowanych stopni odkształceń przewodu

Fig. 5. Discretization schemes deformed pipes

Z uzyskanych wysokości strat ciśnienia na długości przewodu w założonych przekrojach obliczono współczynniki oporów liniowych na podstawie zależności (3) [3]:

$$\lambda = \frac{dp}{dx} \cdot \frac{4R_h}{q} \quad [-] \quad (3)$$

gdzie:

$$\frac{dp}{dx} - \text{spadek ciśnienia na długości } x - \frac{(p_1 - p_2)}{x} \quad [\text{Pa/m}],$$

$$q = \rho \cdot \frac{v^2}{2g},$$

ρ - gęstość wody.

Obliczone wartości współczynników oporów liniowych na podstawie danych uzyskanych z modelu porównano z wartościami współczynnika oporów liniowych obliczonymi wzorem Colebrooka - White'a [3] [14]:

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \lg \left(\frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3.71 \cdot 4R_h} \right) \quad (4)$$

gdzie:

R_h - promień hydrauliczny [m],

Re - liczba Reynoldsa [-],

k - wysokość chropowatości [m].

Jednostkowe straty ciśnienia na długości przewodu obliczono z formuły Darcy-Weisbacha [3, 14]:

$$\Delta h = \lambda \cdot \frac{x}{4R_h} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (5)$$

gdzie:

v - średnia prędkość przepływu w przewodzie zdefiniowana jako iloraz natężenia przepływu do pola powierzchni przepływu [m/s].

Do oceny zgodności wartości uzyskanych z modelu numerycznego z wynikami obliczeń według wzorów empirycznych zastosowano trzy najczęściej stosowane w praktyce miary statystyczne [1], a mianowicie:

- względny średniokwadratowy błąd resztowy WBR:

$$WBR = \frac{1}{y_p} \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_{p,i} - y_{m,i})^2} \quad (6)$$

- stosunek wartości średnich (SWS):

$$SWS = \frac{\overline{y_m}}{\overline{y_p}} \quad (7)$$

gdzie:

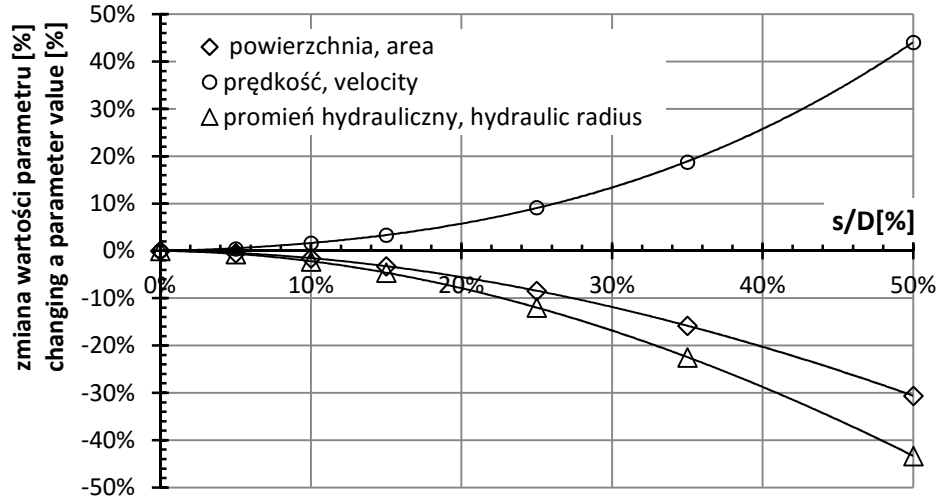
$\overline{y_m}, \overline{y_p}$ - średnia arytmetyczna, odpowiednio wyników uzyskanych z modelu (m) i z równania (p),

- współczynnik korelacji R^2 :

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_{p,i} - \overline{y_p})(y_{m,i} - \overline{y_m})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (y_{p,i} - \overline{y_p})^2 \sum_{i=1}^n (y_{m,i} - \overline{y_m})^2}} \quad (8)$$

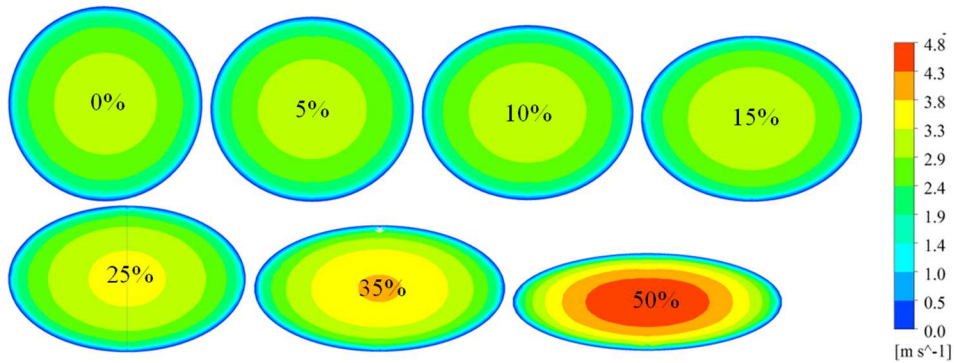
3. Wyniki i ich analiza

W wyniku odkształcenia przekroju przewodów zmieniają się podstawowe parametry decydujące o oporach przepływu: wzrasta średnia prędkość, maleje pole powierzchni przepływu oraz promień hydrauliczny przy zachowaniu stałego obwodu zwilżonego. Zmianę wartości parametrów w zależności od stopnia odkształcenia przekroju przewodu przedstawiono na rys. 6. Na rys.7 przedstawiono rozkłady prędkości przepływu w przekroju poprzecznym przewodu o różnym stopniu odkształcenia s/D , tzn. w zakresie od 0 do 50%. Zróżnicowanie wartości prędkości w przekroju wzrasta wraz ze stopniem odkształcenia przewodu. Wysokość liniowych strat hydraulicznych z modelu numerycznego określono w modułach jednowymiarowych na odcinku o długości $20D$, gdzie D oznacza średnicę przewodu.



Rys. 6. Zmienność wartości parametrów hydraulicznych przewodu ze wzrostem odkształcenia

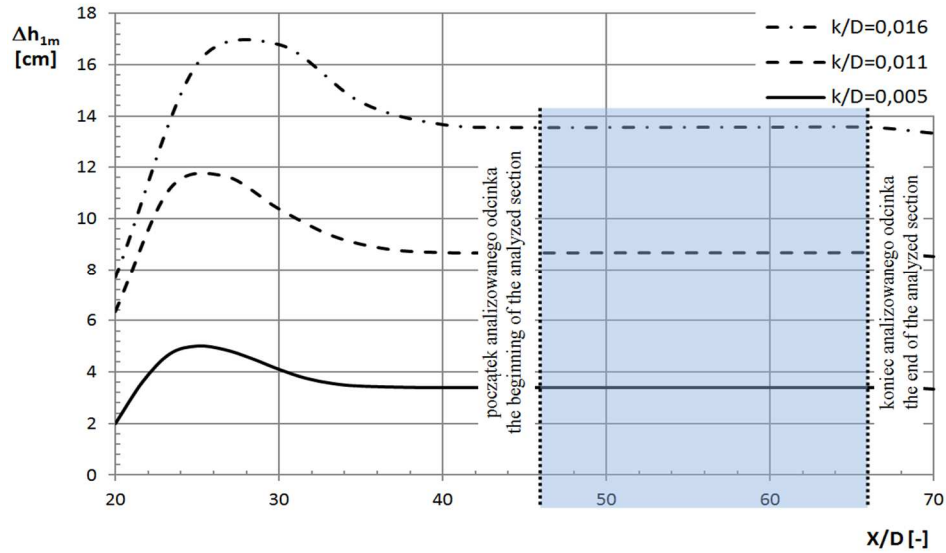
Fig. 6. Variability of hydraulic parameters with increasing deformation



Rys. 7. Rozkłady prędkości w przekroju przewodu kołowego o różnym stopniu odkształcenia

Fig. 7. The velocity distributions in deformed pipes

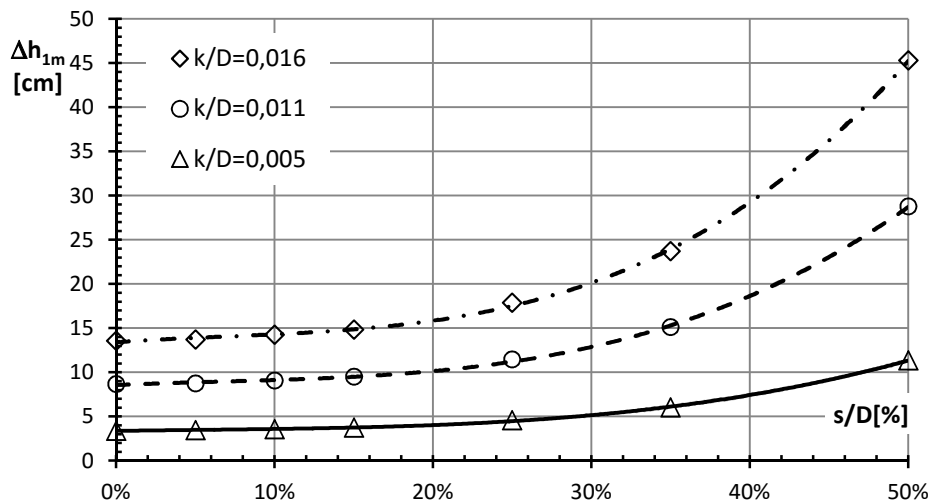
Wynikało to z faktu występowania zaburzeń w strukturze przepływu na wlocie i wylocie z modelu. Wpływ tych zaburzeń na wysokość jednostkowych liniowych strat hydraulicznych Δh_{1m} , tzn. na odcinku przewodu o długości 1m przedstawiono na rys. 8. Są to wyniki obliczeń numerycznych wysokości strat liniowych w przewodzie nieodkształconym ($s/D=0$). Uzyskane z modelu wysokości jednostkowych strat ciśnienia Δh_{1m} (straty na jednym metrze długości przewodu), przeliczone na jednostkę długości (cm) w zależności od stopnia odkształcenia przewodu przedstawiono na rys. 9.



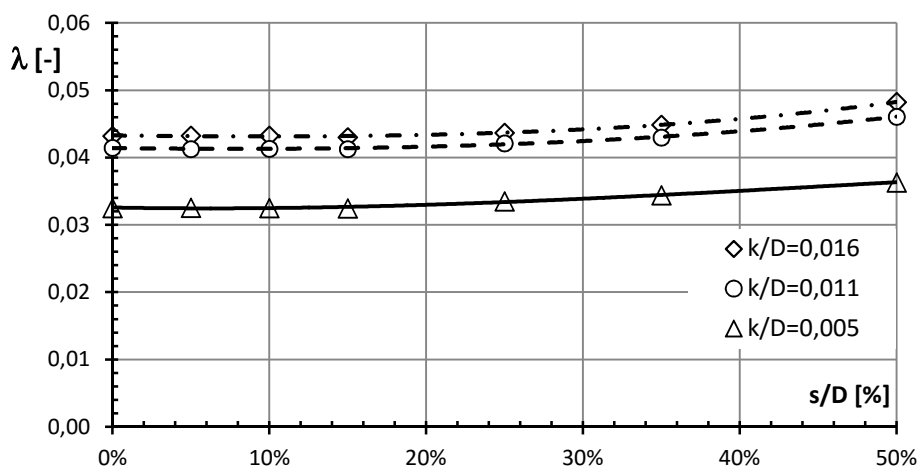
Rys. 8. Zmienność strat na długości przewodu kołowego uzyskanych z modelu CFD

Fig. 8. Variability of losses at a pipe length obtained from CFD model

Widoczny jest wzrost strat ciśnienia wraz ze wzrostem odkształcenia przewodu, przy czym przyrost ten jest bardziej dynamiczny po przekroczeniu około 20% stopnia odkształcenia.

Rys. 9. Zmienność wysokości liniowych jednostkowych strat hydraulicznych Δh_{1m} [cm] w zależności od stopnia odkształcenia przewodu s/D [%]Fig. 9. Variability of hydraulic losses Δh_{1m} [cm] depending on the deformation of pipe s/D [%]

Na podstawie wysokości strat Δh_{1m} uzyskanych z modelu numerycznego obliczono wartości współczynnika oporów liniowych λ wykorzystując równanie (4). Zmienność wartości tego współczynnika w zależności od stopnia odkształcenia przewodu przedstawiono na rys.10. Wyniki obliczeń wykazały wzrost wartości współczynnika λ wraz ze wzrostem stopnia odkształcenia przewodu.



Rys. 10. Zmienność współczynnika oporów liniowych λ w zakresie analizowanych odkształceń przewodu s/D

Fig. 10. Variability of friction factor λ in the range of analyzed pipe deformation s/D

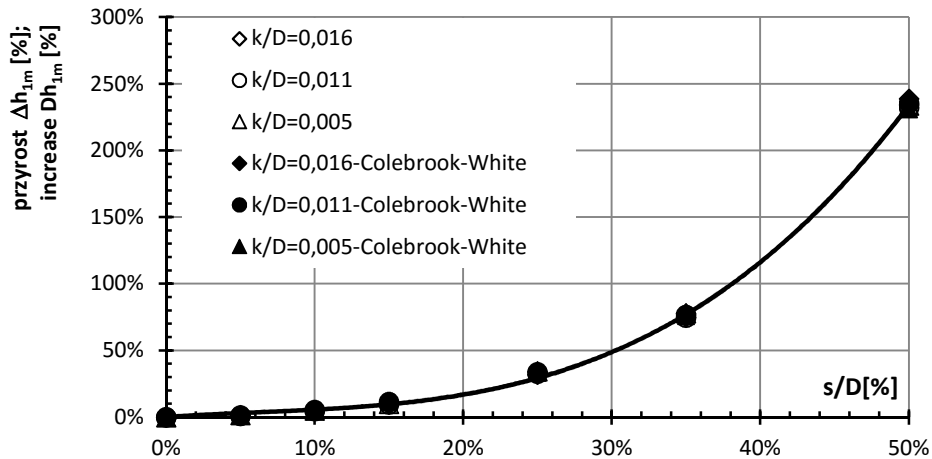
Uzyskane z modelu numerycznego wysokości jednostkowych strat hydraulicznych Δh_{1m} oraz wartości współczynnika oporów liniowych λ przeanalizowano pod kątem ich przyrostu wyrażonego w procentach oraz porównano z wartościami obliczonymi wg. formuły Colebrooka-White'a (4) oraz Darcy-Weisbacha (5). Wartości Δh_{1m} i λ , uzyskane z modelu dla przewodów o zmiennym stopniu odkształcenia s/D odniesiono do wartości tych samych parametrów obliczonych dla przewodu kołowego nieodkształconego. Procentowy przyrost analizowanych parametrów wraz ze stopniem odkształcenia przewodów przedstawiono na rys. 11 i 12.

Wysokość jednostkowych strat liniowych Δh_{1m} wzrasta o około 20% w przypadku odkształcenia przewodu s/D wynoszącego 20-22% (rys.11). Dla większych odkształceń ($s/D > 20\%$) wzrost wysokości strat liniowych jest coraz bardziej znaczący.

Wysokości jednostkowych liniowych strat hydraulicznych uzyskane z modelu numerycznego i obliczone wzorem (4) były zbliżone, na co wskazuje wzajemne położenie punktów na wykresie (rys.11).

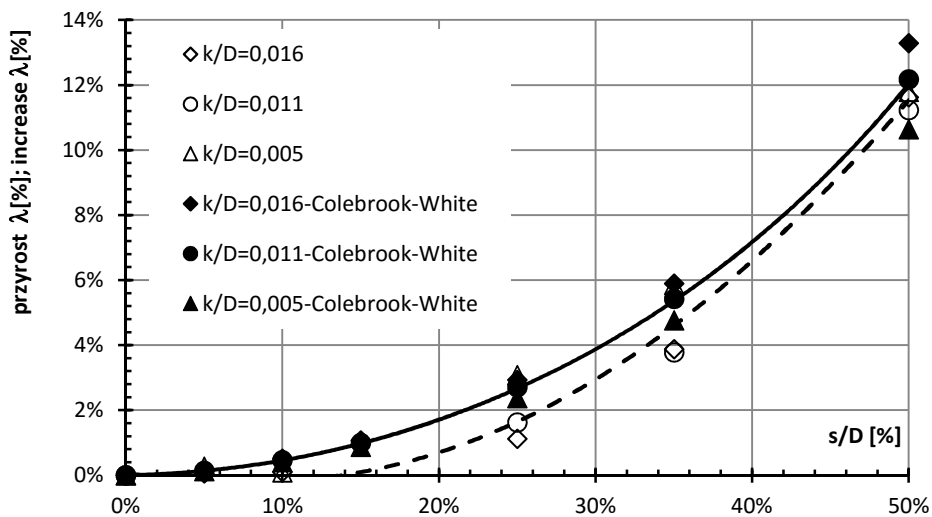
Procentowy przyrost wartości współczynnika λ wraz ze stopniem odkształcenia przewodu s/D przedstawiono na rys.12. Wyniki obliczeń wykazały, że kil-

kudzieścioprocentowy wzrost odkształcenia przewodu powoduje wzrost wartości współczynnika λ o kilka procent.



Rys. 11. Procentowy przyrost strat jednostkowych Δh_{1m} wraz ze wzrostem stopnia odkształcenia przewodu s/D

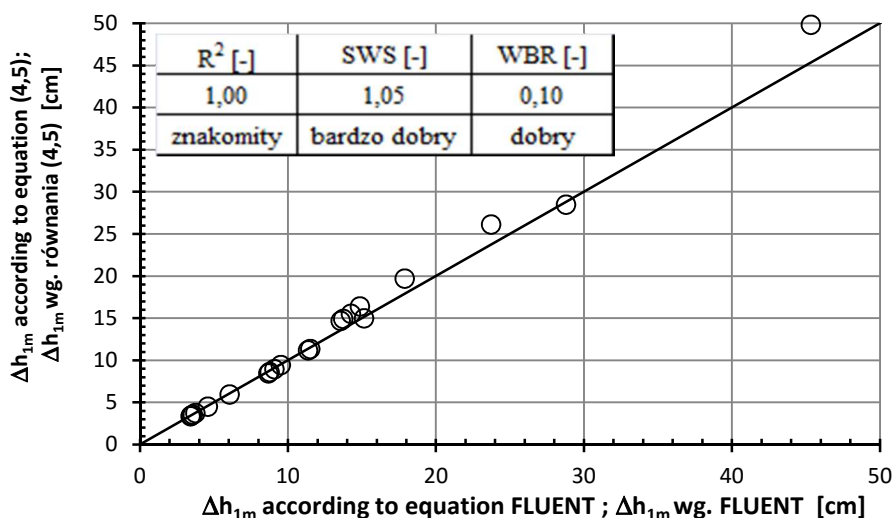
Fig. 11. The percentage increase unit losses Δh_{1m} with increasing deformation of pipe s/ D



Rys. 12. Procentowy przyrost wartości współczynnika oporów liniowych λ wraz ze wzrostem stopnia odkształcenia przewodu s/D

Fig. 12. The percentage increase friction factor λ with increasing deformation of pipe s/D

Analiza zgodności modelu numerycznego z wynikami obliczeń strat jednostkowych obliczonych wzorami (4) i (5) wykazała ich dużą zgodność (rys. 13). Uzyskując wysoki współczynnik korelacji $R^2=0.995$ (model znakomity wg. [1]), względny średniokwadratowy błąd resztowy na poziomie 0,10 (model dobry wg. [1]) oraz stosunek wartości średnich równy 1,05 (model bardzo dobry wg. [1]).



Rys. 13. Porównanie wysokości strat Δh_{1m} uzyskanych z modelu CFD ze stratami obliczonymi wzorami (4) i (5) dla analizowanych średnic i stopni odkształcenia przewodu.

Fig. 13. Comparison of the height of losses Δh_{1m} from the model CFD with the losses calculated according to equations (4) and (5) for analyzed diameters and deformation of pipe.

Na podstawie przeprowadzonej analizy porównawczej wyników modelowania numerycznego CFD i obliczeń z zastosowaniem wzorów empirycznych przy określaniu współczynnika oporów liniowych i strat jednostkowych w przewodach o różnym stopniu odkształcenia wynika, że wzory empiryczne (5) i (4) w odpowiedni sposób uwzględniają wzrost liniowych strat ciśnienia w przewodzie odkształconym. Odkształcenia przewodu uwzględniane jest w tych formułach za pomocą promienia hydraulicznego R_h .

4. Podsumowanie

W wyniku obliczeń modelem CFD FLUENT strat ciśnienia w przewodzie kołowym wynika, że straty nie rosną proporcjonalnie wraz ze stopniem odkształcenia przewodu. W analizowanych przypadkach przyrost strat jest bardziej znaczący po osiągnięciu około 20% stopnia odkształcenia. Procentowy przyrost strat w przewodzie o stopniu odkształcenia 50% względem przewodu nieod-

kształconego sięga 250%. Zasadne wydaje się stosowanie formuły Colebrooka - White'a (4) do wyznaczania współczynnika oporów liniowych λ oraz zależności Darcy-Weisbacha (5) do wyznaczenia jednostkowych straty ciśnienia na długości w odkształconych przewodach kołowych. Uzyskana wiedza może być wykorzystana do szacowania stopnia odkształcenia przewodu na podstawie wprowadzonego do niego natężenia przepływu i pomierzonych strat hydraulicznych na długości, w przypadkach kiedy pomiar fizyczny deformacji nie jest możliwy.

Literatura

- [1] Błażejowski R., Wstęp do badań empirycznych. Wydawnictwo Akademii Rolniczej w Poznaniu 1999.
- [2] Fluent 12.1.: User Guide Fluent Inc 2010.
- [3] Idelčhik., Handbook of Hydraulics Resistance 3 rd edition, CRC Press 1994.
- [4] Janson L.-E., Molin J. Projektowanie i wykonawstwo sieci zewnętrznych z tworzyw sztucznych, VBB consulting Ltd.
- [5] Kliszczewicz B., Współpraca wielkośrednicowych stalowych rurociągów z gruntem. Civil and Environmental Engineering 4 2013, s. 21-26.
- [6] Kubrak M., Kodura A., Numeryczna analiza warunków przepływu w przewodach wodociągowych z kablem telekomunikacyjnym. Ośrodek Informacji "Technika instalacyjna w budownictwie" Instal tom 12, 2013, s. 86-90.
- [7] Kulickowski A., Rury kanalizacyjne, T. II. Projektowanie konstrukcji. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2004.
- [8] Madryas C., Kolonko A., Wysocki L., Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej 2002.
- [9] Moser A.P., Shupe O.K., Bishop R.R., Is PVC strain limited after all these years; Buried Plastics Pipes Technology ASTM STP 1093, 1990.
- [10] PN-EN 476:2001 Wymagania ogólne dotyczące elementów stosowanych w systemach kanalizacji grawitacyjnej.
- [11] PN-EN 805 Zaopatrzenie w wodę - Wymagania dotyczące zewnętrznych systemów i ich części składowych.
- [12] Siwicki P., Szelaż B., Zastosowania modelu CFD FLUENT do określania strat hydraulicznych w kołowych przewodach wodociągowych ze światłowodem. Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska 2010, z.4(50), s. 3-13.
- [13] Siwiec T., Kalenik M., Wichowski P., Morawski D., Analiza wpływu niekołowości przekroju rur PVC i PE na straty ciśnienia przy przepływie wody i ścieków. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2012 nr 10, s. 461-463.
- [14] Siwiec T., Wichowski P., Kalenik M., Morawski D., Analiza porównawcza wzorów na obliczanie współczynnika strat liniowych w rurociągach z tworzyw sztucznych przy przepływie wody i ścieków. Ośrodek Informacji "Technika instalacyjna w budownictwie" Instal tom 7/8, 2012, s. 52-57.

HEAD LOSSES IN PRESSURE DEFORMED CIRCULAR PIPES

Summary

The paper presents the results of analyzes of variability head losses over the length of the deformed pipe. The study was conducted in order to verify the legitimacy of the formula Colebrook - White for determining the friction factor λ in the deformed pipes. Deformation of pipes taken into account by introducing to formula Colebrook - White hydraulic radius in place of the pipe diameter. The legitimacy such a procedure decided to check using a numerical model. Calculations were made using the CFD FLUENT model. Were tested three pipe diameters. Each of the diameters were subjected to deformation. Losses of pressure determined for pipes with a degree of deformation to 50%. For each of the diameters with different degrees of deformation of the pipe was fed the same volume flow. The conducted numerical calculations show that in analyzed cases increase losses is more meaningful after reaching about 20% degree of deformation. The increase in losses in the pipe with a degree of deformation of 50% relative to the undeformed pipe reaches 250%. Obtained losses from a numerical model were compared with calculations from formula Colebrook - White and Darcy-Weisbach give a good agreement. Confirms this legitimacy of using these formulas for determining the friction factor λ and pressure loss on the length of the deformed elliptical circular pipes. The knowledge can be used to estimate the degree of deformation of the wire on the basis of incorporated therein measured flow volume and the length of the head losses, in cases where the measurement of physical deformation is not possible.

Keywords: head losses, CFD modeling, deformation of pipe, friction factor

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.123

Izabela SKRZYPCZAK¹

Lidia BUDA-OŻÓG²

Wanda KOKOSZKA³

Marta SŁOWIK⁴

RYZIKO ZWIĄZANE Z KONTROLĄ JAKOŚCI BETONU

Kryteria zgodności w odniesieniu do wytrzymałości betonu na ściskanie wykazują liczne i dobrze rozpoznane wady. Mimo wielu publikacji dotyczących wad normowych kryteriów zgodności nadal jednak widoczna jest marginalizacja problemu. Często źródłem sceptycznego zapatrywania się na kontrolę jakości jest to, że posługuje się ona koncepcjami i metodami mało znanymi większości środowiska inżynierskiego opartymi na podejściu probabilistycznym bądź statystycznym. Stąd bardzo ważnym zagadnieniem jest określenie ryzyka związanego z niedotrzymaniem wymagań jakościowych produkowanego betonu. W pracy dokonano analizy ryzyka dla produkcji początkowej i próby o liczebności $n=3$. Oszacowanie ryzyka jest niezbędne w celu określenia bezpieczeństwa konstrukcji, ale również bywa często wymogiem przy zawieraniu umów przez kontrahentów, czy ubezpieczeniach budowli. Wynika z tego konieczność dokonania rewizji metod statystycznej kontroli jakości i dostosowania ich do warunków produkcji betonu oraz szukania innych metod kontroli. W artykule określono wpływ oceny jakości betonu na ryzyko poprzez wykorzystanie autorskich algorytmów i procedur. Zaproponowane algorytmy szacowania ryzyka w przypadku stosowania kryteriów zgodności dla próby o liczebności $n=3$ są oparte na aplikacji teorii zbiorów rozmytych. Został przedstawiony przykład liczbowy z zastosowaniem rozmytego modelu ryzyka. Podano funkcję rozmytą parametru wejściowego dla betonu klasy C25/30 i zdefiniowano bazę reguł do analizy ryzyka oraz przeprowadzono wnioskowanie.

Słowa kluczowe: beton, ryzyko, kontrola zgodności, funkcja rozmyta

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Izabela Skrzypczak, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, tel.: +48 17 8651010, e-mail: izas@prz.edu.pl

² Lidia Buda-Ożóg, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, tel.: +48 17 7432402, e-mail: lida@prz.edu.pl

³ Wanda Kokoszka, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, tel.: +48 17 8651306, e-mail: wandak@prz.edu.pl

⁴ Marta Słowik, Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, tel.: +48 81 5384392, e-mail: m.slowik@pollub.pl

1. Wstęp

Jakość i ryzyko to dwa nierozłączne parametry każdego procesu produkcyjnego. Ryzyko jest zjawiskiem powszechnym w warunkach gospodarki rynkowej, a każda podejmowana decyzja dotycząca procesów produkcji jest z nim powiązana. Działanie w warunkach ryzyka jest więc nieodłącznym atrybutem każdego procesu kontroli jakości. Kontrola jakości polega na sprawdzaniu, mierzeniu bądź testowaniu jednej lub większej liczby charakterystyk produktu (materiałów, wyrobów, elementów, konstrukcji) i porównaniu wyników z wyspecyfikowanymi wymaganiami w celu potwierdzenia zgodności [1, 2]. Celem kontroli jakości jest zapewnienie akceptowalnego poziomu jakości projektu, materiałów, wykrywania „błędów” grubych i innych czynników zagrażających bezpieczeństwu konstrukcji [2]. Beton konstrukcyjny podlegający kontroli jakości stanowi około 70% ogólnej produkcji betonu. Koszty kontroli są więc poważne i skłaniają producentów do poszukiwania oszczędności i przerzucania ryzyka na klienta, inwestora i wykonawcę obiektów budowlanych. a zalecane statystyczne kryteria w wielu przypadkach prowadzą do podejmowania nieprawidłowych decyzji i strategii produkcji [3, 4]. Niewłaściwie sformułowane kryteria zgodności mogą wpływać nie tylko na jakość, ale i trwałość realizowanych konstrukcji, jak również zagrażać bezpieczeństwu ludzi i zdrowia. Obniżona trwałość konstrukcji betonowej prowadzi niewątpliwie do bezpośredniego zanieczyszczenia środowiska, ale przede wszystkim konieczności naprawy lub wymiany elementów wiąże się więc ze zużyciem materiałów i energii oraz emisją zanieczyszczeń z tym związanych. Stąd też bardzo ważnym zagadnieniem jest określenie ryzyka związanego z niedotrzymaniem wymogów jakościowych produkowanego betonu.

1.1. Ryzyko

Ryzyko jest miarą zagrożenia definiowaną jako kombinacja prawdopodobieństwa i skutków zajścia niepożądanego zdarzenia. Zagrożenie E_i oznacza możliwość wystąpienia zdarzenia powodującego utratę życia, zdrowia ludzi i/lub straty materialne, społeczne, ekologiczne. W przypadku losowego charakteru zdarzeń są one traktowane jako zdarzenia losowe a ryzyko jest wielkością zdeterminowaną lub losową i można je obliczyć za pomocą wzoru:

$$R = \sum_{i=1}^n p(E_i) \cdot D_i \quad (1)$$

gdzie: E_i – waga punktowa odnosząca się do prawdopodobieństwa wystąpienia niepożądanego zdarzenia

D_i – waga punktowa określająca straty związane z wystąpieniem tego zdarzenia.

Zdefiniowano następujące kryteria przyjęcia wag punktowych dla poszczególnych parametrów oceny ryzyka [1] przy ocenie betonu:

- punktowa waga wystąpienia i -tego zdarzenia dotyczącego ryzyka związanego z oceną betonu konstrukcyjnego:
 - zdarzenie bardzo prawdopodobne – waga 5,
 - zdarzenie mało prawdopodobne – waga 4,
 - zdarzenie średnio prawdopodobne – waga 3,
 - zdarzenie mało prawdopodobne – waga 2,
 - zdarzenie bardzo mało prawdopodobne – waga 1;
- parametr strat (skutków zniszczenia):
 - małe straty – partia materiału nie spełnia kryteriów zgodności, powtórna kontrola, obniżona cena, waga 1,
 - odczuwalne straty – wbudowany materiał należy skuć, remont nowego obiektu, waga 2,
 - umiarkowane straty – awaria, zagrożenie zdrowia i życia użytkowników obiektu budowlanego, waga 3.
 - wielkie straty - katastrofa budowlana, ofiary w ludziach, waga 4.

W Tabeli 1 przyjęto macrycę ryzyka, uwzględniającej parametry kontrolowane.

Tabela 1. Matryca ryzyka obliczona wg wzoru (1), na podstawie [5]

Table 1. Matrix of risk calculated with formula (1), based on [5]

E_i	D_j		
	1	2	3
	j		
1	1	2	3
2	2	4	6
3	3	6	9

Kierując się wartościami zawartymi w matrycy ryzyka (Tabela 1, [5]), przyjęto następującą trójstopniową skalę ryzyka:

- ryzyko tolerowane $R_t=[1÷2]$,
- ryzyko kontrolowane $R_k=[2÷4]$,
- ryzyko nieakceptowane $R_n=[4÷9]$.

1.2. Podstawy teorii zbiorów rozmytych

Wprowadzenie pojęcia zbiorów rozmytych umożliwiło matematyczny opis wielkości, które mają charakter wieloznaczny i nieprecyzyjny. Dane dotyczące produkcji betonu towarowego weryfikowane są na podstawie próby o małej liczebności (3-15), tak więc w analizach i ocenach ryzyka zarówno producenta jak i odbiorcy napotyka się na problem z wadami metod statystycznych. Nie-

pewności związane z oceną i klasyfikacją jakości betonu mają więc rozmyte, nielosowy charakter.

W teorii zbiorów rozmytych, funkcja charakterystyczna przyporządkowuje każdemu x z obszaru rozważań X wartość z przedziału $[0; 1]$, a nie jak w przypadku zbiorów ostrych z dwuelementowego zbioru $\{0; 1\}$.

$$\text{Funkcja: } A=[(\mu_A(x), x] \quad \mu_A: X \rightarrow [0; 1] \quad (2)$$

nazywana jest funkcją przynależności. Jej wartość dla danego x interpretuje się jako stopień, w jakim x należy do zbioru rozmytego. Każdy element x z obszaru rozważań X należy do zbioru rozmytego A zdefiniowanego w tym obszarze z pewnym stopniem przynależności (stopniem zaufania) określonym przez $\mu_A(x)$.

Podstawowymi operacjami na zbiorach rozmytych są suma OR oraz iloczyn AND [5]. Systemy wnioskowania rozmytego opierają się na tzw. bazie reguł typu „jeżeli (przesłanka) to (konkluzja)”. Procedura budowy modelu rozmytego obejmuje:

- rozmywanie danych (fuzyfikację), przekształcanie zmiennych wejściowych do modelu w postaci rozmytej za pomocą założonych funkcji przynależności i ich parametrów,
- utworzenie bazy reguł oraz założenie modelu wnioskowania rozmytego (np. model Mamdaniego, Takagi-Sugeno)
- agregacja reguł (grupowanie) oraz wnioskowanie; interpretację na podstawie reguły globalnej,
- wyostrenie (defuzyfikację), znajdowanie jednoznacznych wyników końcowych, jeśli wyjściem z modelu jest wartość rozmyta,
- denormalizację, powrót do początkowego zakresu danych, prezentację, przedstawienie wyników w postaci czytelnej dla odbiorcy.

1.3. Rozmyty model ryzyka

Ryzyko oraz jego parametry bardzo często przedstawiane są za pomocą zmiennych typu lingwistycznego np. ryzyko tolerowane, kontrolowane, nieakceptowane. W wielu przypadkach wartości kryterialne przyjęcia poszczególnych wartości skali (parametrów ryzyka czy samego ryzyka) są różnie przyjmowane i interpretowane przez ekspertów. Mając szeroką, ale jednocześnie subiektywną, ekspercką wiedzę dotyczącą ryzyka związanego przyjęciem materiału o zaniżonej jakości (wadliwej partii materiału) można zbudować rozmyty model analizy ryzyka, który pozwoli na wykorzystanie w całości wszystkich informacji i na tej podstawie podjęcie odpowiednich decyzji w procesie zarządzania ryzykiem. W przyjętym modelu wartościami wejściowymi były parametry kontrolowane tj. średnia wartość wytrzymałości betonu dla próby o liczności $n=3$ oraz waga punktowa określająca wpływ wytrzymałości betonu na

ściskanie na jakość produkowanego betonu (ryzyko wystąpienia zaniżonej jakości), natomiast wyjściem była wartość ryzyka. Do analizy ryzyka przy produkcji betonu towarowego zaproponowano następujące typy funkcji przynależności:

a) funkcje typu Trapezowego

$$\mu(x) = \begin{cases} 0 & \text{dla } x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{dla } a < x \leq b \\ 1 & \text{dla } b < x \leq c \\ \frac{d-x}{d-c} & \text{dla } c < x < d \\ 0 & \text{dla } x \geq d \end{cases} \quad (3)$$

b) funkcje typu Gama

$$\mu(x) = \begin{cases} 0 & \text{dla } x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{dla } a < x \leq b \\ 1 & \text{dla } b < x \leq c \end{cases} \quad (4)$$

c) funkcje typu eL

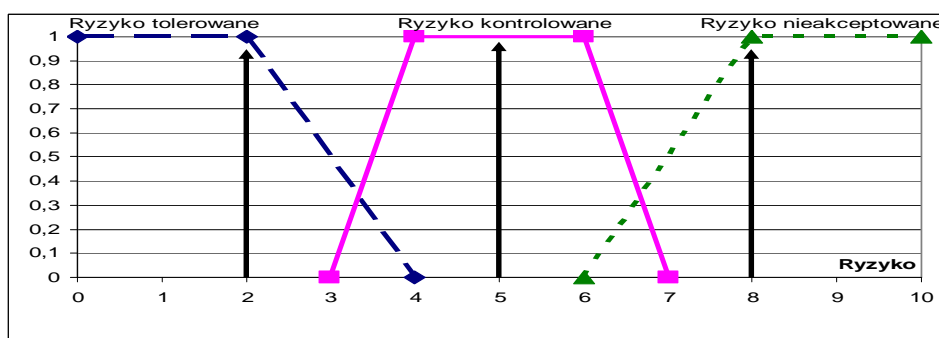
$$\mu(x) = \begin{cases} 1 & \text{dla } x \leq c \\ \frac{d-x}{d-c} & \text{dla } c < x < d \\ 0 & \text{dla } x \geq d \end{cases} \quad (5)$$

gdzie: x – zmienna (liczba rozmyta),
 a, b, c, d – parametry funkcji przynależności.

Na podstawie histogramów analizowanych cech betonu przyjęto funkcje rozmyte typu trapezowego oraz typu Gama, eL oraz Trapezowego. Wartość ryzyka produkowanego betonu towarowego przedstawiono jako trójelementowy zbiór, którego elementami były podzbiory rozmyte opisane za pomocą zmiennych lingwistycznych odnoszących się do ryzyka związanego z niedotrzymaniem wymogów jakościowych produkowanego betonu ($R = \{ \text{tolerowane, kontrolowane, nieakceptowane} \}$). Zmienne te opisano za pomocą funkcji przynależności, których charakterystykę przedstawiono w Tabeli 2, natomiast funkcję przynależności dla ryzyka zobrazowano na rys. 1.

Tabela 2. Rozmyta charakterystyka parametrów $K_i = \{K_1, K_2, K_3\}$ oraz $W_i = \{W_1, W_2, W_3\}$ Table 2. Fuzzy characteristic of parameters $K_i = \{K_1, K_2, K_3\}$ and $W_i = \{W_1, W_2, W_3\}$

Opis lingwistyczny	Typ funkcji przynależności	Parametr funkcji przynależności			
		a	b	c	d
1) Zdarzenie nieprawdopodobne	L wg (5)	-	-	0,125	0,25
1) Mała wartość wytrzymałości średniej na ściskanie	L wg (5)	-	-	35	36
2) Zdarzenie prawdopodobne	Trapezowa wg (3)	0,125	0,25	0,625	0,75
2) Średnia wartość wytrzymałości średniej na ściskanie	Trapezowa wg (3)	35	36	38	39
3) Zdarzenie bardzo prawdopodobne	Gama wg (4)	0,625	0,75	-	-
3) Duża wartość wytrzymałości średniej na ściskanie	Gama wg (4)	38	39	-	-
Ryzyko tolerowane	L wg (5)	-	-	2,0	4,0
Ryzyko kontrolowane	Trapezowa wg (3)	3,0	4,0	6,0	7,0
Ryzyko nieakceptowane	Gama wg (4)	6,0	8,0	-	-



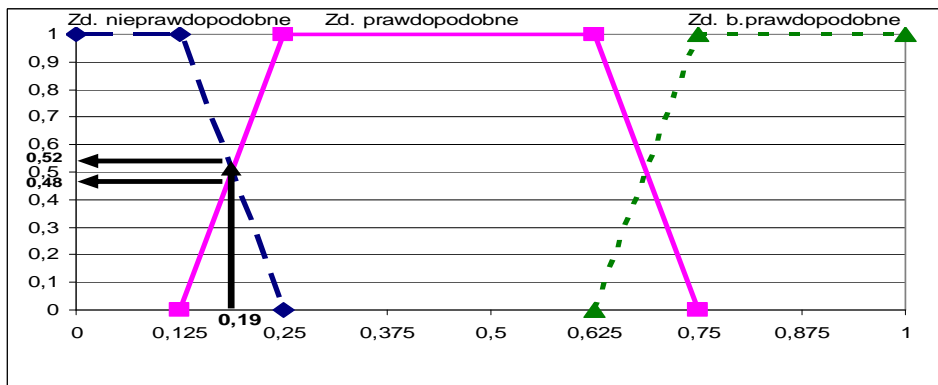
Rys.1. Funkcja przynależności dla ryzyka

Fig.1. Membership function for the risk

2. Przykład liczbowy

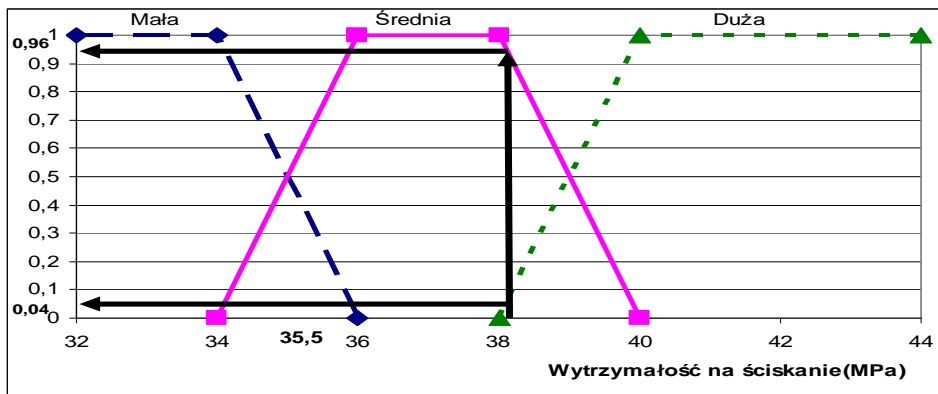
Analizę ryzyka produkowanego betonu przeprowadzono dla jednego parametru: wytrzymałości betonu na ściskanie, w rzeczywistości parametrów tych może być więcej. W założonym modelu wartościami wejściowymi k_i oraz w_i były poszczególne wartości parametrów wpływających na jakość produkowanego betonu towarowego, które zdefiniowano w postaci zbiorów rozmytych (Tabela 2, rys. 2 i 3), natomiast wyjściem była charakterystyka ryzyka:

K_I – zmienna charakteryzująca parametr kontrolowany (wytrzymałość na ściskanie), W_i – zmienna wpływu zajścia i-tego zdarzenia na ryzyko związane z niedotrzymaniem wymogów jakościowych produkowanego betonu. Wartości zmiennych wejściowych, oszacowane przez eksperta wynosiły odpowiednio: zdarzenie mało prawdopodobne $W_i = 0,19$ oraz średnia wytrzymałość na ściskanie oszacowana na podstawie próby o liczebności $n=3$ wynosi 38,2 MPa, a odczytana z rys. 1. wartość parametru $K_I = 0,4$ (rys. 2 i 3).



Rys.2. Funkcja rozmyta parametru wejściowego W_i – określająca wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na jakość produkowanego betonu

Fig.2. Fuzzy function of input parameter W_i – determining the effect of compressive strength on the quality of produced concrete



Rys.3. Funkcja rozmyta parametru wejściowego K_i – Wytrzymałość średnia betonu na ściskanie dla próby o liczebności $n=3$ dla betonu klasy C25/30

Fig.3. Fuzzy function of input parameter K_i – Mean value for compressive strength for sample size $n=3$ and concrete class C25/30

Poszczególnym wartościom parametrów przypisano odpowiednie wartości funkcji przynależności obliczone wg wzorów 3-5, rys 2 i 3, co stanowiło proces rozmywania danych wejściowych otrzymując macierz danych w postaci rozmytej [5]:

$$R = \begin{vmatrix} \mu_{K_1}(k_1); \mu_{K_2}(k_2); \mu_{K_3}(k_3) \\ \mu_{W_1}(w_1); \mu_{W_2}(w_2); \mu_{W_3}(w_3) \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0,48; 0,52; 0,0 \\ 0,0; 0,96; 0,04 \end{vmatrix} \quad (6)$$

W celu przeprowadzenia procesu wnioskowania należało zdefiniować bazę reguł. Proces ten przeprowadzono w oparciu o wiedzę ekspercką. Przyjęto następującą bazę reguł, którą przedstawiono w poniższej tabeli (Tabela 3).

Tabela 3. Baza reguł do analizy ryzyka

Table 3. Rules base for risk analysis

Nr reguły	Opis
1	Jeśli k_1 jest K_1 i w_1 jest W_1 , to ryzyko jest tolerowane
2	Jeśli k_1 jest K_1 i w_1 jest W_2 , to ryzyko jest tolerowane
3	Jeśli k_1 jest K_1 i w_1 jest W_3 , to ryzyko jest kontrolowane
4	Jeśli k_1 jest K_2 i w_1 jest W_1 , to ryzyko jest tolerowane
5	Jeśli k_1 jest K_2 i w_1 jest W_2 , to ryzyko jest kontrolowane
6	Jeśli k_1 jest K_2 i w_1 jest W_3 , to ryzyko jest nieakceptowane
7	Jeśli k_1 jest K_3 i w_1 jest W_1 , to jakość jest kontrolowane
8	Jeśli k_1 jest K_3 i w_1 jest W_2 , to ryzyko jest nieakceptowane
9	Jeśli k_1 jest K_3 i w_1 jest W_3 , to ryzyko jest nieakceptowane

Następny etap to wykonanie działań implikacji przesłanek poszczególnych reguł. W tym celu wykorzystano operator T-normy w postaci iloczynu algebraicznego. Proces agregacji reguł polega na połączeniu reguł o tej samej konkluzji tj. w analizowanym przypadku odpowiedni poziom ryzyka (tolerowane, kontrolowane, nieakceptowane). Reguły łączone są za pomocą spójnika lub, stąd otrzymano trzy grupy reguł postaci:

– Ryzyko tolerowane:

Jeśli k_1 jest K_1 i w_1 jest W_1 , to ryzyko jest tolerowane
Jeśli k_1 jest K_1 i w_1 jest W_2 , to ryzyko jest tolerowane
Jeśli k_1 jest K_2 i w_1 jest W_1 , to ryzyko jest tolerowane

– Ryzyko kontrolowane:

Jeśli k_1 jest K_1 i w_1 jest W_3 , to ryzyko jest kontrolowane
Jeśli k_1 jest K_2 i w_1 jest W_2 , to ryzyko jest kontrolowane
Jeśli k_1 jest K_3 i w_1 jest W_1 , to ryzyko jest kontrolowane

– Ryzyko nieakceptowane:

Jeśli k_1 jest K_2 i w_1 jest W_3 , to ryzyko jest nieakceptowane
Jeśli k_1 jest K_3 i w_1 jest W_2 , to ryzyko jest nieakceptowane
Jeśli k_1 jest K_3 i w_1 jest W_3 , to ryzyko jest nieakceptowane

Wnioskowanie rozmyte wymaga określenia stopnia przynależności poszczególnych przesłanek - im wyższy stopień spełnienia przesłanki (wyższy stopień przynależności), tym wyższy jest udział danej reguły w wyznaczeniu końcowego wniosku na podstawie bazy reguł. W celu wykonania działania w każdej grupie reguł spójnik *lub* zastąpiono operatorem S-normy typu max. W analizowanym przykładzie wartości funkcji przynależności poszczególnych reguł wynosiły:

$$\mu(Rt) = \max\{\mu_{K_1}(k_1)\mu_{w_2}(w_1); \mu_{K_3}(k_1)\mu_{w_2}(w_1); \mu_{K_2}(k_1)\mu_{w_3}(w_1)\} = 0,46$$

$$\mu(Rk) = \max\{\mu_{K_1}(k_1)\mu_{w_2}(w_1); \mu_{K_3}(k_1)\mu_{w_2}(w_1); \mu_{K_2}(k_1)\mu_{w_3}(w_1)\} = 0,50$$

$$\mu(Rn) = \max\{\mu_{K_1}(k_1)\mu_{w_2}(w_1); \mu_{K_3}(k_1)\mu_{w_2}(w_1); \mu_{K_2}(k_1)\mu_{w_3}(w_1)\} = 0,02$$

Wartości funkcji przynależności określają stopień przynależności do poszczególnych poziomów ryzyka:

- dla ryzyka tolerowanego $\mu(Rt)=0,46$,
- dla ryzyka kontrolowanego $\mu(Rk)=0,50$,
- dla ryzyka nieakceptowanego $\mu(Rn)=0,02$.

Powyższe wartości związane z produkcją betonu towarowego określają ryzyko w sposób rozmyty, aby otrzymać konkretną wartość ryzyka należy przeprowadzić proces wyostrzania (zamiana wartości rozmytych w wartość zdeterminowaną). Transformację zbioru rozmytego przeprowadzono zgodnie z formułą:

$$R = \frac{\sum_{i=1}^3 r_{sr} \mu(R)}{\sum_{i=1}^3 \mu(R)} \quad (7)$$

gdzie: r_{sr} – wartość ryzyka (każdego poziomu), przyjęta jako wartość środkowa przedziału wg rys. 1,
 $\mu(R)$ – wartość funkcji przynależności poszczególnych reguł.

Otrzymana wartość wyjściowa modelu, będąca oceną ryzyka związanego z niedotrzymaniem wymogów jakościowych produkowanego betonu wyniosła $R=3,7$, jest to więc ryzyko kontrolowane. Weryfikując wytrzymałość betonu na ściskanie na podstawie próbki o liczebności $n=3$, przy otrzymanym wyniku wartości średniej 38,2 MPa ryzyko jest kontrolowane.

3. Wnioski

Do kompletnej analizy i oceny ryzyka związanego z produkcją betonu towarowego wymagana jest obszerna baza różnorodnych danych dotyczących mieszanki betonowej oraz stwardniałego betonu, jak również procesu produkcji. Jeżeli nie jest możliwe uzyskanie dokładnych i kompletnych danych statystycznych, potrzebne dane można otrzymać od ekspertów, którzy na podstawie swo-

jej wiedzy, doświadczenia i danych literaturowych oceniają wartości poszczególnych parametrów jakości oraz ryzyka. Otrzymane w ten sposób dane stanowią bazę ocen subiektywnych, które są podstawą do rozmytego modelowania ryzyka. Teoria zbiorów rozmytych umożliwia analizę ryzyka w języku naturalnym na podstawie doświadczenia ekspertów. Rozmyte modelowanie ryzyka umożliwia zastosowanie adaptacyjnej techniki doboru parametrów i może być łączone z konwencjonalnymi metodami analizy ryzyka.

Literatura

- [1] Pawlikowski J.: Różnicowanie klas niezawodności konstrukcji z betonu, Prace naukowe ITB, WITB, Warszawa, 2003.
- [2] Pawlikowski J.: Systemy zapewnienia jakości w budownictwie, Prace naukowe ITB, WITB, Warszawa, 1998.
- [3] Skrzypczak I., Woliński Sz.: Influence of distribution type on the probability of acceptance of conformity criteria for concrete strength, Archives of Civil Engineering 53, 3, 2007, s. 479-495.
- [4] Szczygielska E., Tur W.: Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie opracowane na podstawie statystyk porządkowych, Budownictwo i Architektura, Vol. 12, Nr 3, s. 223-230.
- [5] Tchórzewska-Cieślak B.: Rozmyty model ryzyka awarii sieci wodociągowej, Ochrona Środowiska 2011, Vol. 33, Nr 1, s. 35-40.

RISK ASSOCIATED WITH THE QUALITY CONTROL OF CONCRETE

Summary

Conformity criteria for compressive strength of concrete show a lot of well-identified disadvantages. Despite numerous publications on disadvantages of the code compliance criteria, marginalization of the problem is still visible. Concepts and methods based on probabilistic or statistical approaches are often source of skeptical views on quality control because they are not very familiar to most engineers. Hence, an important issue is to determine the risk associated with exceeding quality requirements of produced concrete. The paper presents analysis of the risk for initial production and sample size of $n=3$. The risk estimation is necessary to determine the safety of the structure and often is a condition for entering into contracts and insurance of building structures. This implies the need to revise the methods of statistical quality control and search for alternative methods in order to adapt them to the conditions of concrete production. In this article influence of concrete quality evaluation on the risk has been determined with the use of the authors' algorithms and procedures. The proposed algorithms for estimation of the risk, in the case of the compliance criteria for the sample size $n=3$, are the application of the theory of fuzzy sets. A numerical example with use of the fuzzy risk model has been presented. Fuzzy function of input parameter for concrete class C25/30 and defined base of rules for the risk analysis has been shown and the inference has been conducted.

Keywords: concrete, risk, conformity control, fuzzy function

Przesłano do redakcji: 10.06.2014 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.124

Piotr STRZELCZYK¹
Zygmunt SZCZERBA²
Agnieszka WOŹNIAK³

MODELOWANIE PIONOWEGO PROFILU PRĘDKOŚCI WIATRU W TUNELU AERODYNAMICZNYM

Elektrownie wiatrowe mają coraz większy udział w produkcji energii elektrycznej w Polsce [8]. Rośnie więc znaczenie elektrowni wiatrowych. Uruchamiane są nowe farmy wiatrowe i istotnego znaczenia nabiera konstrukcja turbin wiatrowych i jakość produkowanego przez nie prądu elektrycznego. Coraz ważniejsze staje się ściślejsze określenie czynników wpływających na konwersję energii wiatru na energię elektryczną i tym samym na system energetyczny. Jednym z najważniejszych warunków jakie muszą być spełnione aby inwestycja budowy przydomowej elektrowni wiatrowej była opłacalna jest jej lokalizacja. Prędkość wiatru rośnie wraz z wysokością. Na produkcję energii elektrycznej wydaje się mieć wpływ również wysokość osi wirnika. Rozsądnym wydaje się uwzględnienie w geometrii wirnika wpływ pionowego profilu prędkości wiatru. Należy podkreślić, że pionowy gradient prędkości ma większy wpływ na charakterystyki aerodynamiczne turbiny, w przypadku jednostek małych, mogących mieć zastosowanie w gospodarstwach domowych, czy w przypadku pracy z siecią rozproszoną. Dzieje się tak, gdyż wieża jest stosunkowo niska więc wpływ warstwy przyziemnej będzie bardziej istotny niż w przypadku turbin dużych. W tym artykule opisano próbę eksperymentalnego odtworzenia pionowego profilu wiatru w warunkach laboratoryjnych.

Słowa kluczowe: turbina wiatrowa, pionowy profil prędkości wiatru, geometria wirnika, tunel aerodynamiczny

¹ Piotr Strzelczyk, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 8, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651608, piotstrz@prz.edu.pl

² Zygmunt Szczerba, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 8, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651502, zyszcze@prz.edu.pl

³ Autor do korespondencji: Agnieszka Woźniak, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Krośnie, ul. Rynek 1, 38-400 Krosno, tel. 13 4375500, agnieszka.wozniak@pwsz.krosno.pl

1. Wprowadzenie

Podstawową zaletą wiatru jest jego ogólna dostępność. Niekorzystną cechą wiatru jako źródła energii jest duże i nierównomierny rozkład przestrzenny oraz zmienność w czasie, a także mała gęstość energii.

Energia wiatru może być wykorzystana w elektrowni wiatrowej w zakresie prędkości od ok. 2,5-4 m/s do ok. 20-25 m/s, poniżej dolnego zakresu wykorzystanie jest możliwe, ale nie ma uzasadnienia ekonomicznego, natomiast powyżej górnej granicy ze względów bezpieczeństwa konstrukcji wyłącza się elektrownie wiatrową z pracy.

Tarcie pomiędzy powierzchnią terenu a poruszającym się powietrzem wytwarza przestrzenny profil prędkości wiatru, w którym średnioroczne prędkości wiatru rosną wraz z wysokością. Jest on silnie związany z rodzajem terenu.

Rozkład prędkości średniej w obszarze warstwy przyziemnej można zapisać za pomocą potęgowej funkcji w postaci [7]:

$$v(h) = v_m \left(\frac{h}{10} \right)^\alpha \quad (1)$$

gdzie:

v_m - prędkość wiatru na wysokości $h=10m$ [m/s]

h - wysokość nad powierzchnią terenu [m]

α - współczynnik zależny od rodzaju terenu.

Pionowy profil prędkości może być przedstawiony w postaci funkcji logarytmicznej [2,4] odzwierciedlającej profil prędkości w turbulентnej warstwie przyściennej nad chropowatą płaską płytą:

$$\frac{v(h)}{v(10)} = \ln \left(\frac{h}{z_0} \right) / \ln \left(\frac{10}{z_0} \right) \quad (2)$$

z_0 - parametr szorstkości, zależny od rodzaju terenu wyrażony w [m]

$v(10)$ - średnioroczna prędkość wiatru mierzona na wysokości 10 m nad poziomem gruntu.

Dla celów energetyki wiatrowej, wykorzystuje się sześciostopniową skalę szorstkości terenu, która została przedstawiona w tab. 1.

Na Rys. 1 przedstawiono wykres prędkości wiatru w zależności od wysokości h przy różnych współczynnikach chropowatości α , wg zależności potęgowej (1). Do obliczeń przyjęto prędkość średnioroczną 8 m/s mierzona na wysokości 10 m.

Tabela.1. Klasyfikacja szorstkości terenu, opracowano na podstawie [7]

Tabelle.1. Classification roughness, on the basis of [7]

Klasa szorstkości	Współczynnik α dla czasu uśredniania 10 min	Współczynnik α dla czasu uśredniania 1h	Opis terenu
0	0,130	0,150	Teren płaski otwarty, na którym wysokość nierówności jest mniejsza od 0.5 m
1	0,140	0,165	Teren płaski otwarty lub nieznacznie pofalowany. Pojedyncze zabudowania lub drzewa
2	0,155	0,190	Teren płaski lub pofalowany z otwartymi przestrzeniami. Grupy drzew lub niska zabudowa
3	0,170	0,200	Tereny zalesione, przedmieścia większych miast oraz małe miasta, tereny przemysłowe luźno zabudowane
4	0,200	0,270	Teren z licznymi przeszkodami zlokalizowanymi w niedużej odległości tj. skupiska drzew, budynków w odległości min. 300 [m] od miejsca obserwacji
5	0,245	0,350	Teren z licznymi dużymi przeszkodami położonych blisko siebie, obszary leśne, centra dużych miast

2. Eksperymentalne wyznaczenie profilu prędkości wiatru w tunelu aerodynamicznym - przegląd literatury

Większość tunelach aerodynamicznych dedykowanych do zastosowań lotniczych celem nadrzędnym jest utrzymanie niskiego poziomu turbulencji, przy możliwie wyrównanym profilu prędkości w przestrzeni pomiarowej.

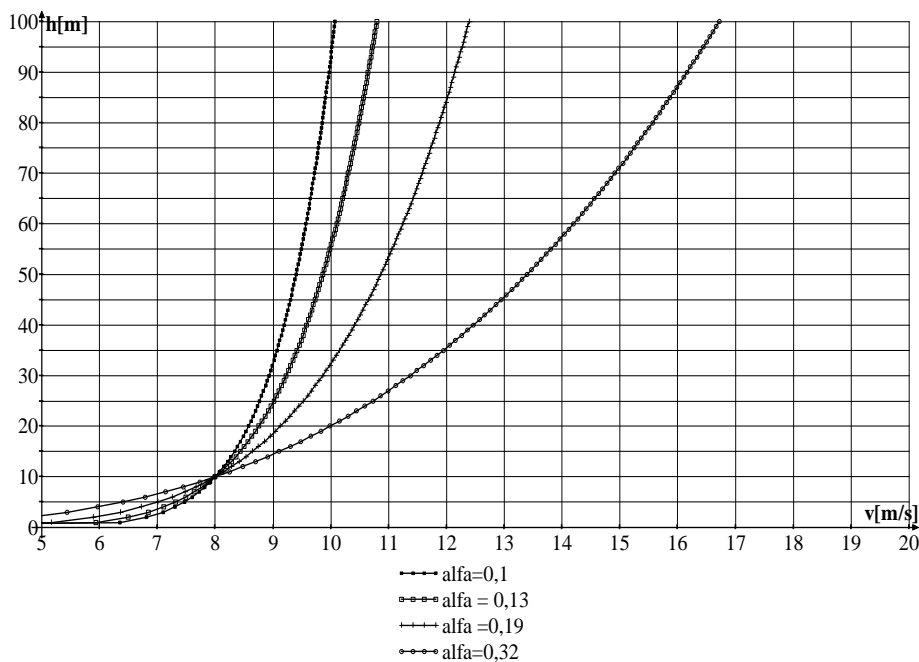
W przypadku badań modelowych turbin wiatrowych czy w inżynierii wiatrowej pożądane jest odtworzenie profilu prędkości możliwie zbliżonego do występującego w terenie.

Oznacza to, że zarówno prędkość średnia wiatru, jak i intensywność turbulencji wiatru powinna być zbliżona do atmosferycznej warstwy przyziemnej. Wpływ terenu zurbanizowanego symulowano w pracach [1,2,6] przy pomocy pięciu ćwierć-eliptycznych wież, a szorstkość terenu modelowano przy pomocy sześciątów rozstawionych na dwa różne sposoby (Rys.2).

Podobną symulację przeprowadzono w pracy [3]. Celem jej było w miarę dokładne odtworzenie warstwy przyziemnej terenów miejskich i podmiejskich. Do jej modelowania wykorzystano 4 trójkątne wieże, dwa rodzaje barier oraz różne rodzaje chropowatości podłoża.

W badaniach prezentowanych w pracach [1,13] również zajmowano się odtworzeniem profili prędkości wiatru. Przedmiotem badań był wpływ roślinności

znajdującej się nad brzegiem jeziora na naprężenia styczne działające na jego taflę.



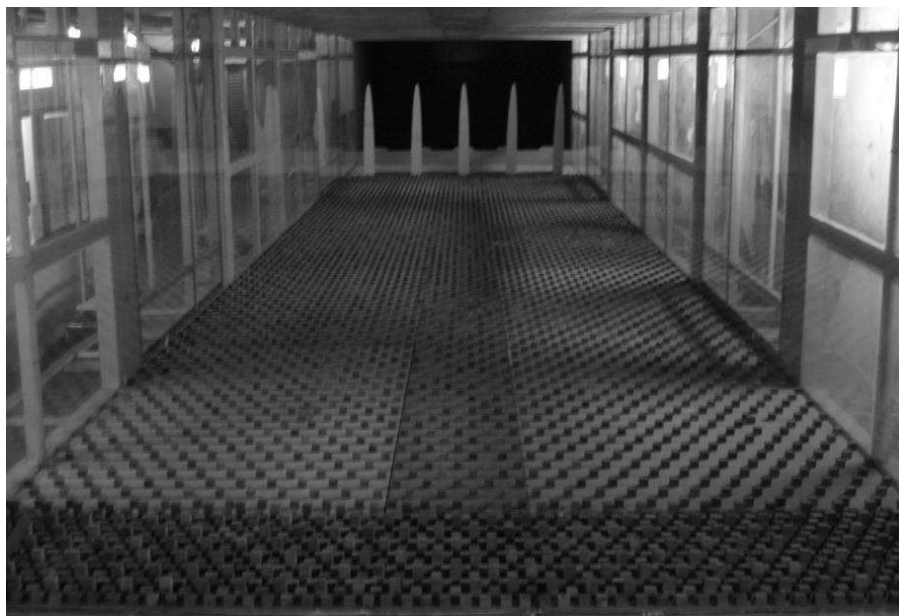
Rys. 1. Rozkład prędkości wiatru w funkcji wysokości h dla różnych współczynników chropowatości terenu

Fig. 1. Wind velocity distribution as a function of height h for a variety of terrain roughness coefficients

Dokonano trzech eksperymentów symulując warstwę roślinności za pomocą drucianej siatki ogrodowej, wyciorów do fajek oraz płyty piankowej (rys.3).

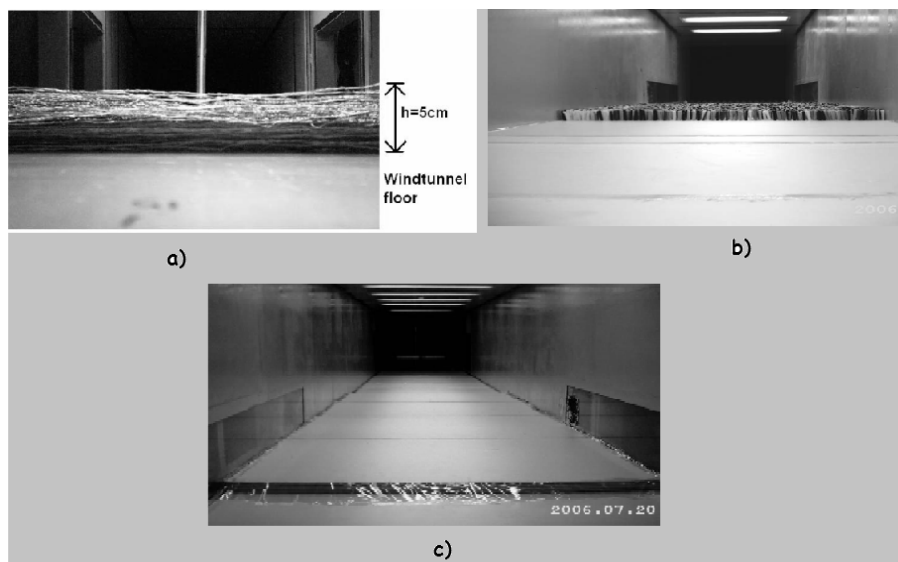
Inne podejście do tworzenia profili prędkości wiatru w tunelach aerodynamicznych zaprezentowano w pracach [9,10]. W ramach badań erozji wiatrowej gleb zaprojektowano i zbudowano przenośny tunel aerodynamiczny. Maksymalna uzyskiwana prędkość w tym tunelu to 18,7 m/s. Do wytworzenia profilu prędkości w tym tunelu wykorzystano płyty przekładkowe o strukturze plastra miodu, wykonanej z folii aluminiowej (rys.4).

Badania modelowe profile prędkości pod kątem energetyki wiatrowej prezentowali Chamoto i Agel w [4,5]. Badane były małe trójłopatowe turbiny wiatrowe. Prędkość wiatru mierzona była wzdłuż średnicy wirnika anemometrami rozmieszczonymi na różnych wysokościach z krokiem 10 mm.



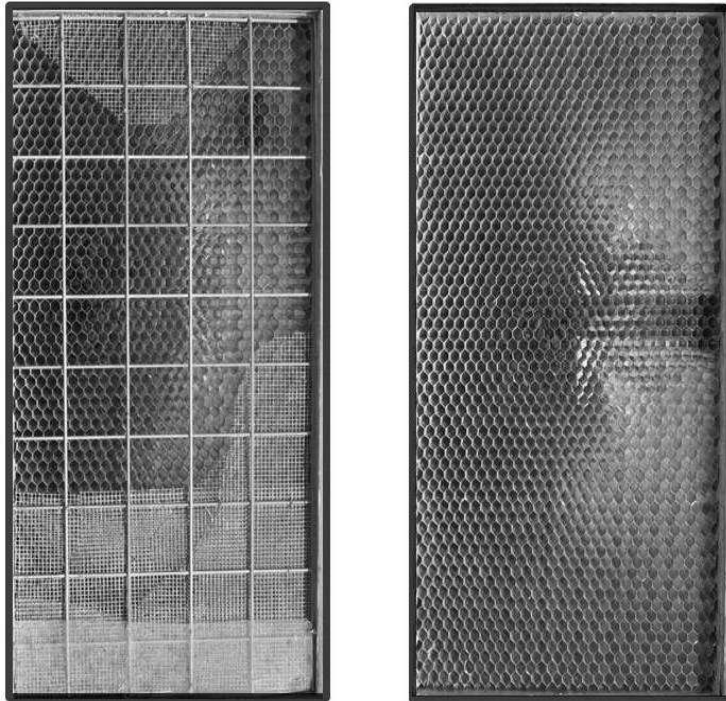
Rys.2. Widok odcinka formującego przepływ w tunelu, pracowano na podstawie [6]

Fig.2. View of the section forming the flow in the tunnel, on the basis of [6]



Rys.3 Przykład modelowania terenu zalesionego z wykorzystaniem (a) metalowej siatki, (b) wyciorów do fajek oraz (c) płyty piankowej, opracowano na podstawie [11,12]

Fig.3. Wind tunnel test section with (a) canopies made of pipe cleaners (b) chicken wire mesh (c) foam boards looking downstream, on the basis of [11,12]



Rys.4. Warstwy ekranów użyte w celu wyrównania przepływu i utworzenia logarytmicznego profilu prędkości wiatru w tunelu aerodynamicznym, opracowano na podstawie [9]

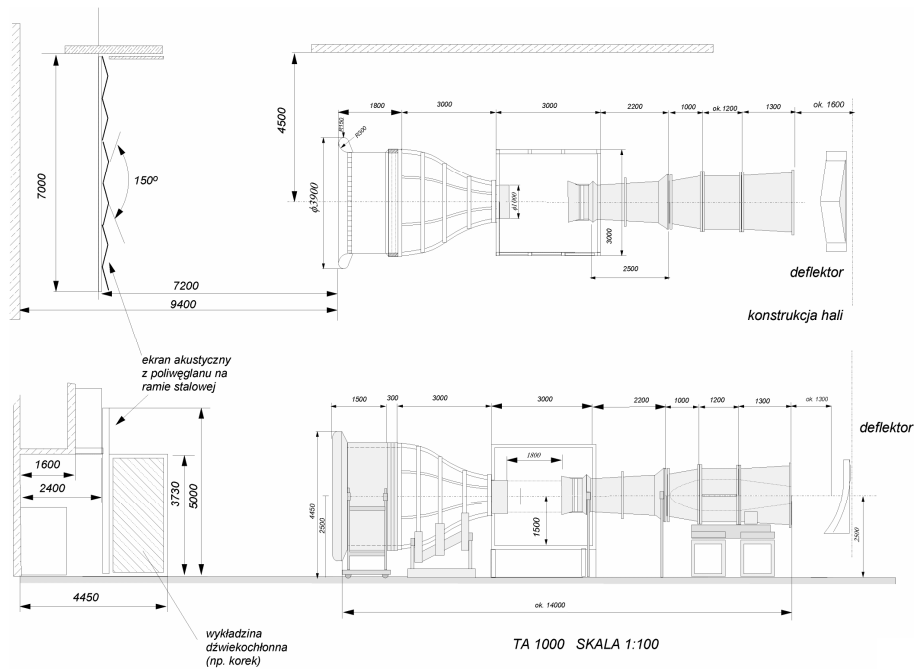
Fig.4. The screen layers used to even the flow and create a logarithmic wind speed profile in the wind tunnel, on the basis of [9]

3. Opis stanowiska pomiarowego do badania profilu prędkości wiatru

Badania doświadczalne mające na celu symulację profilu prędkości wiatru zostały przeprowadzone w tunelu aerodynamicznym Laboratorium Aerodynamiki Katedry Termodynamiki i Mechaniki Płynów Politechniki Rzeszowskiej. Tunel TA-1000 jest konstrukcją o obiegu otwartym ze strugą swobodną małej turbulencji, o maksymalnej prędkości przepływu w przestrzeni pomiarowej równej 45 m/s [13].

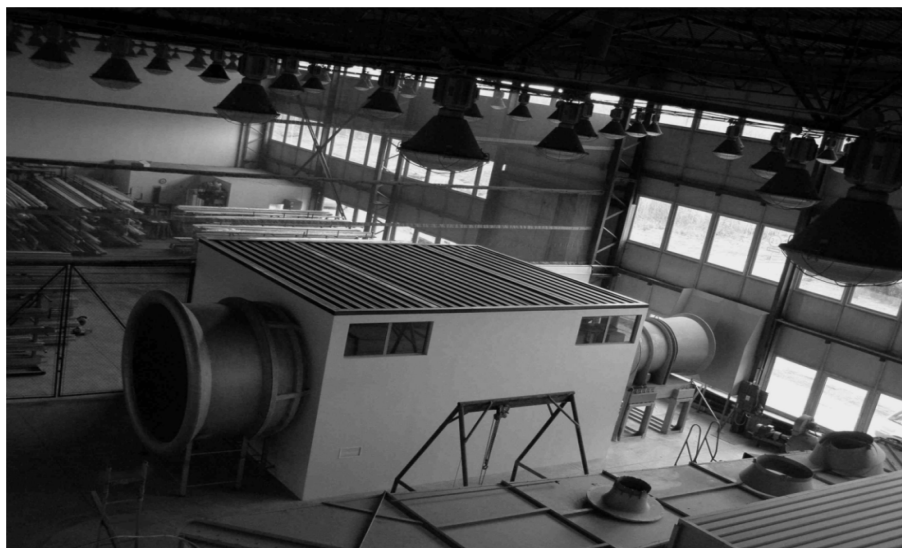
Kontrakcja konfuzora wynosi 1:9 ($\phi D_{we}=3$ m, $\phi D_{wy}=1$ m). Średnica otwartej przestrzeni pomiarowej wynosi $D=1000$ mm. Przestrzeń pomiarowa znajduje się w tzw. komorze Eiffela o konstrukcji drewnianej (sklejka) na szkieletie z rur stalowych.

Komora ma kształt sześcianu o boku ok. 3000 mm (rys.6). Do przemieszczania sond pomiarowych różnych typów przeznaczony jest trójwspółrzędny manipulator.



Rys. 5. Schemat tunelu aerodynamicznego TA1000, opracowano na podstawie [14]

Fig. 5. Wind tunnel TA-100. Schematic, on the basis of [14]



Rys. 6. Ogólny widok tunelu TA1000

Fig. 6. General view of wind tunnel TA1000



Rys.7. Siatki przysłaniające (trzy i cztery warstwy przysłaniające)

Fig.7. Obscuring grid (three and four layers of obscuring)

Pionowy profil prędkości został uzyskany za pomocą siatek przysłaniających nakładanych na przekrój wylotowy konfuzora.

Badania były przeprowadzone dla wszystkich możliwych konfiguracji siatek, tzn. z jedną, dwiema, trzema i czterema siatkami przysłaniającymi. Dla każdej kombinacji pomiary wykonane zostały dla ośmiu wartości prędkości przepływu tj.: 2,5 m/s, 5 m/s, 7,5 m/s, 10 m/s, 12,5 m/s, 15 m/s, 17 m/s oraz 20 m/s. Wartości prędkości odczytywane były dla przemieszczeń pionowych sondy pomiarowej z krokiem $\Delta z = 20$ mm.

4. Aparatura pomiarowa

Do celów obsługi eksperymentu pomiaru skonfigurowany został modułowy system pomiarowy złożony z modułu głównego DaqBook 2001 oraz modułów rozszerzeń DBK 41 oraz DBK 80. Przyjęta częstotliwość próbkowania wynosiła 10 kHz

System akwizycji danych obsługiwany jest przez program pomiarowy DasyLab v.11.

Sygnały elektryczne z czujników pomiarowych doprowadzone są do karty wejściowej systemu DBK80. Dla potrzeb eksperymentu wykorzystane są 4 wejścia:

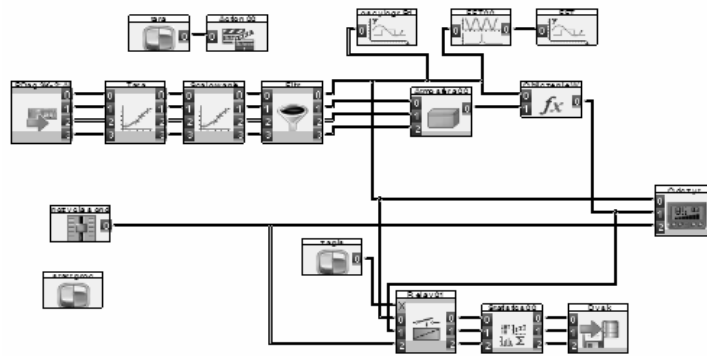
0 – wejście dla sygnału ciśnienia dynamicznego mierzonego czujnikiem piezorezystywnym połączonego z sondą Prandtla.

Pozostałe wejścia są dla parametrów ośrodka w komorze Eiffela, odpowiednio: dla temperatury wejście 1, dla ciśnienia atmosferycznego wejście 2 oraz dla wilgotności powietrza wejście 3. Dane z wejść 1, 2 i 3 kierowane są do procedu-

ry „Atmosfera”, który wyznacza rzeczywistą gęstość powietrza w przestrzeni pomiarowej.

W module „Obliczanie W” następuje obliczenie prędkości na podstawie ciśnienia dynamicznego, i gęstości ośrodka wyznaczonego w module „Atmosfera”

Chwilowe wartości i trendy zmian ciśnienia dynamicznego można obserwować na bieżąco przy pomocy oscyloskopu wirtualnego „oscyloskop”. Sygnał jest poddawany na bieżąco analizie fourierowskiej za pomocą modułu „FFT”. Wynikiem są wartości częstotliwości harmonicznyc zmian ciśnienia dynamicznego.



Rys. 8. Diagram pomiarowy w DasyLab

Fig. 8. The diagram in the DasyLab

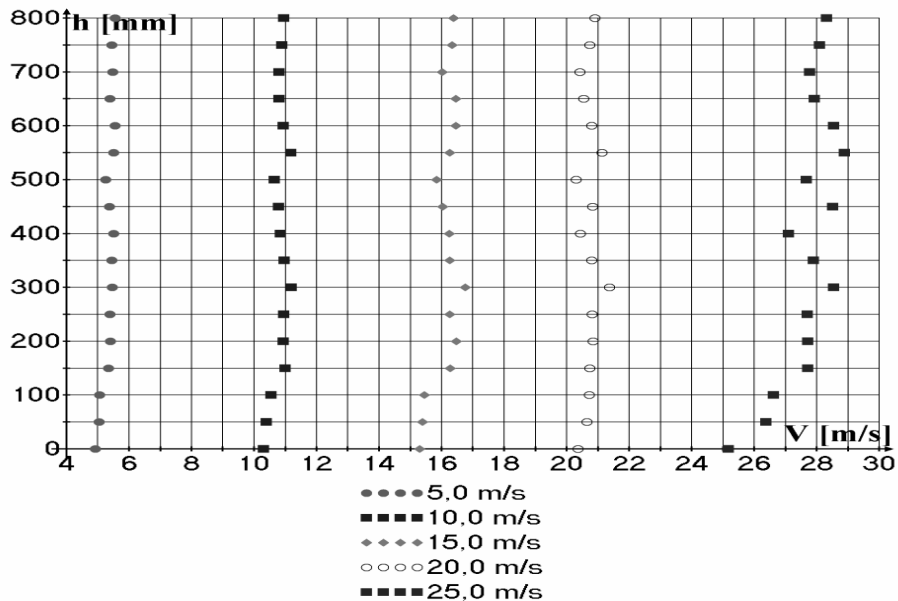
Obliczona prędkość i ciśnienie dynamiczne przekazywane są do modułu sterującego zapisem „Reay01”, a następnie wykonywana jest redukcja danych z pomocą modułu statystycznego „Statistic”.

Moduł „Tara” służy do zerowania wielkości początkowych. Moduł „Filtracja” jest modułem, w którym następuje odcięcie składowych wysokich częstotliwości, wyeliminowanie szumów własnych karty pomiarowej oraz przetworników i zakłóceń zewnętrznych. Moduł „Odczyt” to narzędzie wirtualne, które jednocześnie może pełnić funkcję modułu statystycznego. Pozwala on na odczyt wielkości średnich mierzonych wartości.

Po filtracji, sygnał przekazywany do układu przekaźnikowego (wartość ciśnienia, prędkości i położenia). Moduł „Zapis” steruje momentem aktywacji przekaźnika, który generuje do ustalonej wartości związanych z zapisem, aby uzyskać rejestrację w zadanym momencie (dla warunków ustalonych). Liczebność próbki została ustalona na 1024 (2^{10}) punktów. W module statystycznym następuje wyznaczenie wartości średniej i innych parametrów statystycznych mierzonego sygnału.

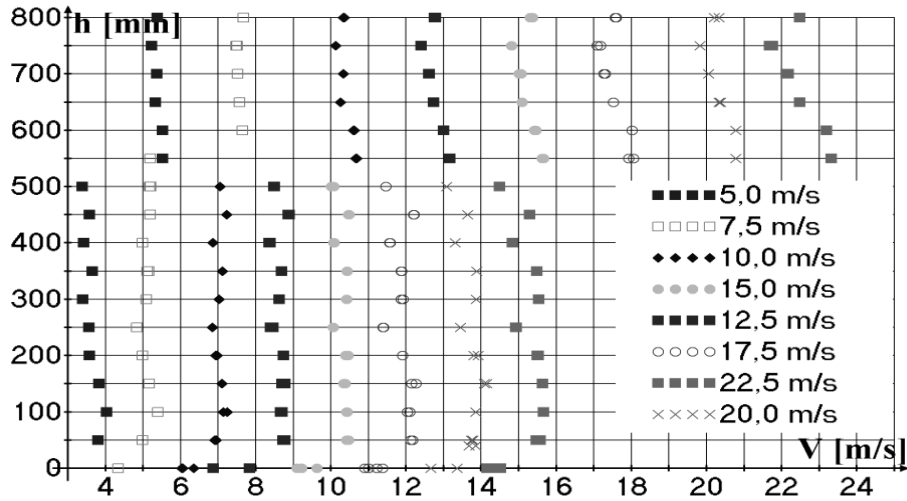
5. Wyniki eksperymentu

Otrzymane wyniki pomiarowe przedstawiono w formie wykresów na rys. 9, rys.10, rys.11 oraz rys.12. Widzimy na zależności prędkości napływu powietrza w funkcji wysokości, przy różnej kombinacji siatek. Do obliczeń projektowych wybrano sytuację z czterema siatkami i na jej podstawie stworzono profil prędkości wiatru, który został przedstawiony na rys.13. Przedstawia on zależność dla wielkości bezwymiarowych. Na osi poziomej znajduje się stosunek wysokości do planowanej wysokości osi wirnika badanej turbiny, natomiast na osi pionowej znajduje się stosunek prędkości przepływu do planowanej prędkości przepływu w osi wirnika. W związku z potęgowym charakterem funkcji podającej rozkład prędkości w obszarze wartości warstwy przyziemnej (wzór (1)), dane eksperymentalne przedstawiające rozkład prędkości napływu, gdy na wylocie konfuzora założono 4 siatki aproksymowane zostały metoda najmniejszych kwadratów za pomocą funkcji potęgowej o równaniu , gdzie argumenty i wartości zostały podane w postaci bezwymiarowej



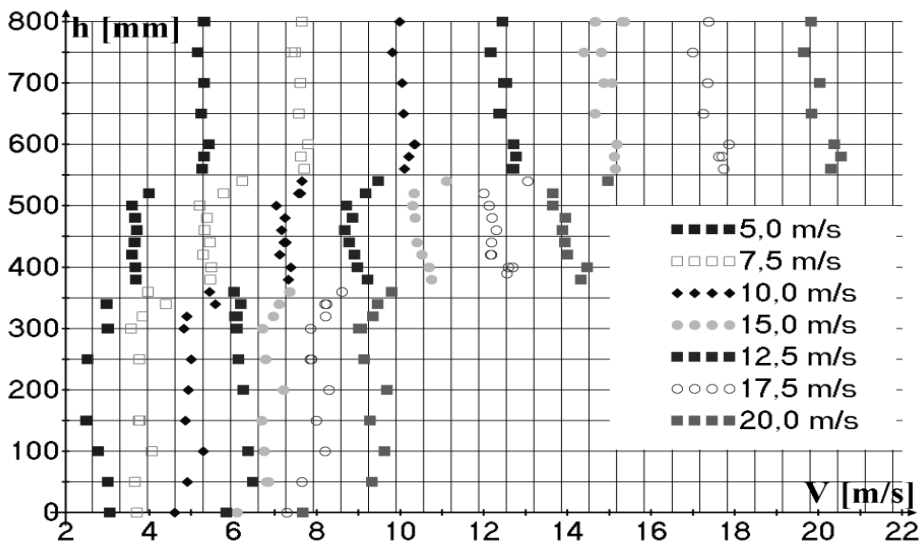
Rys. 9. Profile wiatru jednej siatki przysłaniającej w zależności od osiowej prędkości napływu

Fig. 9. Wind profile for the one flow-dumping grid depending on the axial flow velocity



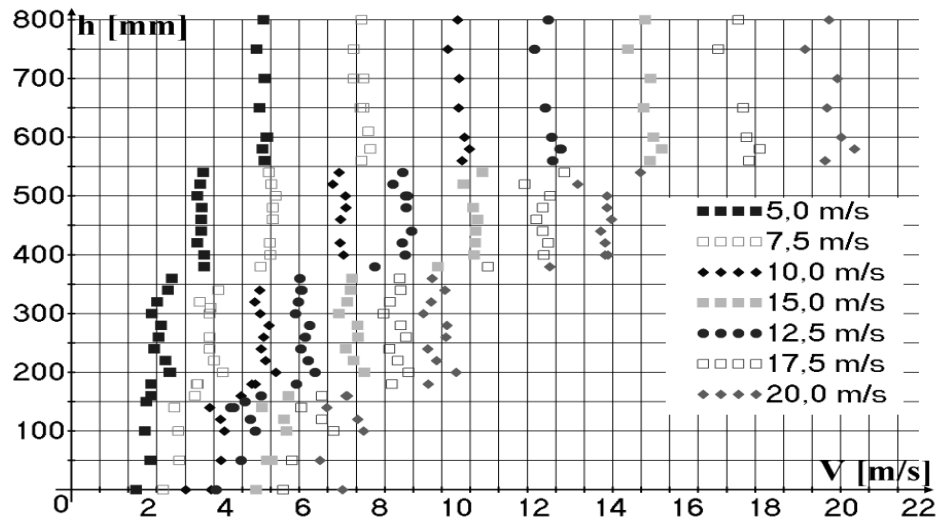
Rys. 10. Profile wiatru dla dwóch siatek przysłaniających w zależności od osiowej prędkości napływu

Fig. 10. Wind profile for the two flow-dumping grid depending on the axial flow velocity



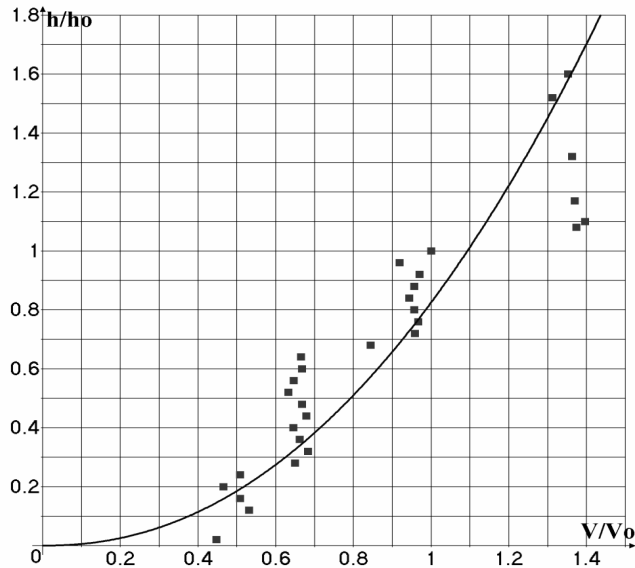
Rys. 11. Profile prędkości wiatru dla trzech siatek przysłaniających w zależności od osiowej prędkości napływu

Fig. 11. Wind profile for the three flow-dumping grid depending on the axial flow velocity



Rys. 12. Profile prędkości wiatru dla czterech siatek przystaniających w zależności od osiowej prędkości napływu

Fig. 12. Wind profile for the four flow-dumping grid depending on the axial flow velocity



Rys. 13. Uśredniony pionowy profil prędkości wiatru opracowany na podstawie danych doświadczalnych dla układu czterech siatek

Fig. 13. Averaged vertical wind speed profile developed on the basis of experimental data for the four grids

Na Rys. 9 widoczny jest wyrównany profil prędkości generowany przez pojedynczą siatkę. Zaskakujący jest fakt, że kształt profilu prędkości ulega pogorszeniu przy prędkości ok. 25 m/s. Być może jest to związane z wpadaniem siatki w drgania przy większych wartościach ciśnienia dynamicznego. Profile prędkości przedstawione na Rys. 10 i 11 uzyskane dla dwóch i trzech siatek są dalece niesatysfakcjonujące. Akceptowalna postać pionowego rozkładu prędkości uzyskana została dla czterech siatek przesłaniających wylot z konfuzora, Rys. 13. Ten rozkład prędkości, dla czterech siatek najbardziej zbliżony jest do rzeczywistego charakteru rozkładu prędkości wiatru w warstwie przyziemnej opisanego za pomocą wzoru potęgowego ze parametrem α , który nosi nazwę wykładnika Hellmana (wzór 1).

6. Wnioski i uwagi końcowe

W pracy przedstawiono próbę modelowania doświadczalnego pionowego profilu prędkości do wykorzystania przy badaniach modelowych wirników turbin wiatrowych.

Należy tu zaznaczyć, że w przypadku wirnika turbiny wiatrowej nie jest konieczne odwzorowanie całego profilu, tj. od poziomu gruntu, a jedynie poprawne odtworzenie rozkładu prędkości w obszarze kręgu roboczego. Stąd pokuszono się o przeprowadzenie badań w tunelu z okrągłą przestrzenią pomiarową.

W celu uzyskania niejednorodnego profilu prędkości zastosowano warstwowy układ siatek.

Akceptowalne wyniki rozkładów prędkości uzyskano dla układu czterech siatek (Rys. 12), chociaż dla lepszego odwzorowania prędkości przydałby się dłuższy odcinek swobodny za układem siatek niż pozwala na to długość przestrzeni pomiarowej (1800 mm).

Udało się potwierdzić, że można uzyskać rozkład prędkości zbliżony do występującego w neutralnej warstwie przyziemnej przy wykorzystaniu otwartej przestrzeni pomiarowej.

Zaletą przyjętej konfiguracji jest stałość ciśnienia wzdłuż kierunku przepływu, analogicznie jak w warstwie przyziemnej. Przyjęte rozwiązanie pozwala uprościć procedurę w odróżnieniu od tuneli aerodynamicznych z zamkniętą przestrzenią pomiarową gdzie trzeba przy pomiarach sił (np. uwzględnić korektę ze względu na poziomą składową gradientu ciśnienia).

Literatura

- [1] Anwar M.P.: Laser positioning measurement system for Wind Tunnel Studies of structures, National University of Singapore, 2005, (praca doktorska), <http://scholarbank.nus.edu.sg/>, [dostęp 30.04.2015 r.].
- [2] Balendra T., Shah D.A., Tey K.L., Kong S.K.: Evaluation of flow characteristics in the NUS-HDB wind tunnel, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 90 (2002), p. 124-133.

- [3] Burton W.V.: Wind Tunnel Simulation of an Atmospheric Boundary Layer, 2001, (praca doktorska), <https://repositories.tdl.org/ttu-ir/bitstream/handle/2346/20785/31295017224139.pdf?sequence=1>, [dostęp 30.04.2015 r.].
- [4] Chamorro L.: Porte-Agel, F. Effects of thermal stability and incoming boundary-layer flow characteristics on wind-turbine wakes: A wind-tunnel study. *Bound. Layer Meteorol*, 136/2010, p. 304-322.
- [5] Chamorro L.P., Porte-Agel F.: A wind-tunnel investigation of wind-turbine wakes: Boundary-layer turbulence effects." *Bound. Layer Meteorol*. 132/2009, p. 156-171.
- [6] Counihan J.: An Improved Method of Simulation an Atmospheric Boundary Layer In a Wind tunel, *Atmospheric Environment*, 3/1969, p. 65-78.
- [7] Gumuła S., Knap T., Strzelczyk P., Szczerba Z.: *Energetyka wiatrowa.*, AGH Uczelniane wydawnictwo Naukowo – Techniczne, Kraków 2006.
- [8] Kalda G.: Perspektywy rozwoju energetyki wiatrowej w Polsce do 2020 roku, *Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA t. XXX, z. 60(4/13), s. 124-138.
- [9] Pelt van R.S., Zobeck T.M. Baddock M. Cox J.: Desing, Construction, and Calibration of the Portable Boundary Layer Wind Tunnel for Field Use, *Transactions of the ASAE* 2010, 53(3), p. 1413-1422.
- [10] Pelt van R.S., Zobeck T.M.: Portable wind tunnels for field testing of soils and natural surfaces. In: Ahmed, N.A., editor. *Wind Tunnel Designs and Their Diverse Engineering Applications*. Rijeka, Kroatia:InTech, 2013.
- [11] Perez A.L.S., Jaster D.A., Thill J., Porte-Agel F.: Wind velocity profiles and shear stresses downwind from canopy: Experiments In a wind tunel, University of Minnesota 2007, Project Raport No 492.
- [12] Perez A.L.S., Jaster D.A., Thill J., Porte-Agel F.: Wind velocity profiles and shear stresses downwind from canopy: Interpretation of Tyree experiments In a wind tunnel, University of Minnesota 2007, Project Raport No 493.
- [13] Szczerba Z., Mazur D.: Badanie wstępne turbiny wiatrowej w konfiguracji pionowej w tunelu aerodynamicznym oraz obliczenia przy pomocy DSM, *Przegląd elektrotechniczny*, 1/2014, s. 98-113.
- [14] Strzelczyk P., Szczerba Z., Węsierski Ł.: Tunel aerodynamiczny do badań śmigieł i turbin wiatrowych, *Pneumatyka*, 1/2007, s. 1-14.

MODELING VERTICAL WIND SPEED PROFILE OF IN THE WIND TUNNEL

Summary

Wind turbines have an increasing part in producing electric energy in Poland. It means that the importance of wind farms is growing. New wind turbines are built and designing of wind turbines is acquiring more importance as well as the quality of the electric current they produce. It is becoming increasingly important to further define the factors affecting the conversion of wind energy into electricity and thus the energy system. One of the most important conditions that must be met in order to build a profitable backyard wind farm is its localization.

Speed of the wind increases with height. The height on which the rotor axis is located also affects the production of the electric energy. It seems reasonable to take into account impact the vertical profile of wind speed on the geometry of the rotor. It should be emphasized that the verti-

cal velocity gradient has a greater impact on the aerodynamic characteristics of the turbine, in the case of small units, which can be used in households, or when working with a distributed network. This is because the tower is relatively low so the effects on the ground level will be more important than in the case of large turbines.

This article describes an experimental attempt to recreate the vertical wind profile in laboratory conditions.

Keywords: wind turbine, wind speed profile, geometry of rotor, wind tunnel

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.125

Andrzej STUDZIŃSKI¹
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK²

PREVENTIVE MAINTENANCE AND RELIABILITY OF WATER SUPPLY SYSTEM ELEMENTS

One of the main requirements for municipal systems, particularly water supply systems is their reliable operation. Water supply systems are operated continuously for a long time. Therefore, its building elements are also subject to intense and continuous operation. Human intervention detects and removes the problems arising as a potential source of failure. A common solution to the problem are preventative renovations. The term recovery is meant a preventive action to reduce the rate of loss of efficiency. Preventive renovations do not eliminate the possibility of damage, but can reduce the likelihood of emergency renew. Renew prevention strategy it is the appropriate location of their time in order to achieve maximum profitability of the project or the required level of reliability. The most common strategies are used periodically after a predetermined time. In this work mathematical model of preventive renovations was presented and its following conclusions. It was shown that in case of exponential distribution of failures scheduled maintenances do not increase reliability of an element. Scheduled maintenances extend an expected value of working time if next working times are shorten, for instance if it's possible to describe them by Weibull distribution with its parameter $\alpha > 1$.

Keywords: reliability, working time, maintenance, water supply system

1. Introduction

From reliability point of view there are two kinds of elements: repairable - after a failure are repaired and become fit, and unrepairable, which have to be exchanged into a new ones [14]. Elements, which built water supply systems are mostly repairable, like pipes, pumps or water reservoirs. Failure cause economic consequences for the water supply company resulting in the reduction or interruption of water supply [10, 12]. Prevention strategy constitute of the appropriate location as to achieve maximum project profitability or the required reliability level [8, 9, 11]. Their life cycle shown on fig. 1, consists of a three basis phas-

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Andrzej Studziński, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, tel. 17 8651703, astud@prz.edu.pl

² Katarzyna Pietrucha-Urbanik, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, tel. 17 8651703, kpiet@prz.edu.pl

es: initial phase during start-up, useful life phase and wearout phase, which ends technical life of an element [1, 4, 6].

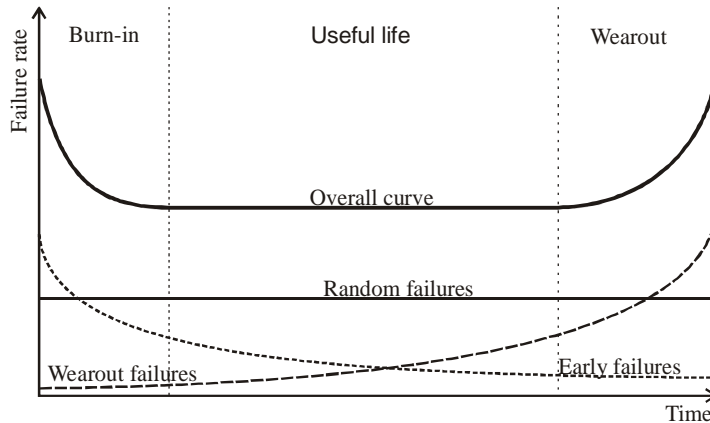


Fig. 1. Life cycle of an element ("bathtub shape curve") on the basis of [6]

Rys. 1. Uszkodzenie element (krzywa wannowa) na podstawie pracy [6]

The most important is useful life time, usually lasting from a dozen or so till a few dozen years, for instance water pipe useful life time is estimated at 50 years [3, 7]. The useful life consist of one after another working times T_p and restoration times T_n - since moment of failure till beginning an operation, as shown on fig. 2.

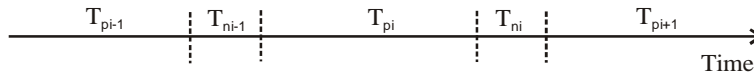


Fig. 2. Useful life time of a repairable element, T_p - working time, T_n - restoration time

Rys. 2. Proces eksploatacji elementu odnawialnego: T_p - czas pracy, T_n - czas odnowy

2. Mathematical model of preventive renovations

Life cycle of an element consists of one after another working times T_{pi} and restoration times T_{ni} . Let T_p be a random variable of working time of an element, T_z is a random variable of time till the next preventive renovation. Working time till the next renovation T is a random variable [1, 5]:

$$T = \min\{T_p, T_z\} \quad (1)$$

If random variables T_p i T_z are independent cumulative distribution function of up time F_T is:

$$F_T(t) = F_{T_p}(t) + F_{T_z}(t) - F_{T_p}(t) \cdot F_{T_z}(t) \quad (2)$$

When time between preventive renovations t_z is determined and the renovations are made in fixed intervals, as shown on fig. 3, cumulative distribution function is:

$$F_T(t) = \begin{cases} 0 & \text{dla } t \leq 0 \\ R_{T_p}(t) & \text{dla } 0 < t \leq t_z \\ 1 & \text{dla } t > t_z \end{cases} \quad (3)$$

where: R_{T_p} – is reliability of the element.

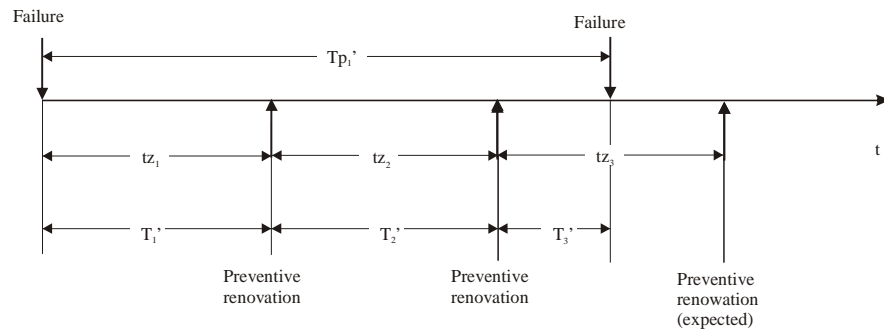


Fig. 3. Useful life time of a repairable element with preventive renovations, T_p - working time, T_z - time between preventive renovations, $T_1' = \min\{T_{p1'}, t_{z1}\} = t_{z1} \Rightarrow X_1 = 0; Y_1 = X_1 = 0$ what means that till the first renovation there was no failure; $T_2' = \min\{T_{p1'}, t_{z2}\} = t_{z2} \Rightarrow X_2 = 0; Y_2 = X_1 + X_2 = 0$ what means that till the second renovation there was no failure; $T_3' = \min\{T_{p1'}, t_{z3}\} = T_{p1'} \Rightarrow X_3 = 1; Y_3 = X_1 + X_2 + X_3 = 1$ what means that till the third renovation there was 1 failure; etc.

Rys. 3. Proces eksploatacji elementu odnawialnego z profilaktycznymi odnowami, T_p - czas pracy, T_z - czas pomiędzy profilaktycznymi odnowami, $T_1' = \min\{T_{p1'}, t_{z1}\} = t_{z1} \Rightarrow X_1 = 0; Y_1 = X_1 = 0$ co oznacza, że do czasu pierwszej odnowy nie było awarii; $T_2' = \min\{T_{p1'}, t_{z2}\} = t_{z2} \Rightarrow X_2 = 0; Y_2 = X_1 + X_2 = 0$ co oznacza, że do czasu drugiej odnowy nie było awarii; $T_3' = \min\{T_{p1'}, t_{z3}\} = T_{p1'} \Rightarrow X_3 = 1; Y_3 = X_1 + X_2 + X_3 = 1$ co oznacza, że do czasu trzeciej odnowy wystąpiła jedna awaria; etc.

Estimated value of working time till the next renovation $T - E(T)$ is:

$$E(T) = \int_0^{t_z} R_{T_p}(t) dt \quad (4)$$

Let random variables T_{p1}, T_{p2}, \dots form renovation stream, and a sequence t_{z1}, t_{z2}, \dots be moments of preventive renovations, t_{zi} is a time since $i-1$ till i preventive renovation. Renovation stream is:

$$T_1, T_1 + T_2, T_1 + T_2 + T_3, \dots \quad (5)$$

where:

$$T_i = \min\{T_{p_i}, t_{z_i}\} \quad (6)$$

Assign renovation stream (5) to a sequence of Bernoullie's binary random variables X_1, X_2, \dots that:

$$X_i = \begin{cases} 0 & \text{dla } T_i \geq t_{z_i} \\ 1 & \text{dla } T_i < t_{z_i} \end{cases} \quad (7)$$

Where value 0 means, that restoration number i was preventive, and value 1 means that the restoration was made after a failure of an element. Random variable Y_n is a number of failure renovations till renovation n , it was shown at fig. 3:

$$Y_n = \sum_{i=1}^n X_i \quad \text{for } n = 1, 2, \dots \quad (8)$$

If T_{p1} is a random variable with the same distribution as T_{p2}, T_{p3}, \dots , the probability, that among the next n restorations is k restorations after failures can be calculated by following formula:

$$P(Y_n = k) = \binom{n}{k} [F(tz)]^k \cdot [1 - F(tz)]^{n-k} \quad \text{dla } k = 1, 2, \dots, n \quad (9)$$

And the probability that there were no failures ($k=0$) is:

$$P(Y_n = 0) = [1 - F(tz)]^n \quad (10)$$

T_p ' time of renovated preventive element includes a number of intervals between preventive renovations and a time between the last preventive renovation and a failure. The probability that the element will not suffer damage till time $t > 0$ with periodic strategy of preventive renovations is:

$$P(t) = R_{T_p}^n(tz) \cdot R_{T_p}(t - n \cdot tz) \quad (11)$$

where: $n = \frac{t}{t_z}$ is a number of working time intervals - natural number no less than $\frac{t}{t_z}$.

Expected value of time till failure with preventive renovations T_{op} , $E(T_{op})$ is:

$$E(T_{op}) = \frac{1}{1 - R_{Tp}(t_z)} \cdot \int_0^{t_z} R_{Tp}(t) dt \quad (12)$$

3. Mathematical model of ageing element

For ageing elements random variable of working time T_p Weibull distribution is applied. For elements that built water supply systems usually exponential distribution is used, which is a special case of Weibull distribution. Reliability of an element can be calculated according to equations (13-17). Probability density function is [1]:

$$f(t) = \lambda \cdot \alpha \cdot t^{\alpha-1} \cdot \exp(-\lambda \cdot t^\alpha) \quad \text{dla } t > 0 \quad (13)$$

Failure rate $\lambda(t)$ is:

$$\lambda(t) = \lambda \cdot \alpha \cdot t^{\alpha-1} \quad (14)$$

Cumulative distribution function of up time is:

$$F(t) = 1 - \exp(-\lambda \cdot t^\alpha) \quad (15)$$

Reliability function $R(t)$ is:

$$R(t) = \exp(-\lambda \cdot t^\alpha) \quad (16)$$

Expected value of working time T_p - $E(T_p)$ is:

$$E(T_p) = \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \cdot \lambda^{-\frac{1}{\alpha}} \quad (17)$$

where: α - Weibull distribution parameter.

Parameter α describes probability of failure during ageing of an element:

- $\alpha < 1$ function $\lambda(t)$ is monotone decreasing - it means that probability of failure is decreasing in time passage, it can suggest that elements in population have manufacturing defects,

- $\alpha = 1$ function $\lambda(t)$ is constant - Weibull distribution becomes exponential - means that probability is constant - it implies that cause of failures are random events,
- $\alpha > 1$ function $\lambda(t)$ is monotone increasing - the probability of failure is increasing in time, probably because of ageing of elements.

4. Conclusions

In this work mathematical model of preventive renovations was presented and it's following conclusions.

It was shown that in case of exponential distribution of failures scheduled maintenances do not increase reliability of an element.

Scheduled maintenances extend an expected value of working time if next working times are shorten, for instance if it's possible to describe them by Weibull distribution with its parameter $\alpha > 1$.

The paper shows a model of prevention renovation based on reliability theory.

The model was applied for elements of water supply system. The conclusions are:

- if a damage intensity index of an element was described by an exponential distribution, using prevention renovation would not extend an expected value of element's working time,
- if the index was described by Weibull's distribution with distribution's parameter $\alpha > 1$, prophylaxis would extend an expected value of working time.

Literature

- [1] Bobrowski D.: Modele i metody matematyczne w teorii niezawodności, Wydawnictwo Naukowo – Techniczne, Warszawa 1985.
- [2] Denczew S.: Modern management of the utilization of water supply and sewage disposal systems. *Environmental protection Engineering*, vol. 29, 2003, p. 73-80.
- [3] Denczew S., Królikowski A.: Podstawy nowoczesnej eksploatacji systemów wodociągowych i kanalizacyjnych. Arkady, Warszawa 2002.
- [4] Loganathan G. V., Sherali H. D, Shah M. P.: A two-phase network design heuristic for minimum cost water distribution systems under a reliability constraint. *Engineering Optimization.*, vol. 4, 1990, p. 311-336.
- [5] Malik M.: Reliable preventive maintenance scheduling. *AIEE Trans*, vol. 11, 1979, p. 221-228.
- [6] Mays W. L.: Reliability analysis of water distribution systems. American Society of Civil Engineers, New York 1989.
- [7] Pascual R., Ortega J. H.: Optimal replacement and overhaul decisions with imperfect maintenance and warranty contracts. *Reliability Engineering and System Safety*, vol. 91, 2006, p. 241-248.
- [8] Pietrucha-Urbanik K.: Prioritizing water pipe renewal using fuzzy set theory *Journal of KONBiN* 1(33)2015, p. 243-250. DOI 10.1515/jok-2015-032.

- [9] Rak J.: Metoda planowania remontów sieci wodociągowej na przykładzie miasta Krosna, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA, t. XXXI, z. 61 (1/14), 2014, s. 225-232. DOI:10.7862/rb.2014.15.
- [10] Rak J.: Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, vol. 28. Wydawn. Drukarnia Liber Duo Kolor, Lublin 2005.
- [11] Rak J.: Systemowe zarządzanie bezpieczeństwem SZZW. *Instal*, nr 2 (292), 2009, s. 43-48.
- [12] Studziński A., Pietrucha-Urbanik K., Mędrala A.: Analiza strat wody oraz awaryjności w wybranych systemach zaopatrzenia w wodę, *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA, t. XXXI, z. 61 (4/14), 2014, s. 193-201. DOI:10.7862/rb.2014.144.
- [13] Tchórzewska-Cieślak B., Rak R. J.: Propozycja nowej systematyki własności funkcjonowania systemu na przykładzie systemu zaopatrzenia w wodę. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, vol. 5, 2008, s. 20-22.
- [14] Wieczysty A.: Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, Kraków 2001.
- [15] Wieczysty A.: Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych. Cz. I, II. Politechnika Krakowska, Kraków 1990.

ODNOWY PROFILAKTYCZNE A NIEZAWODNOŚĆ ELEMENTÓW SYSTEMU ZAOPATRZENIA W WODĘ

Streszczenie

Jednym z głównych wymagań stawianych systemom komunalnym, a w szczególności systemowi zaopatrzenia w wodę jest ich niezawodna praca. Systemy zaopatrzenia w wodę są eksploatowane w sposób ciągły w długim przedziale czasowym. W związku z tym budujące go elementy także podlegają intensywnej i długotrwałej eksploatacji. Kontrolna ingerencja człowieka wykrywa i usuwa ich usterki będące potencjalnym źródłem awarii. Powszechnie stosowanym rozwiązaniem stają się tzw. odnowy profilaktyczne. Pod pojęciem odnowy profilaktycznej rozumie się działanie na zdatnym obiekcie, mające na celu zmniejszenie szybkości utraty jego zdolności użytkowej. Odnowy profilaktyczne nie likwidują możliwości powstawania uszkodzeń, ale mogą zmniejszać prawdopodobieństwo wystąpienia odnow awaryjnych. Strategia odnow profilaktycznych polega na odpowiednim usytuowaniu ich w czasie, tak aby osiągnąć maksymalną rentowność przedsięwzięcia lub wymagany poziom niezawodności. Najczęściej stosuje się tzw. strategie periodyczne, które polegają na odnowach profilaktycznych po z góry określonym czasie eksploatacji elementu i odnowie awaryjnej z chwilą jego uszkodzenia. W pracy przedstawiono model matematyczny odnowy profilaktycznej na przykładzie elementów systemu zaopatrzenia w wodę. Wykazano, że w przypadku wystąpienia rozkładu wykładniczego awarii zastosowanie odnow profilaktycznych nie zwiększa niezawodności elementu. Remonty planowe wydłużają wartość oczekiwaną czasu pomiędzy uszkodzeniami jeśli kolejne jego wartości się skracają, co oznacza, że występuje starzenie elementu, które można opisać rozkładem Weibulla z parametrem $\alpha > 1$.

Słowa kluczowe: niezawodność, czas pracy bezuszkodzeniowej, obsługa, system zaopatrzenia w wodę

Przesłano do redakcji: 29.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.126

Andrzej STUDZIŃSKI¹
Katarzyna Ida WOŹNIAK²

STRATY WYNIKAJĄCE Z BRAKU DOSTAWY WODY W OPINII JEJ KONSUMENTÓW

Celem pracy było przeprowadzenie analizy negatywnych skutków braku dostawy wody na podstawie przeprowadzonych wcześniej badań opinii konsumentów. Badania te zrealizowano w oparciu o własnoręcznie stworzoną ankietę. Sondażem objęto 150 respondentów uzyskując opinie dotyczące jakości usług wodociągowych. Ankietowani odpowiadali na pytania z zakresu jakości dostarczanej wody, ciągłości dostawy oraz przerw w dostawie i wynikających z nich uciążliwości. Głównym zadaniem było określenie wielkości strat finansowych spowodowanych brakiem dostawy wody. Dziewięciu na dziesięciu ankietowanych odczuło niedogodności wynikłe z przerywania dostawy wody w ostatnim roku, głównie w zakresie higieny osobistej oraz przygotowania posiłków. Kobiety mocniej oceniały odczuwane uciążliwości związane z brakiem dostawy wody niż mężczyźni, natomiast osoby powyżej 50-go roku życia ich prawie nie odczuwały. Szacując swoje straty wynikłe z przerw w dostawie wody prawie 90% osób objętych badaniem oceniło je na mniej niż 50 zł, przy czym ponad połowa ankietowanych uważała, że nie poniosła strat. 2/3 badanych uważała, że przerwy w dostawie wody są naturalne i nie oczekuje finansowego zadośćuczynienia od dostawcy wody za poniesione straty. Płeć oraz wiek nie ma związku z opinią dotyczącą rekompensaty za straty finansowe spowodowane przerwą w dostawie wody, natomiast im wyższe wykształcenie respondentów, tym więcej osób uważało, iż należy im się zadośćuczynienie za wynikłą stratę finansową spowodowaną przerwą w dostawie wody.

Słowa kluczowe: ryzyko, zaopatrzenie w wodę, badania konsumenckie, awaria

1. Wprowadzenie

Dotychczasowe badania ryzyka wynikającego z awarii systemów zaopatrzenia w wodę skupiają się na skutkach tych awarii dla ciągłości dostawy wody i jej bezpieczeństwa. Pierwszy z aspektów odnoszony jest do dostawcy wody [13, 15-20, 22-24], drugi koncentruje się na konsumencie wody [12, 14, 16, 17, 21]. Straty wynikające z awarii przewodów wodociągowych są skatalogowane [13, 23], skutki najczęściej opisuje się wskaźnikami [23]. Ciekawe wydaje się

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Andrzej Studziński, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 6, 36-959 Rzeszów, tel. 178521703, astud@prz.edu.pl

² Katarzyna Ida Woźniak, Politechnika Rzeszowska

przedstawienie strat wynikających z przerw w ciągłości dostawy wody w ujęciu finansowym w ocenie konsumenta [25, 26]. Zagadnienie to stanowi cel niniejszego opracowania, który zrealizowano w oparciu o ankietowe badania konsumenckie.

2. Metodyka badań

W badaniach konsumenckich dotyczących wodociągów wykorzystuje się niektóre instrumenty konwencjonalne [1, 2, 4, 5, 9]. Należą do nich: wywiad bezpośredni, wywiad telefoniczny, wywiad zogniskowany (dyskusje grupowe), ankiety pocztowe i do samodzielnego uzupełniania oraz badania internetowe. Zaletą pierwszej z wymienionych metod jest bezpośredni kontakt z respondentem, co przekłada się na precyzyjność wyjaśnień. Podczas badania prowadzonego przy użyciu wywiadu bezpośredniego ankietowany ma więcej czasu niż w przypadku wykorzystania innych technik, aby zastanowić się nad odpowiedzią. Także ankieter ma czas na to, aby upewnić się, że dobrze zrozumiał drugą stronę. Kolejną zaletą jest dogłębność wywiadu. W tej metodzie ankieter ma okazję do kontrolowania przebiegu rozmowy. Zazwyczaj liczba pytań pozostawionych bez odpowiedzi jest bardzo znikoma lub zerowa. Do wad tej metody można zaliczyć reprezentatywność próby. Badania takie prowadzone są zazwyczaj w jednym mieście, rejonie, co może przekładać się na małe zróżnicowanie ankietowanych [3, 6, 7].

Badanie zostało przeprowadzone na losowo wybranych respondentach, badanie było anonimowe, zostało przeprowadzone w dniach 15 - 30 marca 2015 r. Przeprowadzono 175 ankiet, lecz z powodu błędnie wypełnionych ankiet lub braku odpowiedzi na większość pytań, 15 ankiet odrzucono. We właściwym badaniu wzięło więc udział 150 respondentów. Należy uwzględnić fakt marginesu błędu, który przy założonym poziomie ufności 95% wynosi 8% dla wielkości próby badawczej równej 150 osób [7].

Dokonano przeglądu literatury [8, 10, 11, 27] oraz dotychczasowych badań i stworzono ankietę składającą się z 27 pytań: 5 pytań metryczkowych oraz 23 pytań merytorycznych. W ankiecie znalazły się pytania tak zwane filtrujące, badające czy respondenci są zaopatrzeni w wodę wodociągową oraz czy doświadczyli przerw w dostawie wody w przeciągu ostatniego roku. Po udzieleniu pozytywnej odpowiedzi na dwa wyżej wymienione pytania, ankietowani odpowiadali na bardziej szczegółowe pytania. Pytania te można podzielić na zamknięte jednokrotnego lub wielokrotnego wyboru (24 pytania) oraz otwarte (4 pytania).

W pytaniach metryczkowych ankietowani określali: płeć, wiek, wykształcenie, średnie dochody oraz wielkość jednostki osadniczej, w której zamieszkuje. Następnie odpowiadali na pytania dotyczące zaopatrzenia w wodę (z wodociągu czy indywidualnie), wysokości opłat za wodę, przerw w dostawie wody. Ostatnie pytania (21-27) dotyczyły oceny uciążliwości wynikających z przerw w dostawie wody, przedstawiono je poniżej:

21. Czy odczuł/a Pan/i uciążliwości/niedogodności związane z przerwą w dostawie wody?
- Tak
 - Nie
22. Czego dotyczyły uciążliwości/niedogodności wynikające z przerwy w dostawie wody? (proszę zaznaczyć maksymalnie 3 odpowiedzi)
- Higieny osobistej
 - Zmywania naczyń
 - Sprzątania/utrzymania porządku
 - Prania
 - Przygotowania posiłków
 - Utrzymania roślin/zieleńców/ogródków
 - Dotyczące zwierząt
 - Inne
23. Na ile ocenia Pan/i straty finansowe wynikające z przerwy w dostawie wody? (proszę podać kwotę)
- zł
24. Czy uważa Pan/i, że dostawca wody powinien zadośćuczynić wynikłej stracie finansowej?
- Tak
 - Nie
25. Jeżeli uważa Pan/i, że dostawca wody powinien zadośćuczynić wynikłej stracie finansowej, to jak wysokie powinno ono być? (proszę podać kwotę)
- zł
26. Czy zgodziłby/zgodziłaby się Pan/i płacić większe rachunki za wodę w zamian za zredukowanie liczby przerw w dostawie wody?
- Tak
 - Nie
27. Jeżeli zgodziłby/zgodziłaby się Pan/i płacić większe rachunki za wodę w zamian za zredukowanie liczby przerw w dostawie wody, to o ile więcej mogłyby wzrosnąć te rachunki? (proszę podać kwotę)
- zł.

3. Wyniki badań

Kobiety stanowiły 55% wszystkich badanych, natomiast mężczyźni 45%. Ankieterów podzielono na sześć grup wiekowych: 18 - 25, 26 - 35, 36 - 50, 51 - 65, 66 -. Najliczniejszą grupę stanowiły osoby w wieku od 18 do 25 lat (77%), natomiast najmniej liczną osoby pomiędzy 65, a 75 rokiem życia, to tylko 1%. Można zauważyć, że wraz ze wzrostem wieku maleje liczba respondentów. Najliczniejszą grupę stanowią osoby z wykształceniem średnim (56%). Związane jest to z wiekiem respondentów, ponieważ największą grupę stanowiły osoby do 25 roku życia, aż 77%. Drugą, co do wielkości grupą są osoby o wykształceniu

wyższym (40%). Osoby z wykształceniem podstawowym oraz zawodowym, stanowią po 2% (po 3 osoby). Prawie połowa respondentów (47,3%) to osoby mieszkające w miejscu, gdzie liczba ludności jest mniejsza niż 5 tysięcy osób, natomiast ćwierć badanych (24,7%) to osoby mieszkające w miejscu, gdzie liczba ludności wynosi od 5 do 50 tysięcy osób. W sumie 72% respondentów mieszka w miejscu o liczbie ludności do 50 tysięcy osób. Rozkład dochodów na członka rodziny w poszczególnych grupach jest podobny. 67,3% badanych znajduje się w grupie dochodów pomiędzy 500 a 2 000 zł na członka rodziny netto (33,3% - 500 - 1 000zł, 34,0% - 1 000 - 2 000 zł). 14,7% stanowią osoby o dochodach poniżej 500 zł na osobę, natomiast 17,3% to osoby o dochodach powyżej 2 000 zł. Dwie skrajne grupy dochodów (< 500 zł oraz > 2 000 zł) mają bardzo zbliżoną ilość respondentów (22 oraz 26 osób), tak samo jak dwie środkowe grupy dochodów (500 do 1 000 zł - 50 osób oraz 1 000 do 2 000 zł - 51 osób).

Prawie 2/3 badanych jest zaopatrzone w wodę z wodociągów komunalnych (66%). 34% osób ciągle nie ma dostępu do wody wodociągowej. Spośród osób zaopatrzone w wodociąg zdecydowana większość doświadczyła przerwy w dostawie wody w ostatnim roku (83%), natomiast w przypadku osób zaopatrzonych ze źródeł indywidualnych naczelną grupą są osoby, które nie doświadczyły takiej przerwy (69%). W przypadku zaopatrzenia w wodę wodociągową, najliczniejszą grupę stanowią osoby, które doświadczyły tylko jednej przerwy w dostawie wody w przeciągu ostatniego roku, stanowią one 45% zaopatrywanych z wodociągów, a 38% ogółu. Aż 6,5% miało do czynienia co najmniej z pięcioma przerwami.

Ponad 2/3 badanych doświadczyło przerw trwających w godzinach pracy (6:00÷14:00). Przypuszczalnie przerwa ta nie była zbyt uciążliwa dla nich, oczywiście jeżeli pracują w tych godzinach. 21% ankietowanych odnotowało przerwę pomiędzy 14:00 a 21:00.

Odnosząc się do osób zaopatrzonych w wodę wodociągową, aż 93% badanych zostało wcześniej poinformowanych o zamierzonej przerwie w dostawie wody. Aż u 59% badanych przerwa w dostawie wody była krótsza niż wcześniej zapowiadano. 32% osób wskazało na dłuższą przerwę, a u 9% odbyła się ona w innym terminie.

W obu przypadkach zaopatrzenia w wodę wodociągową najwięcej osób mieści się w grupie, której czas przerwy nie przekroczył 6 godzin. Tak samo w obu przypadkach nie ma ani jednej osoby, która doświadczyłaby przerwy w dostawie wody, która trwała od 4 do 7 dni. Największa grupa spośród osób zaopatrzonych w wodociąg (57%) to osoby nieposiadające dostępu do wody w okresie nieprzekraczającym 6 godzin. Przerwy od 6 do 12 h – doświadczyło 28% ogółu respondentów. Znalazły się także 3 osoby (4%), które nie miały dostępu do wody wodociągowej aż przez okres co najmniej 7 dni. Można podejrzewać, że było to następstwem bardzo poważnej awarii wodociągowej. Uogólniając można stwierdzić, że wraz ze wzrostem długości trwania przerwy braku dostawy wody maleje ilość osób, które ją doświadczyły.

Zasadnicza grupa to osoby, które nie znają wielkości kwoty płaconej za użytą wodę (28,3%). Dwa kolejne miejsca przedziału kwotowego opłat różnią się jedynie 1%. Najwięcej osób (20,2%) płaci rachunki w wysokości 101 do 150 zł za miesiąc. Kolejne miejsce to grupa odbiorców (19,2%) płacących od 50 do 100 zł. Z najwyższymi rachunkami, bo powyżej 200 zł zmagają się jedynie 5,1% ogółu ankietowanych, natomiast z najniższymi (poniżej 50 zł) 13,1%. W środku stawki (14,1%) znajdują się osoby płacące rachunki w wysokości od 151 do 200 zł.

Znaczna większość, bo aż 89% badanych odczuło uciążliwość związane z brakiem dostawy wody. Jedynie 11% nie stwierdziło takiej dokuczliwości. W trzech zakresach wiekowych (18 - 25 lat, 26 - 35 lat, 36 - 50 lat) na pierwszym miejscu znalazła się higiena osobista z wynikami odpowiednio: 32,2%, 32,4% i 33,3%. Wśród osób pomiędzy 51 a 65 rokiem życia jako największe uciążliwości wskazano na czynności związane z przygotowywaniem posiłków - 37,5%. Ten rodzaj niedogodności znalazł się na drugim miejscu w kategorii wiekowej 26 - 35 lat (23,5%) oraz 36 - 50 lat (28,6%).

Zakres strat finansowych przyjętych do analizy zawierał się w granicach od 0 do 200 zł. Aż 53,7% badanych nie stwierdziło jakichkolwiek strat finansowych (0 zł). Niektórzy z nich (około 5%) twierdzą, że brak dostawy wody oznacza dla nich „zysk”, gdyż nie zużywają wody, więc za nią nie zapłacą. Drugą co do wielkości była grupa wyceniająca straty na 50 zł - 13,4%. Straty podzielono na 3 przedziały: 1 - 50 zł, 51 - 100 zł, 101 - 200 zł. 33% ankietowanych oceniło straty na najniższym poziomie (1 - 50 zł), blisko 5% zdecydowało się na środkowy zakres (51 - 100 zł), a 4% na najwyższy (101 - 200 zł). W przybliżeniu 5% osób nie udzieliło odpowiedzi na pytanie. Stwierdzono na podstawie powyższych wyników, że większość osób (87%) wycenia straty finansowe na najniższym poziomie (do 50 zł) lub ich nie odczuwa (0 zł).

Ponad połowa osób (57%) w wieku od 18 do 25 lat nie odczuła żadnych strat finansowych (0 zł). Straty wynoszące od 1 do 50 zł oceniło 29% osób najmłodszych i 46% osób w wieku od 26 do 35 lat. Osoby w wieku od 36 do 50 lat nie odczuły strat finansowych (0 zł) lub wyceniły je w przedziale od 1 do 50 zł. Generalizując można stwierdzić, że ponad połowa badanych w wieku od 18 do 25 lat (57%) nie odczuwa strat finansowych, prawie połowa osób w przedziale wiekowym od 26 do 35 lat (46%) takie straty ocenia na poziomie od 1 do 50 zł, aż ponad 90% badanych wycenia straty finansowe w przedziale od 1 do 100 zł, a tylko niecałe 10% w kwocie od 101 do 200 zł. Najliczniejsza grupa oceniająca straty finansowe na 0 zł to ci, których dochody na członka rodziny nie przekraczają 500 zł. Prawie 1/4 badanych, która poniesiony ubytek pieniężny określiła w granicach od 1 do 50 zł to respondenci o zarobkach w przeliczeniu na członka rodziny od 500 do 1 000 zł - 23,8%, ale to także ci o niższych dochodach (nieprzekraczających 500 zł) - 23,0%. Generalizując można stwierdzić, że im wyższe posiadane dochody, tym kwota ocenianej straty finansowej jest większa.

Średnia wartość straty finansowej w ocenie respondentów wynosi 43,89 zł dla osób mających wodociąg, natomiast dla wszystkich badanych to 28,56 zł. Średnie straty finansowe spowodowane jedną przerwą braku dostawy wody wynoszą 21,28 zł w przypadku wszystkich ankietowanych, natomiast 25,27 zł dla tych, którzy są zaopatrzeni w wodociąg.

67% badanych uważa, że dostawca nie powinien zadośćuczynić wynikłej straty finansowej. Odmiennego zdania jest 28% respondentów. 5% nie udzieliło odpowiedzi na to pytanie, wszystkie osoby, które wyceniły straty finansowe na 0 zł (44%) znalazły się w grupie, która nie domaga się rekompensaty. Spośród osób, które uważają, że należy im się rekompensata niemalże połowa (43%) domaga się kwoty do 50 zł. 35% żąda większej sumy pieniędzy od 51 do 100 zł włącznie. Znalazła się także jedna osoba, która stwierdziła, iż zadośćuczynienie powinno wynosić w granicach od 450 do 500 zł.

Zdecydowana większość (82%) nie zgodziłaby się płacić wyższych rachunków za wodę w zamian za zredukowanie liczby przerw w jej dostawie. Na wyniki te nie ma wpływu płeć, wiek, wykształcenie, miejsce zamieszkania oraz wysokość rachunków badanych. Wraz ze wzrostem dochodów rośnie liczba osób wyrażających zgodę na wyższe opłaty za wodę w zamian za zredukowanie liczby przerw w jej dostawie.

Wśród tych, którzy gotowi są ponosić wyższe koszty za zwiększenie niezawodności dostawy wody, większość osób, bo aż 67% zgodzi się na płacenie wyższych rachunków pod warunkiem, że nie wzrosną o więcej niż 20 zł. Blisko 90% ankietowanych podało kwotę podwyższenia rachunków nieprzekraczającą 50 zł. Ludzie starsi oraz osoby z wyższym wykształceniem godzą się płacić wyższe rachunki w zamian za zredukowanie liczby przerw w dostawie wody. Im wyższe dochody badanych tym rośnie możliwa kwota zwiększenia opłat za zużycie wody w zamian za zredukowanie liczby przerw w jej dostawie, natomiast im wyższe dotychczasowe rachunki za zużycie wody, tym mniejsze przyzwolenie na płacenie wysokich kwot za zredukowanie liczby przerw w jej dostawie.

4. Wnioski

1. Przeprowadzone badania wykazały, że większe ryzyko braku dostawy wody występuje w przypadku zaopatrzenia w wodociąg komunalny (83%), niż w sytuacji jego braku (31%). 65% badanych doświadczyło przerw w dostawie wody, w przeciągu ostatniego roku, a prawie połowa osób zaopatrzonych w wodę wodociągową zmagało się tylko z jedną przerwą. Dodatkowo można stwierdzić, że wraz ze wzrostem liczby przerw w dostawie wody maleje ilość osób, które je doświadczyły.
2. Znaczna większość, bo aż 89% badanych odczuło uciążliwości związane z brakiem dostawy wody. Większość niedogodności (77%) dotyczy codziennych czynności takich jak gotowanie, zmywanie naczyń i higiena osobista. Więcej kobiet niż mężczyzn zaznała problemów przy sprzątaniu

w sytuacji braku dostawy wody, a mężczyźni wskazali na niewygody związane z utrzymaniem zieleni. Dodatkowo we wszystkich kategoriach wiekowych największe problemy przy braku dostawy wody związane są z higieną osobistą. Wyjątek stanowi kategoria wiekowa od 51 do 65 lat, gdzie największa uciążliwość związana jest z przygotowywaniem posiłków. W najmniejszych osadach, czy też miasteczkach (poniżej 5 tysięcy osób) nikt nie odczuwa uciążliwości związanych z utrzymaniem roślin, ogródków. Przyczyną takiej odpowiedzi badanych w tej grupie może być ich dostęp do innego źródła wody niż wodociąg i z niego korzystają przy podlewaniu zieleńców. Można stwierdzić, że wykształcenie nie ma wpływu na rodzaj odczuwanych uciążliwości, a kobiety mocniej oceniają odczuwane uciążliwości związane z brakiem dostawy wody niż mężczyźni, natomiast osoby powyżej 50-go roku życia ich prawie nie odczuwają.

3. Zdecydowana większość osób (87%) wycenia straty finansowe na najniższym poziomie (do 50 zł) lub ich nie odczuwa (54%). Poziom wykształcenia nie ma wpływu na wysokość odczuwanych strat finansowych, jednak im wyższe posiadane dochody, tym kwota ocenianej straty finansowej jest większa.
4. 2/3 badanych nie wymaga finansowego zadośćuczynienia od dostawcy wody za poniesione straty w wyniku przerw w jej dostawie. Niezależnie od wielkości miasta większość osób uważa, że dostawca nie powinien rekompensować im wynikłej straty finansowej za przerwę w dostawie wody. Wyjątkiem są osoby mieszkające w aglomeracjach od 50 do 100 tysięcy osób, gdzie większość sądzi, iż należy im się zadośćuczynienie. Płeć oraz wiek nie ma związku z opinią dotyczącą rekompensaty za straty finansowe spowodowane przerwą w dostawie wody, natomiast im wyższe wykształcenie respondentów, tym więcej osób uważa, że należy im się zadośćuczynienie za wynikłą stratę finansową spowodowaną przerwą w dostawie wody. Charakterystycznym wynikiem jest fakt, że im wyższy dochód netto na członka rodziny, tym mniejszy odsetek żądających rekompensaty za straty finansowe związane z brakiem dostawy wody.

Literatura

- [1] Churchill G. A.: Badania marketingowe. Podstawy metodologiczne. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2002.
- [2] Goodyear M.: Qualitative research. ESOMAR, London 1998.
- [3] Hague P.: Badania marketingowe. Planowanie, metodologia i ocena wyników. Wydawnictwo HELION, Gliwice 2006.
- [4] Hague P., Jackson P.: Badania rynku, zrób to sam. Wydawnictwo Znak - Signum, 1992.
- [5] Higgins C. A., Dimnik T. P., Greenwood H. P., The DISKQ Survey Method. Journal of the Market Research Society, 1987, p. 437-445.

- [6] Kaczmarczyk S.: *Badania marketingowe. Metody i techniki*. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, wydanie trzecie zmienione, Warszawa 2003.
- [7] Kaden R. J.: *Badania marketingowe*. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 2008.
- [8] Kieźel E.: *Konsument i jego zachowania na rynku europejskim*. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 2010.
- [9] Kramer J.: *Badania rynkowe i marketingowe*. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 1994.
- [10] Pietrucha-Urbanik K.: *Badanie użytkowników wodociągów publicznych na temat przerw w dostawie wody. Materiały Konferencyjne "Przedsiębiorstwa wodociągo-wo-kanalizacyjne w dobie współczesnych problemów"*, Wydawnictwo AQUA S.A. Bielsko-Biała, Szczyrk 2009, p. 71-84.
- [11] Pietrucha-Urbanik K.: *Prioritizing water pipe renewal using fuzzy set theory*, Journal of KONBiN 1(33)2015, s. 243-250. DOI 10.1515/jok-2015-032.
- [12] Rak J.: *Bezpieczna woda wodociągowa. Zarządzanie ryzykiem w systemie zaopatrzenia w wodę*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.
- [13] Rak J.: *Istota ryzyka w funkcjonowaniu systemu zaopatrzenia w wodę*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [14] Rak J.: *Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę*. Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Lublin 2005.
- [15] Rak J.: *Problematyka ryzyka w wodociągach*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2014.
- [16] Rak J. i inni: *Metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.
- [17] Rak J. i inni: *Niezawodność i bezpieczeństwo systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2012.
- [18] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: *Czynniki ryzyka w eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.
- [19] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: *Metody analizy i oceny ryzyka w systemie zaopatrzenia w wodę*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2005.
- [20] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: *Ryzyko w eksploatacji systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę*. Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o., 2013.
- [21] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B., Studziński J.: *Bezpieczeństwo systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę*. Instytut Badań Systemowych PAN, Warszawa 2013.
- [22] Studziński A., Kobylarz J.: *Jakościowa analiza ryzyka awarii przewodów wodociągowych wodociągu grupowego*. Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury, t. XXXI, z. 61 (1/14), 2014, p. 311-321.
- [23] Tchórzewska-Cieślak B.: *Metody analizy i oceny ryzyka awarii podsystemu dystrybucji wody*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2011.
- [24] Tchórzewska-Cieślak B., Pietrucha-Urbanik K.: *Eksploatacja SZZW w aspekcie przynależności do infrastruktury krytycznej*. Journal of KONBiN nr 2 (26), 2013, p. 165-172.
- [25] Tchórzewska-Cieślak B., Pietrucha-Urbanik K.: *Poziomy nienaruszalności bezpieczeństwa w systemach zbiorowego zaopatrzenia w wodę*. Instal 12, 2014, s. 109-112.

- [26] Tchórzewska-Cieślak B., Pietrucha-Urbanik K., Bajer J.: Crisis situation management issues in urban areas water supply, Journal of Polish Safety and Reliability Association, Summer Safety and Reliability Seminars, vol. 6, no 2, 2015, pp. 135-146.
- [27] Żurowski M., Odpowiedzialność przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego z tytułu nienależytego wykonania umowy o zaopatrzenie w wodę. Przegląd Prawa Ochrony Środowiska nr 4, 2013, p. 31-58.

LOSSES RESULTING FROM THE LACK OF SUPPLY OF WATER IN THE OPINION OF THE CONSUMERS

Summary

The aim of the study was to analyze the negative effects of the lack of water supply on the basis of investigations carried out by the consumer. This research was carried out on the basis of personally created the survey. Survey covered 150 respondents to obtain opinions on the quality of water services. The respondents' answered to questions concerning the quality of the water supply, continuity of supply and outages and resulting inconvenience. The main task was to determine the size of the financial loss caused by lack of water supply. Nine out of ten respondents felt the inconvenience caused by interruption of water supply in the last year, mainly in the field of personal care and meal preparation. Women felt more strongly evaluated the nuisance associated with lack of water supply than men, while those above 50 years of age are almost not felt. Estimating their losses resulting from interruptions in water supply almost 90% of those surveyed rated it at less than 50 zł, with more than half of those surveyed thought that did not incur any losses. 2/3 of the respondents believed that water outages are natural and do not expect financial compensation from the supplier of water for their losses. Gender and age has no connection with the opinion on compensation for financial losses due to interruption in the supply of water, and the higher the education of the respondents, the more people felt that they deserve compensation for the financial loss sustained due to the interruption of water.

Keywords: risk, water supply, consumer research, failure

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.127

Paweł SUCHORAB¹
Małgorzata IWANEK²
Anna GŁOWACKA³

OCENA EFEKTYWNOŚCI EKONOMICZNEJ WYBRANYCH SYSTEMÓW KANALIZACJI SANITARNEJ

Poziom sanitacji obszarów wiejskich ulega w ostatnich latach znacznej poprawie. Związane jest to ze wzrostem inwestycji w zbiorcze systemy kanalizacyjne. Jednakże, w warunkach polskich, tereny wiejskie charakteryzują się nizinnym ukształtowaniem i rozproszoną zabudową. Warunki takie nie sprzyjają budowie tradycyjnej kanalizacji grawitacyjnej, co powoduje konieczność stosowania systemów niekonwencjonalnych. Przed realizacją wybranego systemu, każda inwestycja powinna być poddana ocenie efektywności ekonomicznej celem określenia jej opłacalności finansowej. Ponadto, w ocenie należy uwzględnić także czynniki nieekonomiczne, jak podniesienie standardu życia. Do metod oceny projektów inwestycyjnych zalicza się metody statyczne i dynamiczne. W niniejszym artykule przedstawiono przykład analizy ekonomicznej inwestycyjno-eksploatacyjnej wybranych rodzajów kanalizacji sanitarnej dla wiejskiej jednostki osadniczej. Przeanalizowano rozwiązania grawitacyjnego, ciśnieniowego oraz podciśnieniowego odprowadzania ścieków bytowych. Trasy poszczególnych projektowanych sieci kanalizacyjnych były analogiczne, z uwzględnieniem rozwiązań charakterystycznych dla danych systemów. W ocenie pominięto budowę przykanalików od budynków, jako odcinków jednakowych we wszystkich analizowanych rozwiązaniach. Ocenę efektywności ekonomicznej przeprowadzono w oparciu o dyskontowe (dynamiczne) metody oceny projektów inwestycyjnych: dynamiczny koszt jednostkowy *DGC*, wskaźnik zaktualizowanej wartości netto *NPV* oraz współczynnik korzyści i kosztów *BCR*. Zastosowane wskaźniki oceny projektów uwzględniały koszty inwestycyjne oraz, często pomijane, koszty eksploatacyjne. Na podstawie przeprowadzonej analizy ekonomicznej określono opłacalność realizacji każdego z rozpatrywanych systemów kanalizacyjnych, zasugerowano alternatywne do proponowanych rozwiązania oraz wskazano dalsze kierunki oceny projektów inwestycyjnych.

Słowa kluczowe: analiza ekonomiczna, metody dyskontowe oceny projektów, kanalizacja sanitarna, sanitacja wsi

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Paweł Suchorab, Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40B, 20-618 Lublin, tel. 81 5384139, p.suchorab@wis.pol.lublin.pl,

² Małgorzata Iwanek, Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40B, 20-618 Lublin, tel. 81 5384139, M.Iwanek@wis.pol.lublin.pl

³ Anna Głowacka, absolwent, Politechnika Lubelska

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach poziom sanitacji obszarów wiejskich ulega wyraźnej poprawie [9], szczególnie poprzez szybki wzrost inwestycji w zbiorcze systemy kanalizacji sanitarnej [11]. Według danych przedstawionych przez Główny Urząd Statystyczny, na przestrzeni lat 2007-2013 długość sieci kanalizacyjnych w obszarach wiejskich uległa ponad półtorakrotnemu zwiększeniu. Nadal jednak do systemów kanalizacyjnych podłączonych jest jedynie 31% mieszkańców wsi [7], co świadczy, że poziom skanalizowania obszarów wiejskich wciąż jest niewystarczający [25]. Skutkuje to nieatrakcyjnością tych obszarów pod względem lokalizacji nowych inwestycji, zasiedlania oraz rozwoju [12], a także stopuje bardzo ważny dla tych rejonów rozwój rolnictwa i gospodarki żywnościowej [10].

Jedną z trudności związanych z przeprowadzeniem dalszej sanitacji wsi są znaczne nakłady finansowe związane z budową sieci kanalizacyjnej i oczyszczalni ścieków. Duże koszty tych inwestycji powodowane są uwarunkowaniami geograficzno-przyrodniczymi Polski, tj. niskim charakterem obszarów, wysokim poziomem wód gruntowych [2] oraz rozproszoną zabudową na terenach wiejskich [22]. Brak uniwersalnego modelu kanalizacji powoduje, że każdy obszar wymaga indywidualnego rozwiązania z uwagi na swoją różnorodność w ukształtowaniu terenu i warunki demograficzne. Częstym błędem podejmowanym na etapie projektowania jest próba realizacji sieci kanalizacyjnej jako sieci grawitacyjnej, nawet w terenie o wyjątkowo niekorzystnym ukształtowaniu wysokościowym [13]. Zazwyczaj skutkuje to dużo wyższymi kosztami wykonania sieci w porównaniu do innych wariantów. Dlatego, każdorazowa decyzja o wyborze danego systemu kanalizacyjnego, powinna być poparta analizą ekonomiczną, która może stanowić kompleksowy materiał dla oceny celowości podjęcia rozpatrywanych działań [5] i dzięki której możliwe będzie wybranie wariantu inwestycyjnie i eksploatacyjnie najkorzystniejszego [13].

Gmina, jako jednostka administracyjna odpowiedzialna za zbiorowe odprowadzanie ścieków [24], ponosi główne koszty inwestycyjne związane z budową sieci kanalizacyjnej [25]. Szansa pozyskania przez gminy zasobów finansowych z funduszy unijnych [11] otwiera możliwość przeprowadzenia działań poprawiających stan środowiska naturalnego, jednakże wysokość środków własnych lub skala dotacji nie mogą być jedynym wyznacznikiem decyzji o budowie sieci kanalizacyjnej. W aspekcie ekonomicznym należy kierować się przede wszystkim kosztami eksploatacji [8]. Decyzje podejmowane w odniesieniu do infrastruktury kanalizacyjnej często bowiem nie uwzględniają realiów ekonomicznych inwestycji, co w efekcie wpływa na funkcjonowanie przedsiębiorstw komunalnych. Komercjalizacja publicznych wodociągów i kanalizacji powoduje, że finansowe konsekwencje podjętych decyzji ostatecznie obciążają odbiorcę usług [21]. By ograniczyć trudności doświadczane na etapie eksploatacji, zaleca się przeprowadzenie kompleksowej analizy planowanej inwestycji. Ponadto, ocena zasadności budowy sieci kanalizacyjnej powinna uwzględniać nie tylko

czynnik finansowej opłacalności, lecz także aspekty społeczne (np. zwiększenie komfortu życia).

Stosowane obecnie metody oceny projektów inwestycyjnych pozwalają gminom na określenie, czy realizacja planowanej inwestycji będzie ekonomicznie opłacalna lub który z rozważanych wariantów inwestycji cechuje największa opłacalność [23]. Uwzględniając czynnik czasu, metody te można podzielić na statyczne, nie biorące pod uwagę zmiennej wartości pieniądza w czasie, oraz na metody dyskontowe (złożone, dynamiczne), które ją uwzględniają [18]. Metody statyczne stosuje się najczęściej do wstępnej selekcji projektów, dla inwestycji typowych lub charakteryzujących się niewielkimi nakładami. Metody dynamiczne pozwalają objąć oceną cały okres funkcjonowania przedsięwzięcia (jego realizacji i eksploatacji) [23]. Do metod statycznych zalicza się: księgową stopę zwrotu, okres zwrotu oraz metody porównywania kosztów i zysków [6, 18]. Wśród metod dyskontowych rozróżnia się m.in.: dynamiczny koszt jednostkowy *DGC*, zaktualizowaną wartość netto *NPV* oraz współczynnik korzyści i kosztów *BCR* [15, 19, 23].

W niniejszym artykule przedstawiono ocenę efektywności ekonomicznej wybranych systemów kanalizacji sanitarnej dla wiejskiej jednostki osadniczej, przeprowadzoną w oparciu o metody dynamiczne.

2. Obiekt badań

Miejscowość, dla której wykonano analizę ekonomiczną inwestycyjno-eksploatacyjną wybranych systemów kanalizacyjnych, ma charakter wiejski i zlokalizowana jest w województwie mazowieckim. Położona jest w terenie płaskim, lekko pofalowanym, z niewielkimi spadkami. W miarę zwarta zabudowa skoncentrowana jest wzdłuż dróg. Obszar planowanej inwestycji obejmuje grunty piaszczysto-gliniaste.

W ramach przeprowadzonej analizy rozpatrywano trzy, potencjalnie możliwe do realizacji, systemy kanalizacji sanitarnej. Były to tradycyjna grawitacyjna kanalizacja sanitarna z jedną pompownią ścieków oraz dwa systemy niekonwencjonalne: kanalizacja ciśnieniowa oraz podciśnieniowa. W celu uproszczenia analizy ekonomicznej założono jednakowe trasy głównych przewodów kanalizacyjnych, niezależnie od przyjętego rozwiązania projektowego – drobne różnice w sumarycznej długości przewodów wynikały z indywidualnego charakteru każdego systemu kanalizacyjnego. Dodatkowo przyjęto lokalizację studzienek przydomowych, przydomowych przepompowni ścieków lub studzienek z zaworem opróżniającym w miejscach istniejących zbiorników bezodpływowych. Założenie to pozwoliło na pominięcie w kalkulacjach 152 przykanalików wykonanych z rur PVC-U 160 mm – jako odcinków istniejących i jednakowych dla wszystkich wariantów. Obliczona średnia dobową ilość dopływających do sieci ścieków wynosiła 41,4 m³/d.

W ramach pierwszego wariantu projektu koncepcyjnego, zaproponowano grawitacyjny system odprowadzania ścieków składający się z przewodów z PVC-U o średnicach 160 mm (przyłącza kanalizacyjne) oraz 200 mm (przewody sieciowe) o łącznej długości 8315 m. Uzbrojenie sieci przewidziano w formie prefabrykowanych studzienek połączeniowych, przelotowych i rewizyjnych, wykonanych z tworzywa sztucznego (425 sztuk) lub betonu (14 sztuk). Celem odprowadzenia ścieków bytowych do gminnej oczyszczalni ścieków zaprojektowano strefową przepompownię ścieków DN1200. Ścieki tłoczone są do oczyszczalni rurociągiem tłocznym PE-HD o średnicy 90 mm o długości 200 m. Sterowanie pracą pomp założono w sposób w pełni zautomatyzowany.

Drugim rozpatrywanym systemem zbiorczej kanalizacji sanitarnej był system kanalizacji ciśnieniowej. W ramach koncepcyjnego projektu przewidziano system odprowadzania ścieków składający się z układu przewodów z rur PE-HD 100, o średnicach 40÷110 mm o łącznej długości 8314,4 m. W miejscu bezodpływowych zbiorników ścieków przewidziano indywidualne przepompownie – 152 sztuki. Uwzględnienie w przepompowniach kompletnego układu sterowniczego zapewnia ich bezobsługową pracę. Na sieci przewidziano również 5 studzienek z zaworami odpowietrzająco-napowietrzającymi.

Trzecim opracowanym rozwiązaniem w ramach projektu koncepcyjnego był układ kanalizacyjnej sieci podciśnieniowej. W skład układu przewodów wchodził: kolektor podciśnieniowy z rur PE-HD 80 (zakres średnic 110÷160 mm), podciśnieniowe przyłącza kanalizacyjne z rur PE-HD 80 (średnica DN90) oraz przewód ciśnieniowy z rur PE-HD 100 wraz ze stacją ssąco-tłoczącą. Łączna długość przewodów sieciowych: 8415 m. Uzbrojenie sieci podciśnieniowej stanowiło 152 żelbetowych studzienek zbiorczych z zaworami opróżniającymi.

3. Metodyka badań

Spśród dostępnych metod oceny projektów wykorzystano metody dynamiczne (dyskontowe) jako najbardziej precyzyjne narzędzia oceny opłacalności przedsięwzięć inwestycyjnych. Analizę oparto o obliczenia wskaźników: dynamicznego kosztu jednostkowego (*DGC*), wartości zaktualizowanej netto (*NPV*) oraz współczynnika efektów i nakładów (*BCR*).

Dynamiczny koszt jednostkowy *DGC* (ang. Dynamic Generation Cost) określa zdyskontowany koszt uzyskania wybranej jednostki rezultatu projektu (efektu społecznego lub ekologicznego) [15, 19]. W odniesieniu do gospodarki ściekowej, gdzie za miarę efektu (ekologicznego) można uznać ilość oczyszczonych ścieków, wskaźnik *DGC* wyrażany jest w zł/m³ [19]. Metoda dynamicznego kosztu jednostkowego jest w szczególności rekomendowana do oceny projektów związanych z ochroną środowiska [15]. Traktując społeczeństwo jako inwestora wspierającego rozpatrywane projekty o jednorodnym efekcie ekologicznym (np. budowa sieci kanalizacyjnej), uznaje się, że najkorzystniejszym jest

projekt, który przy jednakowej kwocie przyniesie największy, łączny efekt ekologiczny (gdy DGC projektu jest najniższe) [19]. Wartość dynamicznego kosztu jednostkowego określa się według formuły (1) [15, 25]. Formuła (1) jest prawdziwa, gdy czas analizy jest równy czasowi życia inwestycji, tj. główne składniki analizy całkowicie zużyją się w przyjętym okresie [20].

$$DGC = \frac{\sum_{t=0}^{t=n} \frac{KI_t + KE_t}{(1+i)^t}}{\sum_{t=0}^{t=n} \frac{EE_t}{(1+i)^t}} \quad (1)$$

gdzie: DGC – dynamiczny koszt jednostkowy, zł/m³;

KI_t – nakłady inwestycyjne w danym roku, zł;

KE_t – koszty eksploatacyjne (bez amortyzacji) w danym roku, zł;

EE_t – wskaźnik rezultatu (efektu) w danym roku, m³/rok;

i – stopa dyskontowa, %;

t – kolejny rok okresu obliczeniowego, rok;

m – liczba lat okresu obliczeniowego, obejmująca czas budowy i eksploatacji, lata.

Drugim kryterium do przeprowadzenia analizy ekonomicznej inwestycyjno-eksploatacyjnej był wskaźnik wartości zaktualizowanej netto NPV (ang. Net Present Value), który określa się poprzez porównanie ze sobą poniesionych nakładów z wartością bieżącą przyszłych przychodów z inwestycji, przy stałym poziomie stopy dyskontowej [4, 14, 19, 23]. Inwestycja określana jest jako efektywna finansowo, gdy wartość NPV jest dodatnia, czyli suma teraźniejszych (zdyskontowanych) wartości wszystkich przepływów pieniężnych netto z inwestycji jest większa niż wartość poniesionych przez inwestora nakładów [19]. W przypadku wielowariantowej analizy inwestycji, najbardziej opłacalny jest wariant o największej wartości wskaźnika NPV . Wartość wskaźnika NPV można określić z zależności zapisanej w postaci (2) [25]:

$$NPV = \sum_{t=0}^m \frac{1}{(1+i)^t} (W_t - K_{et} - J_t) \quad (2)$$

gdzie: NPV – wartość zaktualizowana netto danego przedsięwzięcia, zł;

W_t – przewidywana w kolejnym roku (t) wartość efektu użytkowego, zł/rok;

K_{et} – przewidywane w kolejnym roku (t) koszty eksploatacji (bez amortyzacji), zł/rok;

J_t – przewidywane w kolejnym roku (t) nakłady inwestycyjne, zł/rok.

Pozostałe oznaczenia jak we wzorze (1).

Ostatnią zastosowaną metodą oceny projektów do przeprowadzenia analizy ekonomicznej inwestycyjno-eksploatacyjnej była metoda wykorzystująca

współczynnik efektów i nakładów *BCR* (ang. Benefit – Cost Ratio) [3, 17]. Wskaźnik ten określany jest jako stosunek zdyskontowanych wartości przychodów do zdyskontowanych wartości kosztów eksploatacji i nakładów inwestycyjnych z całego okresu trwania inwestycji. Uznaje się, że inwestycja jest efektywna, jeżeli wskaźnik *BCR* jest większy lub równy 1, co oznacza, że wartość korzyści przekracza wartość kosztów inwestycji [20]. Wartość współczynnika *BCR* można obliczyć wykorzystując formułę (3) [21].

$$BCR = \frac{\sum_{t=0}^m \frac{1}{(1+i)^t} W_t}{\sum_{t=0}^m \frac{1}{(1+i)^t} (I_t + K_{et})} \quad (3)$$

gdzie: *BCR* – wartość współczynnika efektów i nakładów, -;
Pozostałe oznaczenia jak we wzorze (1).

Wykorzystując podane metody oceny projektów inwestycyjnych, wykonano analizę inwestycyjno-eksploatacyjną rozpatrywanych systemów kanalizacyjnych, bazując na wykonanych projektach koncepcyjnych, kosztorysach wstępnych proponowanych rozwiązań oraz oszacowanych na podstawie danych z Urzędu Gminy kosztach eksploatacyjnych. Wstępne kosztorysy inwestorskie poszczególnych wariantów uwzględniały koszty wykonania sieci kanalizacyjnych, koszty podłączenia instalacji elektrycznych dla przepompowni strefowej i stacji próżniowo-tłocznej oraz podłączenie do sieci energetycznej przydomowych przepompowni. Koszty eksploatacyjne obejmowały koszty energii elektrycznej, obsługi sieci, koszty osobowe i amortyzację. Oszacowania kosztów inwestycyjnych i eksploatacyjnych dokonano na poziomie cen z 2013 roku. Do obliczeń przyjęto następujące założenia:

- horyzont czasowy: 30 lat
- stopa dyskontowa *i*: 5%
- miara rezultatu – ilość odprowadzanych ścieków: ... 15 120 m³/rok
- opłata za 1 m³ odprowadzanych ścieków: 3,19 zł
- opłata abonamentowa od 1 przyłącza: 8 zł

Szczegółowe koszty inwestycyjne i eksploatacyjne (bez amortyzacji) analizowanych rozwiązań przedstawiono w tabeli 1. Najwyższe koszty inwestycyjne wykazał system kanalizacji grawitacyjnej, przy jednocześnie najniższych kosztach eksploatacyjnych. Najwyższe koszty eksploatacyjne uzyskano w kanalizacji podciśnieniowej, podczas gdy koszty inwestycyjne tego systemu były niewiele niższe od kosztów kanalizacji grawitacyjnej. Kanalizacja ciśnieniowa charakteryzowała się najniższymi kosztami inwestycyjnymi, natomiast koszty eksploatacyjne były zbliżone do wartości w kanalizacji podciśnieniowej i jednocześnie prawie dwukrotnie większe niż koszty eksploatacyjne w kanalizacji grawitacyjnej.

Tabela 1. Zestawienie kosztów inwestycyjnych i eksploatacyjnych

Table 1. Specification of investment and exploitative costs

System	Koszty	
	Inwestycyjne (netto)	Eksploatacyjne (bez amortyzacji)
Kanalizacja grawitacyjna	2 601 164,48 zł	59 800 zł
Kanalizacja ciśnieniowa	2 176 038,79 zł	102 344 zł
Kanalizacja podciśnieniowa	2 502 757,21 zł	107 562 zł

4. Wyniki badań i ich dyskusja

Obliczone wskaźniki ekonomicznej efektywności inwestycyjno-eksploatacyjnej budowy wybranych systemów kanalizacyjnych wraz z wartościami granicznymi przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wskaźniki ekonomiczne efektywności inwestycyjno-eksploatacyjnej budowy wybranych systemów kanalizacyjnych

Table 2. Economical indexes of investment and exploitative effectiveness of building selected sewage systems

System / Wartość	Kryterium ekonomiczne		
	<i>DGC</i>	<i>NPV</i>	<i>BCR</i>
	zł/m ³	zł	-
Kanalizacja grawitacyjna	15,32	-2 555 365,76	0,271
Kanalizacja ciśnieniowa	16,27	-2 774 401,90	0,255
Kanalizacja podciśnieniowa	18,04	-3 180 126,45	0,230
Wartość graniczna	jak najniższy	$NPV \geq 0$	$BCR \geq 1$

Pierwszym z wyznaczonych i przeanalizowanych wskaźników był wskaźnik dynamicznego kosztu jednostkowego (*DGC*), obliczony według zależności (1). W każdym przypadku dynamiczny koszt jednostkowy (*DGC*) znacznie przewyższał przyjętą wartość opłaty za odprowadzenie 1 m³ ścieków do oczyszczalni (3,19 zł/m³) wraz z opłatą abonamentową, co sugeruje, że żadne z proponowanych rozwiązań nie jest przedsięwzięciem rentownym. Najbardziej nieopłacalna okazała się kanalizacja podciśnieniowa, a najmniej grawitacyjna. Potwierdza to również analiza pozostałych wskaźników dyskontowych. Obliczona według zależności (2) wartość zaktualizowana netto *NPV* dla wszystkich systemów kanalizacyjnych jest ujemna, co świadczy o nierentowności i nieopłacalności ekonomicznej analizowanej inwestycji. Wskaźnik efektów i nakładów (*BCR*) obliczony według zależności (3) dla wszystkich rozpatrywanych systemów kanalizacyjnych jest mniejszy od wartości granicznej ($BCR \geq 1$). Dla poszczególnych systemów kanalizacji wartość *BCR* jest niższa od granicy opłacalności

o odpowiednio 72,9% (kanalizacja grawitacyjna), 74,5% (kanalizacja ciśnieniowa) i 77% (kanalizacja podciśnieniowa). Oznacza to, że każda złotówka zainwestowana w rozpatrywane systemy przyniesie odpowiednio 73, 75 i 77 groszy straty.

5. Podsumowanie

Ocena efektywności ekonomicznej inwestycji jest ważnym etapem decyzyjnym procesu budowy sieci kanalizacyjnych, pozwala bowiem na określenie jej opłacalności finansowej, z uwzględnieniem nakładów inwestycyjnych i eksploatacyjnych. Często bowiem, jedynym kryterium w wyborze realizacji inwestycji jest koszt inwestycyjny. Dodatkowo, przeprowadzając analizę inwestycyjno-eksploatacyjną budowy systemów wodociągowych lub kanalizacyjnych, należy pamiętać, że budowa kanalizacji sanitarnej określana jest jako tzw. inwestycja „społeczna”, czyli związana np. z poprawą warunków życia czy ochroną środowiska [16].

Finansowa ocena efektywności przedsięwzięcia, z uwzględnieniem nakładów inwestycyjnych i eksploatacyjnych, wykonana ze pomocą wskaźników *DGC*, *NPV*, *BCR* wykazała nieopłacalność budowy sieci kanalizacyjnej w rozpatrywanych wariantach. Wartości wszystkich rozpatrywanych wskaźników dowodzą, że wśród proponowanych rozwiązań, pomimo najwyższych nakładów inwestycyjnych, stosunkowo najkorzystniejsza jest kanalizacja grawitacyjna, niemniej ciągle pozostając przedsięwzięciem nieopłacalnym ekonomicznie. Ewentualna rezygnacja inwestora z budowy sieci kanalizacji sanitarnej w omawianej miejscowości, powinna zostać poprzedzona kompleksową analizą wielokryterialną. Analiza taka, powinna uwzględniać oprócz ekonomicznego, także kryterium ekologiczne czy niezawodnościowe. Podczas rozpatrywania kryterium ekonomicznego, sugeruje się również określenie możliwości podwyższenia opłaty za usługi kanalizacyjne, co wpływa na rezultaty oceny ekonomicznej efektywności projektowanych inwestycji w zakresie odprowadzania i oczyszczania ścieków. Zalecanym jest również przeanalizowanie alternatywnych do rozpatrywanych rozwiązań projektowych – układów kanalizacji mieszanej lub przydomowych oczyszczalni ścieków.

Literatura

- [1] Blank L.T., Tarquin J.A.: Engineering Economy (3rd Ed.), McGraw-Hill, Singapore 1989.
- [2] Błazejewski R.: Kanalizacja wsi, Wyd. Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych Oddział Wielkopolski, Poznań 2003.
- [3] Boardman A., Greenberg D., Vining A., Weimer D.: Cost-Benefit Analysis: Concepts and Practice, Prentice Hall, Upper Saddle River 1996.

- [4] Budzik-Nowodzińska I., Nowodziński P.: Ocena efektywności inwestycji w odnawialne źródła energii w kontekście uwarunkowań strategicznych: studium przypadku małej elektrowni wodnej, *Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Szczecińskiego. Finanse. Rynki finansowe. Ubezpieczenia* 59/2013, 423-434.
- [5] Dolecki J.: Analiza ekonomicznej efektywności układów kanalizacji podciśnieniowej, *Ochrona Środowiska*, 1984r., Nr 434/3-4, 78-81.
- [6] Gostkowska-Drzewiecka T.: *Projekty inwestycyjne*, ODDK, Gdańsk 1996.
- [7] GUS Główny Urząd Statystyczny, *Infrastruktura komunalna w 2013 r., Informacje i opracowania statystyczne*, Warszawa 2014.
- [8] Heidrich Z., Stańko G., Warężak T., Goleń M., Zawadzki A.: *Leksykon przydomowych oczyszczalni ścieków. Wydanie II. Poradnik inwestora*, Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2013.
- [9] Kaca E.: Zagrożenia wynikające ze stanu sanitacyjnego wsi, *Problemy Inżynierii Rolniczej* nr 3/2010, 5-15.
- [10] Kalenik M.: *Hydrauliczne warunki przepływu w rurociągach kanalizacji podciśnieniowej*, Wyd. SGGW, Warszawa 2014.
- [11] Kalenik M., Siwiec T., Wichowski P.: *Kanalizacja ciśnieniowa i podciśnieniowa obszarów wiejskich*, *Rynek Instalacyjny* 11/2012.
- [12] Kłos L.: Wpływ infrastruktury technicznej na atrakcyjność obszarów wiejskich, *Studia i prace Wydziału Nauk Ekonomicznych i Zarządzania* nr 25, Uniwersytet Szczeciński, Szczecin 2012, s. 179-192.
- [13] Matz R.: *Sieci kanalizacji podciśnieniowej, ciśnieniowej, i grawitacyjnej oraz ich efektywność w danym terenie*, *Wodociągi-Kanalizacja*, Nr 11/2007, s. 194.
- [14] Michalski M. Ł.: *Analiza metod oceny efektywności inwestycji rzeczowych*, *Ekonomia Menedżerska* 6/2009, 119-128.
- [15] Moło M.: *Zasady oceny efektywności ekonomicznej przedsięwzięć*, ekspertyza przygotowana na zlecenie Urzędu Marszałkowskiego Województwa Małopolskiego, Warszawa 2006.
- [16] Noworudzki G.: *Metody oceny projektów inwestycyjnych*, www.4business4you.com, 2012.
- [17] Pearce D., Atkinson G., Mourato S.: *Cost-Benefit Analysis and the Environment. Recent Developments*, OECD Publishing, Paris 2006.
- [18] Prusak B.: *Metody oceny projektów inwestycyjnych*, *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej*, Red. Różańska H., Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2001, Nr 573/2001, s. 121-130.
- [19] Rączka J.: *Analiza efektywności kosztowej w oparciu o wskaźniki dynamicznego kosztu jednostkowego. Transform advice programme – Investment in environmental infrastructure in Poland*, Warszawa 2002.
- [20] Staroń J.: *Analiza ekonomiczna. Program Regionalny Narodowa Strategia Spójności. Województwo Podkarpackie*, Rzeszów 2009.
- [21] Suligowski Z.: *Generowanie kosztów w kanalizacji sanitarnej*, *Przegląd Komunalny*, Nr 2/2011.
- [22] Szpindor A.: *Zaopatrzenie w wodę i kanalizacja wsi*, Wyd. Arkady, Warszawa 1998.

- [23] Tarapata Z.: Materiały dydaktyczne – Metody oceny projektów inwestycyjnych, Wojskowa Akademia Techniczna, Warszawa 2003.
- [24] Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 o zbiorowym zaopatrzeniu wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków, Dz.U. 2001 nr 72 poz. 747, tekst jednolity.
- [25] Widomski M., Iwanek M., Musz A., Ścibior A.: Metody oceny efektywności ekonomicznej inwestycji w projektowaniu gminnej sieci kanalizacji sanitarnej, Polska Inżynieria Środowiska: prace. T. 1, [Red:] Dudzińska Marzenna, Pawłowski Artur – Lublin: Politechnika Lubelska, 2012, s 289-298.

EVALUATION OF ECONOMICAL EFFECTIVENESS OF SELECTED SEWERAGE SYSTEMS

Summary

The sanitation of rural areas is remarkably improving over last few years due to the investment's increase into collective sewerage systems. However, Polish rural areas characterise by low-land terrains and scattered buildings. These conditions do not favour traditional, gravitational sanitary system, what cause a need of implementing unconventional systems. Before an implementation, each investment should be assessed by its economical effectiveness in order to define its financial profitability. Moreover, uneconomical factors, as improving standard of living, should be included in the assessment. To evaluate an investment project, static and dynamic methods are applied. In this paper, an exemplary economic investment-exploitative analysis of selected sewerage systems for rural locality is presented. Gravitational, pressure and vacuum sewage systems were analysed. Localisations of design sewerage pipes were analogical, including special characteristics of each system. Building's connections were ignored as identical in all analysed conceptions. The valuation of economical effectiveness was pursued in accordance to discount (dynamic) methods of a assessing investment project: dynamic generation cost DGC, net present value NPCV, and benefit-cost ratio BCR. Applied factors of project's evaluation included investment's costs and, often ignored, exploitative costs. Basing on pursued analysis, a profitability of each analysed sewerage system was specified, alternative solutions were suggested, and further methods of project assessment were recommended.

Keywords: economical analysis, discount methods of project's assessment, sanitary systems, rural areas sanitation

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.128

Robert SZCZEPANEK¹

USŁUGA PRZEGLĄDANIA WMS JAKO POTENCJALNE ŹRÓDŁO WARSTW RASTROWYCH NA PRZYKŁADZIE CORINE LAND COVER 2012

Warstwy rastrowe są często wykorzystywane w inżynierii środowiska, na przykład do modelowania procesów hydrologicznych. Wdrożenie dyrektywy INSPIRE w Europie spowodowało uruchomienie wielu serwerów usług sieciowych OGC, w tym usługi przeglądania Web Map Service (WMS). Dane udostępniane poprzez usługę WMS, będące jedynie obrazami bitmapowymi, nie są odpowiednie do bezpośredniego wykorzystania w modelowaniu. Celem prezentowanej pracy było opracowanie algorytmu zautomatyzowanej konwersji obrazów bitmapowych z usługi WMS do formatu tematycznych warstw rastrowych. Do analiz wykorzystano mapy pokrycia terenu dla roku 2012, pochodzące ze strony internetowej projektu CORINE Land Cover, udostępnione w postaci usługi WMS. W celu konwersji obrazów bitmapowych WMS do warstwy rastrowej stworzono w języku Python program WMSrast. Do realizacji poszczególnych zadań procesu konwersji wykorzystano biblioteki OWSLib oraz GDAL. Kolejne etapy konwersji to: pobranie fragmentów obrazu bitmapowego z serwera WMS; georeferencja obrazów; scalenie kafli rastrowych w jednolitą scenę; konwersja 3-kanalowego rastra RGB do 1-kanalowego rastra indeksowanego PCT. Jako narzędzie wspomagające wykorzystano program QGIS 2.8. Wykazano, że możliwe jest wykorzystanie usługi WMS jako źródła tematycznych warstw rastrowych, chociaż proces ten nie może być zastosowany dla każdego rodzaju map.

Słowa kluczowe: konwersja, usługi sieciowe OGC, WISTOO, RGB, PCT

1. Wprowadzenie

Szybki postęp technologiczny w dziedzinie pozyskiwania informacji przestrzennych powoduje coraz szybszy przyrost gromadzonych i udostępnianych danych. Stawia to nowe wyzwania przed inżynierią środowiska, związane z wykorzystaniem zobrazowań satelitarnych i map rastrowych. Obok danych przestrzennych, których częstość aktualizacji jest niewielka wykorzystywane są również dane, których okres aktualizacji to kilka lat.

¹ Robert Szczepanek, Politechnika Krakowska, Instytut Inżynierii i Gospodarki Wodnej, ul. Warszawska 24, 30-155 Kraków, tel. 12 628 20 80, robert.szczepanek@iigw.pk.edu.pl

Przykładem takich danych są mapy pokrycia terenu wykorzystywane w modelowaniu hydrologicznym [3]. Jednym z bardziej zaawansowanych, polskich modeli hydrologicznych o parametrach dyskretnie rozłożonych, który wykorzystuje dane rastrowe jest WISTOO [3, 12]. W trakcie prac nad usprawnieniem zasilania w dane rastrowe modelu WISTOO, natrafiono na problem pozyskania najnowszych danych z projektu CORINE Land Cover (CLC) [2], który jest jednym z ciekawszych projektów udostępniających dane o pokryciu terenu z obszaru Europy. Model WISTOO wykorzystuje warstwy rastrowe (m.in. numeryczny model terenu i pokrycie terenu) do transformacji opadu atmosferycznego w przepływy. Część materiałów historycznych dotycząca pokrycia terenu z lat 1990, 2000 i 2006 dostępna jest w postaci warstw wektorowych i rastrowych, lecz ostatni zestaw danych – dla roku 2012 – udostępniono jedynie poprzez usługę przeglądania WMS [8] na stronie projektu Copernicus Land Monitoring Services [1]. Celem prezentowanej pracy było opracowanie algorytmu zautomatyzowanej konwersji obrazów bitmapowych z usługi WMS do formatu tematycznych warstw rastrowych.

Aplikacje pełniące funkcję klienta usługi WMS umożliwiają zapisanie na dysku lokalnym pobranego obrazu (mapy) w postaci bitmapy z georeferencją. Takie możliwości oferuje również program QGIS 2.8 [14, 15], który został wykorzystany w prezentowanym projekcie. Tak pozyskanych obrazów nie można jednak wykorzystać bezpośrednio w modelowaniu. Wymagają one dalszych przekształceń. Pierwszy problem stanowi rozdzielczość obrazu, zależna od rozdzielczości monitora, która najczęściej wynosi 72dpi. Obrazy te są więc słabej jakości. Kolejnym problemem jest ograniczenie obrazu do obszaru wyświetlanego na monitorze. Pobranie danych dla większych obszarów z odpowiednią rozdzielczością wymaga wykorzystania skryptów. Najważniejszym jednak problemem jest brak dostępu do informacji zapisanej na obrazie bitmapowym. Na klasycznej warstwie rastrowej, w każdej komórce rastra zakodowane są informacje o pokryciu terenu. Obrazy pobierane za pośrednictwem usługi WMS to obraz graficzny kodowany w trzech kanałach RGB. Tracona jest więc informacja źródłowa z mapy i pozyskane obrazy mogą służyć wyłącznie do wyświetlenia, nie zaś do prowadzenia analiz przestrzennych.

Wobec braku alternatywnych źródeł jednolitych danych rastrowych pokrycia terenu postawiono tezę, że możliwa jest zautomatyzowana konwersja obrazów bitmapowych z usługi WMS do pełnowartościowej warstwy rastrowej.

2. CORINE Land Cover

CORINE Land Cover jest projektem realizowanym przez Europejską Agencję Środowiska (*ang. European Environment Agency*) a jego głównym celem jest dokumentowanie zmian w pokryciu terenu na obszarze Europy [6]. Na trzecim poziomie bazy danych CLC wyróżniono 44 klasy pokrycia terenu i jest to podział jednolity dla całej bazy danych. Dotychczas udostępniono wy-

niki opracowane dla roku 1990 (CLC1990), 2000 (CLC2000) oraz 2006 (CLC2006). Dane są udostępniane na portalu internetowym projektu [2] w postaci warstw wektorowych oraz rastrowych o rozdzielczości przestrzennej 100 m, w układzie współrzędnych EPSG:3035. Dane z ostatniego okresu, tj. z roku 2012 (CLC2012) w chwili pisania tego tekstu, były udostępniane wyłącznie poprzez usługę przeglądania WMS [1]. Zgodnie z informacjami zamieszczonymi na stronie projektu, dane w docelowym formacie rastrowym zostaną udostępnione po ostatecznej weryfikacji przez EEA.

3. Usługi sieciowe OGC

Wraz z rozwojem szybkich sieci komputerowych coraz istotniejszą rolę zaczynają odgrywać usługi sieciowe. Dotychczasowe, scentralizowane metody gromadzenia i dystrybucji zasobów mapowych ustępują miejsca zdecentralizowanym strukturom opartym na węzłach Infrastruktury Informacji Przestrzennej (IIP), udostępniającym dane poprzez zestandaryzowane usługi sieciowe OGC [8].

Najpopularniejszą obecnie usługą sieciąową jest usługa przeglądania WMS (*Web Map Service*) [11]. Na głównym polskim węzle IIP udostępniane są adresy 46 serwerów WMS [5]. Oprócz nich działa też w Polsce wiele serwerów branżowych. Serwer WMS udostępnia kompozycje mapowe w postaci obrazów bitmapowych w obsługiwanych przez serwer układach współrzędnych. Nie są to – jak się często uważa – warstwy rastrowe. Serwery WMS zwracają obraz bitmapowy w przestrzeni barw RGB i formatach zdefiniowanych przez serwer (JPG, PNG, TIF i innych). Po stronie serwera definiowane są też ograniczenia maksymalnego rozmiaru obrazu i dostępnych układów współrzędnych.

Usługa pobierania WCS (*Web Coverage Service*) umożliwia udostępnianie warstw rastrowych [9]. Serwery WCS już w Polsce działają, lecz dostęp do nich ma na razie jedynie wąskie grono użytkowników. Usługa pobierania WFS (*Web Feature Service*) umożliwia udostępnianie warstw wektorowych [10]. Standard ten umożliwia nie tylko pozyskiwanie obiektów wektorowych wraz z atrybutami, ale również ich zdalną edycję [8]. Praktycznie brak jest w Polsce publicznych serwerów WFS. Spośród czynników decydujących o zaletach usług sieciowych można wymienić: aktualność danych, szybkość i elastyczność ich dystrybucji, minimalizację zakresu dostarczanych danych oraz wykorzystanie zestandaryzowanych protokołów sieciowych.

4. Konwersja WMS do warstwy rastrowej

Założono, że wszystkie narzędzia wykorzystane do budowy systemu konwersji będą dostępne na wolnych licencjach. Konsekwencją takiego założenia był wybór programu QGIS 2.8 jako środowiska testowego, oraz Pythona 2.7 jako języka programowania. Znając ograniczenia standardu WMS oraz wymogi

docelowej warstwy rastrowej, stworzono schemat przetwarzania danych (rys.1), prezentujący zarówno zrealizowany, jak i planowany przepływ danych.

Szczegóły implementacji przedstawionego schematu opisano w kolejnych rozdziałach. Stworzony program o nazwie WMSrast został napisany w języku Python i jest dostępny pod adresem <https://bitbucket.org/cracert/wmsrast/>. Pod wskazanym adresem znaleźć można również m.in. publiczny system zgłaszania uwag do programu (*Issue tracker*).

Wynikowa, rastrowa mapa pokrycia terenu CLC2012, przetworzona z danych WMS projektu CLC i opracowana dla całego dorzecza górnej Wisły, została udostępniona pod adresem http://openhydrology.org/hydrological_data.

4.1. Pobieranie obrazów bitmapowych WMS

Ograniczenia standardu WMS związane z maksymalnym obszarem zwracanym przez serwer wymuszają dzielenie większych obszarów na mniejsze fragmenty (kafle) i pobieranie ich oddzielnie (rys. 1). Do wykonania tego zadania można było użyć jednego z alternatywnych rozwiązań [13]:

- 1) wykorzystać bibliotekę GDAL [4],
- 2) stworzyć własny moduł pobierający dane, np. z wykorzystaniem biblioteki `urllib2` [16],
- 3) wykorzystać bibliotekę `OWSLib` [7].

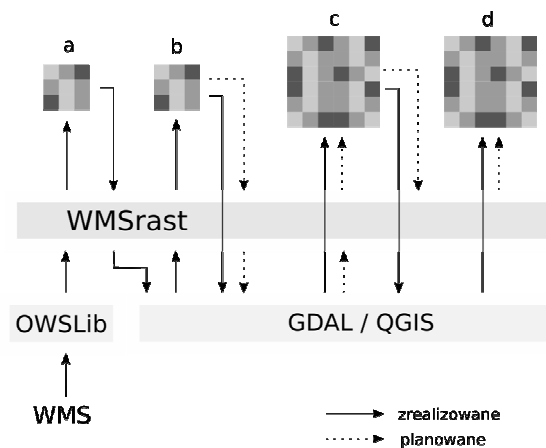
Rozwiązanie pierwsze wymaga zdefiniowania dodatkowego pliku konfiguracyjnego XML z metadanymi, do uruchomienia modułu „`gdal_translate`” biblioteki GDAL. Jest to metoda stosunkowo rzadko wykorzystywana. Rozwiązanie drugie jest stosunkowo pracochłonne i w przyszłości trudniejsze do zapewnienia wsparcia.

Ostatecznie zdecydowano o wyborze biblioteki `OWSLib`, która jest aktywnie rozwijana i zapewnia obsługę wielu standardów sieciowych, w tym m.in. WMS, WFS, WCS.

Kolejne kafle pobierane są z wykorzystaniem funkcji „`get_tile()`”. Jako parametry wywołania funkcji podawany jest adres serwera WMS, układ współrzędnych, punkt początkowy mapy (kafła) oraz nazwa tworzonego lokalnie pliku.

Parametry geometryczne, takie jak rozdzielczość przestrzenną i liczbę komórek tworzącą jeden kafel, przyjęto na tym etapie jako stałe.

Jako referencyjną warstwę rastrową wybrano warstwę CLC2006 o rozdzielczości przestrzennej 100 m. Ponieważ obszarem prowadzonych analiz było dorzecze górnej Wisły, zdecydowano o podziale tej przestrzeni na 5 kolumn i 5 wierszy, każdy o wielkości 100x100 km.



Rys. 1. Schemat konwersji obrazu WMS na warstwę rastrową z wykorzystaniem programu WMSrast oraz bibliotek OWSLib i GDAL; a – obraz bitmapowy WMS, b – obraz bitmapowy z georeferencją, c – scalona z obrazów (kafli) warstwa rastrowa (3-kanalowe RGB), d – indeksowana warstwa rastrowa (1-kanalowe PCT)

Fig. 1. Scheme of WMS to raster layer conversion using WMSrast program with OWSLib and GDAL libraries; a – bitmap WMS image, b – georeferenced bitmap image, c – merged from images (tiles) raster layer (3-channel RGB), d – indexed raster layer (1-channel PCT)

Dało to w efekcie obraz bitmapowy o wielkości 1000x1000 px. Każdy z pobranych fragmentów mapy (kafli) zapisywany jest lokalnie w formacie TIF. Aby uniknąć przeciążenia serwera WMS, kolejne pliki pobierane są z przerwami, których długość można modyfikować w programie. Domyślnie długość przerwy wynosi 10 sekund.

4.2. Nadawanie bitmapom georeferencji

Obrazy bitmapowe pobrane poprzez usługę WMS nie posiadają georeferencji. Warstwy rastrowe i wektorowe projektu CLC udostępniane są w układzie odniesień przestrzennych EPSG:3035. Układ ten przyjęto jako bazowy przy pobieraniu obrazów poprzez WMS oraz do ich późniejszej georeferencji.

Wszystkie parametry niezbędne do nadania georeferencji definiowane są w programie na etapie pobierania obrazów poprzez WMS. Parametry te wykorzystywane są w funkcji „update_metadata()” do nadawania georeferencji kolejnym obrazom bitmapowy (rys. 1b). Do tej operacji wykorzystane zostały funkcje biblioteki GDAL [4] wywoływane bezpośrednio z programu WMSrast.

W efekcie, do pobranego pliku graficznego dopisane zostały metadane, opisujące układ współrzędnych obrazu (SetProjection) oraz zakres przestrzenny danych i rozdzielczość (SetGeoTransform).

4.3. Scalanie kafli z georeferencją w scenę rastrową

Po nadaniu georeferencji obrazom bitmapowym, uzyskano kafle rastrowe. Kolejnym etapem było połączenie kafli rastrowych w jednolitą warstwę rastrową obejmującą cały analizowany obszar. Do tego celu wykorzystano moduł „gdal_merge” z biblioteki GDAL, uruchamiany z poziomu programu QGIS (Raster/Różne/Złącz rastry...) dla całego folderu z pobranymi kafkami. Uzyskano w ten sposób jedną warstwę rastrową posiadającą poprawną georeferencję (rys. 1c). Docelowo planowana jest całkowita automatyzacja tego procesu.

4.4. Konwersja przestrzeni barw RGB do bitmapy indeksowanej

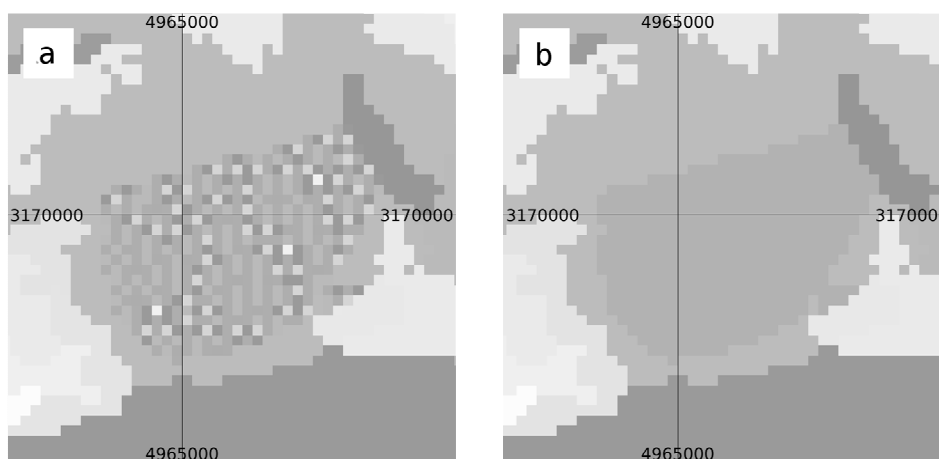
Ostatnim krokiem konwersji obrazu bitmapowego do warstwy rastrowej jest zamiana obrazu zapisanego w trzech kanałach (1 – składowa czerwona R, 2 – składowa zielona G, 1 – składowa niebieska B) na obraz jednokanałowy z odpowiednio zakodowanymi klasami (rys. 1d). Należało tutaj ponownie wykorzystać rastrową warstwę referencyjną CLC2006, aby poprawnie przekodować barwy obrazu na odpowiednie klasy pokrycia terenu. Uruchomienie takiej operacji bez wskazania warstwy referencyjnej spowodowałoby podział przestrzeni na odpowiednie klasy, ale przypisane indeksy miałyby charakter losowy. Alternatywną metodą może być stworzenie pliku konwersji opisującego szczegółowo jakim wartościom RGB należy przypisać odpowiednie indeksy (klasy).

Do konwersji wykorzystano moduł „rgb2pct” z biblioteki GDAL, uruchamiany z poziomu programu QGIS (Raster/Konwersja/RGB na PCT...). Standardowy interfejs programu QGIS 2.8 nie udostępnia jednak wyboru warstwy referencyjnej, dlatego konieczne było włączenie trybu edycji i uzupełnienie komendy o parametr **cpt**. Ostateczne wywołanie komendy przyjęło postać:

```
rgb2pct.py -pct /x/CLC2006.tif -of Gtiff /x/CLC2012.tif /x/CLC2012-index.tif
```

Moduł `rgb2pct` biblioteki GDAL wykorzystuje algorytm Floyda-Steinberga do ditheringu (dyfuzji błędów). Celem ditheringu jest takie przekształcenie obrazu, aby był on optymalny wizualnie. Jeśli w wykorzystywanej palecie barw brak jest barwy docelowej, jest ona zastępowana przez (przestrzenną) kombinacją barw dostępnych. Umożliwia to lepsze odwzorowanie płynnych przejść tonalnych oraz uzyskanie barw, których brak w palecie bazowej. Przy rastrach tematycznych jest to źródłem generowania błędów. Nieodnaleziona klasa jest zastępowana kombinacją klas dostępnych, z wykorzystaniem automatycznego ditheringu (rys. 2a). Ponieważ klasy utworzone na warstwie docelowej nie mają charakteru liniowego (kolejne numery mogą oznaczać zupełnie inne kategorie pokrycia), uzyskane klasy są błędne.

Na mapie wynikowej taki efekt pojawił się dla klasy 8 o kodzie CLC 1.3.2 odpowiadającej kategorii użytkowania *Zwałowiska i hałdy* o barwie RGB 166-077-000. Na obrazie pochodzącym z serwera WMS kategoria ta ma przypisaną barwę 166-077-133. Jest to efekt przypisania kategorii CLC 1.3.2 innych barw dla obrazu CLC2012 pochodzącego z usługi WMS niż barwa na referencyjnej warstwie rastrowej CLC2006.



Rys. 2. Efekt ditheringu po konwersji palety RGB na paletę indeksowaną – obszar zwałowiska kopalni w Bełchatowie; a) paleta indeksowana z ditheringiem, b) paleta skorygowana

Fig. 2. Dithering effect after RGB to indexed palette conversion – Bełchatów mine dump site; a) indexed palette with dithering, b) corrected palette

Dla obszarów zidentyfikowanych jako niepoprawnie przekonwertowane (rys. 2a) zastosowano ręczną korektę wykorzystując narzędzie *Kalkulator* rastra dostępne w programie QGIS 2.8. Korekta polegała na zamaskowaniu błędnych obszarów oraz przypisaniu im poprawnych wartości na mapie wynikowej (rys. 2b).

5. Podsumowanie i wnioski

Efektem przedstawionych prac jest schemat pozyskiwania warstw rastrowych z usług sieciowych przeglądania WMS. Do realizacji prac wykorzystano biblioteki OWSLib i GDAL, udostępniane na wolnych licencjach, oraz program QGIS 2.8 do wspomaganie i wizualizacji poszczególnych etapów prac. Stworzony program WMSrast automatyzuje początkowe etapy konwersji, zaś docelowo wspomagać będzie cały proces.

Zaprezentowana metoda ma wiele ograniczeń i można ją stosować jedynie do map, których źródłem są obiekty o charakterze poligonowym. Metoda nie może być wykorzystywana w przypadku obrazów z etykietami (tekstem) oraz

dotatkowymi informacjami mogącymi wpłynąć na detekcję barw w przestrzeni RGB. Metoda wymaga palety referencyjnej zapisanej w istniejącym pliku rastrowym. Planowane jest uzupełnienie programu WMSrast o algorytm konwersji przestrzeni barw (RGB na PCT) w oparciu o reguły zapisane w pliku tekstowym. Pozwoli to uniknąć problemów związanych z automatycznym ditheringiem.

W pracy przedstawiono praktyczne zastosowanie algorytmu konwersji bitmapy na warstwę rastrową dla danych pokrycia terenu z projektu CORINE Land Cover opracowanych dla roku 2012, lecz obszar jego zastosowań jest dużo większy. Dowolne dane udostępniane poprzez usługę WMS, spełniające przedstawione założenia, mogą zostać zamienione na warstwę rastrową, z wykorzystaniem opisanych technik i narzędzi. Jest to szczególnie istotne, gdy publiczne usługi pobierania WFS i WCS nie są jeszcze rozpowszechnione.

Potwierdzono przyjętą tezę, że możliwa jest automatyczna konwersja danych udostępnianych poprzez WMS do formatu warstwy rastrowej GeoTIFF. Zaprezentowano to na przykładzie danych z projektu CORINE Land Cover.

Taki sposób pozyskiwania danych „na żądanie” może być alternatywą dla klasycznego zasilania podkładami rastrowymi, na przykład modeli matematycznych wykorzystywanych w inżynierii środowiska.

Praca została wykonana w ramach projektu Ś-1/229/2015/DS „Wpływ czynników antropogenicznych na ilościowe i jakościowe właściwości procesów hydrologicznych w zlewni”; Zadanie 2 „Identyfikacja i estymacja parametrów matematycznych modeli podstawowych procesów hydrologicznych”.

Literatura

- [1] Copernicus Land Monitoring Services, <http://land.copernicus.eu/pan-european/corine-land-cover/clc-2012> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [2] European Environment Agency, CORINE Land Cover, <http://www.eea.europa.eu/publications/COR0-landcover> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [3] Gądek W., Książczyński K., Nachlik E., Szczepanek R., Ozga-Zieliński M.: Matematyczny model transformacji opadu w odpływ WISTOO. Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN. - Z. 18, 2001.
- [4] GDAL – Geospatial Data Abstraction Library, <http://www.gdal.org/> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [5] Geoportal, <http://geoportal.gov.pl> [dostęp: 1 maja 2015 r.].
- [6] Inspekcja Ochrony Środowiska, CORINE Land Cover, <http://clc.gios.gov.pl/> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [7] Kralidis T.: OWSLib documentation, <https://geopython.github.io/OWSLib/> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [8] Kubik, T.: GIS – rozwiązania sieciowe, 2009, PWN, Warszawa.
- [9] OGC WCS (Web Coverage Service), <http://www.opengeospatial.org/standards/wcs> [dostęp: 1.05.2015 r.].

- [10] OGC WFS (Web Feature Service), <http://www.opengeospatial.org/standards/wfs> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [11] OGC WMS (Web Map Service), <http://www.opengeospatial.org/standards/wms> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [12] Ozga-Zielińska M., Gądek W., Książczyński K., Nachlik E., Szczepanek R.: Mathematical model of rainfall-runoff transformation – WISTOO. Mathematical Models of Large Watershed Hydrology, Ed. Singh V. P., Frevert D.K. Water Resources Publications, LLC, Littleton, Colorado 2002, s. 811-860.
- [13] Pasic I.: Get Data From WMS Layers Using GDAL and Python, <http://ipasic.com/article/get-data-wms-layers-using-gdal-and-python/> [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [14] QGIS Development Team, 2015. QGIS Geographic Information System. Open Source Geospatial Foundation Project. (<http://qgis.osgeo.org>) [dostęp: 1.05.2015 r.].
- [15] Szczepanek R.: Quantum GIS - wolny i otwarty system informacji geograficznej, Czasopismo Techniczne z.4-Ś/2012, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, s.171-182, Kraków 2012.
- [16] urllib2: Extensible library for opening URLs, <https://docs.python.org/2/library/urllib2.html> [dostęp: 1.05.2015 r.].

WEB MAP SERVICE (WMS) AS POTENTIAL SOURCE OF RASTER LAYERS, CORINE LAND COVER 2012 EXAMPLE

Summary

Raster layers are often used in environmental engineering, for example in modeling of hydrological processes. Implementation of INSPIRE directive in Europe caused setup of several servers with OGC web services, including Web Map Service (WMS). Data provided by WMS are bitmap images and therefore cannot be used directly in modeling process. The goal of presented project was development of the automatic algorithm of WMS bitmap images to thematic raster layers conversion. For this analysis, land cover maps for year 2012 from CORINE Land Cover project website were used, published as WMS layers. To convert bitmap image from WMS to raster layer, WMSrast program was developed in Python language. To complete individual steps of conversion process, OWSLib and GDAL libraries were used. Conversion consists of: download of bitmap images tiles from WMS server; images georeferencing; merging of raster tiles into single scene; 3-channel RGB to 1-channel indexed PCT raster conversion. As supporting tool QGIS 2.8 was used. It was proven, that use of WMS service as raster data provider is possible.

Keywords: conversion, OGC web services, WISTOO, RGB, PCT

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.129

Jerzy TERLIKOWSKI^{1,2}

MOŻLIWOŚCI ROLNICZEGO WYKORZYSTANIA AZOTU MINERALNEGO UWALNIANEGO Z GLEB ALUWIALNYCH

Celem pracy było opracowanie metody ilościowego szacowania przyswajalnego dla runi łąkowo-pastwiskowej azotu glebowego, uwalnianego w warunkach mad żuławskich w wyniku procesów, którym podlega glebowa materia organiczna oraz możliwości jego rolniczego zagospodarowania. Ilościowe określanie uwalnianego azotu umożliwia poprawę gospodarowania tym składnikiem nawozowym w mineralnym odżywianiu się runi łąkowo-pastwiskowej co ma uzasadnione ekonomiczne a jednocześnie ogranicza jego rozpraszanie do środowiska. Badania prowadzono na Żuławach Elbląskich, na ciężkiej płytkiej madzie próchnicznej, zawierającej około 350 t glebowej materii organicznej i od 13 do 20 t N_{og.} w przeliczeniu na 1 ha. Przedmiotem badań była ruń łąkowa o zróżnicowanej intensywności użytkowania i nawożenia mineralnego. Do określenia wydajności mineralizacji netto azotu glebowego zastosowano pośrednią metodę bilansową. Do ilościowo-jakościowych badań odcieków zastosowano mini lizymetry Łaukajtysa, umieszczone na każdym poletku doświadczalnym. Wykazano, że - w zależności od zróżnicowanego nawożenia NPK oraz częstotliwości koszenia - ruń łąkowa w sezonie wegetacyjnym pobrała od 80 do 170 kg azotu, uwalnianego wskutek mineralizacji glebowej materii organicznej. Wykazano również, że ruń łąkowa wykorzystuje do przyrostu plonu użytkowego, w zależności od intensywności użytkowania i nawożenia, od 58 do 78% ogólnej ilości wniesionego azotu mineralnego.

Słowa kluczowe: azot glebowy, mada próchniczna, gospodarka azotem mineralnym

1. Wstęp

Racjonalne gospodarowanie azotem mineralnym w warunkach trwałych użytków zielonych jest podstawowym czynnikiem decydującym o efektywności ekonomicznej, a jednocześnie może ograniczać negatywny wpływ produkcji rolnej na środowisko. Precyzyjne wykorzystanie azotu mineralnego przez ruń

¹ Jerzy Terlikowski, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Elblągu, ul. Grunwaldzka 137, 82-300 Elbląg, tel. 502587632, j.terlikowski@op.pl

² Instytut Technologiczno-Przyrodniczy, Żuławski Ośrodek Badawczy w Elblągu

łąkowo-pastwiskową skłania do poszukiwania metod umożliwiających ilościowe określanie dostępnego azotu. Do osiągnięcia poprawy gospodarowania azotem na użytkach zielonych, duże znaczenie mogą mieć informacje o jego ilości uwalnianej w procesie mineralizacji glebowej materii organicznej. Dla potrzeb pokarmowych runi łąkowej ważna jest ta ilość uwalnianego azotu glebowego, która jest pobierana przez biomasę plonu użytkowego (tzw. mineralizacja netto). Jest to różnica pomiędzy mineralizacją brutto a immobilizacją mikrobiologiczną i azotem pobieranym przez darń oraz jego stratami do środowiska [1,9].

W racjonalnym nawożeniu istotne jest nie tylko rozpoznanie potrzeb pokarmowych (oblicza się je, mnożąc zakładany plon przez pobranie jednostkowe), lecz także w miarę dokładne określenie dostępności tego składnika z gleby.

Ruń łąkowa swoje potrzeby pokarmowe zaspokaja w wyniku stosowania nawożenia, jak i z zasobów znajdujących się w glebie oraz opadu suchego i mokrego [7]. Generalnie potrzeby nawozowe względem nawozów mineralnych oblicza się, odejmując od potrzeb pokarmowych ilość składnika, jaką rośliny będą miały do dyspozycji z zasobów glebowych (do tej puli zalicza się zarówno składnik rodzimy – pochodzący z mineralizacji glebowej materii organicznej, jak i składnik, który pochodzi z rozkładu zastosowanych nawozów naturalnych i organicznych, a także azot cząsteczkowy (atmosferyczny) związany przez bakterie symbiotyczne (symbioza z roślinami motylkowymi) i wolno żyjące w glebie.

Na mineralizację azotu składa się zespół procesów prowadzących do powstawania amoniaku lub azotu amonowego. Ma to zasadnicze znaczenie dla roślin, ponieważ azot amonowy jest formą bezpośrednio pobieraną przez ich system korzeniowy, a także łatwo przekształca się dalej w azotany, które są jeszcze łatwiej wykorzystywane przez rośliny. Ustalenie zawartości azotu mineralnego jest rezultatem równowagi dwóch przeciwstawnych procesów: mineralizacji i immobilizacji. O jej poziomie decyduje skład materii organicznej, a głównie stosunek zawartości węgla i azotu. Ilość azotu immobilizowana przez drobnoustroje jest tym większa, im więcej znajduje się w środowisku łatwo dostępnych materiałów energetycznych - węglowodanów. Jeśli rozkładane resztki roślinne zawierają dużo węglowodanów, a obok tego mało połączeń azotowych, wtedy prawie cały azot tych związków jest przetwarzany na białko drobnoustrojów. Gdy natomiast w rozkładającej się glebowej materii organicznej stosunek węglowodanów do azotu jest wąski to przeważa proces mineralizacji azotu i duża jego część przechodzi w sole amonowe [2].

Podatność organicznych powiązań azotu na mineralizację jest zróżnicowana i zależy od warunków glebowo-wodnych i tempa rozkładu każdego z komponentów glebowej materii organicznej [4]. Wydajność mineralizacji glebowej materii organicznej może przebiegać w różnym tempie. Zależy to od zmiany warunków red-ox. Od mineralizacji azotu związanego z materią organiczną w glebie zależy jego wykorzystanie przez ruń oraz straty w wyniku wymywania $N-NO_3$. Kobuz [2] podaje, że w glebowej materii organicznej znajduje się ponad

90% związanego azotu. Przemiany tej materii mogą więc dostarczać azot mineralny potrzebny do mineralnego odżywiania się roślin. Jednak ten proces jest kontrolowany przez temperaturę, wilgotność oraz ilość i jakość glebowej materii organicznej jako substratu mikrobiologicznego. Według Smith'a i Paul'a [8], badających dynamikę mineralizacji masy organicznej w glebie, w ekosystemach łąkowych zostaje zmineralizowane w ciągu roku od 95 do 380 kg N·ha⁻¹.

Duże znaczenie ekonomiczne i ekologiczne może mieć oszacowanie puli azotu mineralnego uwalnianego w sezonie wegetacyjnym z glebowej materii organicznej mineralnych w warunkach gleb łąkowych.

Celem pracy było opracowanie metody ilościowego szacowania przyswajalnego dla runi łąkowo-pastwiskowej azotu glebowego, uwalnianego w warunkach mad żuławskich w wyniku dynamiki procesów, którym podlega glebowa materia organiczna oraz możliwości jego rolniczego zagospodarowania.

2. Materiał i metody BADAŃ

Badania prowadzono w latach 2008–2011 w miejscowości Helenowo na Żuławach Elbląskich, na doświadczeniu, założonym w 2007 roku metodą losowanych bloków w czterech powtórzeniach, według schematu przedstawionego w tabeli 1. Doświadczenie umieszczone było na łące poddanej renowacji metodą pełnej uprawy w 2001 roku.

Tabela 1. Schemat doświadczenia założonego w Helenowie

Table 1. Scheme of experiment at Helenowo

Użytkowanie	Kombinacja	Ilość pokosów	Nawożenie	Dawki nawozów
Trwały użytek zielony (łąka trwała)	1	1	0	N-60 kg·ha ⁻¹ pod odrost; P-40 kg·ha ⁻¹ ; K-50 kg·ha ⁻¹ wiosną + 50 kg·ha ⁻¹ w połowie okresu wegetacyjnego
	2	2	0	
	3	2	PK	
	4	3	PK	
	5	3	NPK	

Ruń charakteryzowała się uproszczonym składem gatunkowym, w którym dominowały: kupkówka pospolita (*Dactylis glomerata*), tymotka łąkowa (*Phleum pratense*), z niewielkim udziałem kostrzewy łąkowej (*Festuca pratensis*), perzu właściwego (*Elymus repens*) i wiechliny łąkowej (*Poa pratensis*). Trawy stanowiły łącznie około 75-85% pokrycia, rośliny dwuliścienne – około 25%, a rośliny motylkowate występowały w runi w ilościach śladowych.

Łąka była położona 0,40 m p.p.m. na madzie bardzo ciężkiej płytkiej podścielonej piaskiem luźnym [8F bc-pl]. Poziom próchniczny stanowi warstwa gleby o miąższości 45-55 cm. Wybrane właściwości fizyko-chemiczne gleby podano w tabeli 2.

Tabela 2. Charakterystyka fizykochemiczna gleby

Table 2. Physical and chemical properties of soil

Głębokość [cm]	Gęstość objętościowa [g·cm ⁻¹]	C [%]	pH [1N KCl]	Zasobność w przyswajalne składniki [mg · kg ⁻¹ s.m. gleby]		
				P	K	Mg
0 – 20	1,295 (blok AiB)	4,00	4,88	42	411	50
	1,269 (blok CiD)	4,04	5,29	31	327	52
21 – 40	1,315 (blok AiB)	3,88	5,36	45	206	52
	1,307 (blok CiD)	3,95	5,32	39	243	48
41 - 60	1,307 (blok AiB)	2,75	6,31	43	111	17
	1,378 (blok CiD)	2,84	6,33	23	79	21

Średnie dobowe temperatury z okresu wegetacji w latach 2008-2010 były zbliżone do wartości z wielolecia. Natomiast w roku 2011 średnia dobowa temperatura okresu wegetacji była wyższa o 2,8°C od średniej z wielolecia. Suma opadów z okresów wegetacji 2008-2010 była również zbliżona do średniej z wielolecia, w roku 2011 suma opadów w okresie wegetacji była niższa od opadów z wielolecia o około 129 mm, to jest o około 27%.

Głębokość zalegania zwierciadła wody gruntowej wahała się w okresie prowadzonych badań od około 35-40 cm wiosną przed ruszeniem wegetacji i obniżała się w okresie od maja do końca wegetacji do 150-155 cm.

Doświadczenie zostało wyposażone w minilizymetry Laukajtysa do ilościowo-jakościowych badań odcieków. Zawartość mineralnych form azotu N-NO₃ i N-NH₄ w glebie (po ekstrakcji w 1% wyciągu K₂SO₄) oraz w odciekach wodnych oznaczano metodą kolorymetryczną.

Zawartość azotu ogólnego w glebie i roślinności oznaczano metodą Kjeldahla.

Przyswajalne formy fosforu i potasu w glebie oznaczono metodą Egnera-Riehma, a magnezu – metodą Schachtschabela wg odczytu z AAS. Węgiel w glebie oznaczono metodą Tiurina, a pH – potencjometrycznie w 1n KCl.

Do ilościowego określenia wydajności mineralizacji netto azotu glebowego zastosowano pośrednią metodę bilansową. W bilansie uwzględniono:

- po stronie przychodów:
 - zawartość azotu mineralnego w glebie wiosną przed ruszeniem wegetacji,
 - azot nawozowy,
 - azot biologiczny [6],
 - azot z opadu atmosferycznego mokrego i suchego [5].

- po stronie rozchodów:
 - azot wyniesiony z plonem,
 - azot w odciekach przemieszczający się poza strefę korzeniową w okresie wegetacji,
 - azot w glebie po zakończeniu wegetacji.

Pomimo wielu badań nie opracowano bezpośredniej metody służącej do ilościowego oznaczania azotu glebowego, który ulega przemianom w formy mineralne pobierane przez ruń łąkowo-pastwiskową [3, 9]. Natomiast pośrednią metodą bilansową można oszacować tylko tą część uwolnionego azotu z glebowej materii organicznej, która została pobrana przez ruń i wbudowana w biomasę plonu użytkowego, a więc umożliwiła określenie uwalnianej puli azotu z glebowej materii organicznej, która może mieć istotne znaczenie gospodarcze i powinna być uwzględniana w ustalaniu dawki nawożenia azotem.

Tabela 3. Warunki meteorologiczne w okresie prowadzenia badań

Table 3. Meteorological conditions during experiment

Miesiąc	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Średnia [°C]/ Suma [mm]	
Rok													IV-IX	Rok
Temperatura [°C]														
2008**	1,3	3,7	3,8	8,3	13,0	17,2	18,4	18,2	14,3	8,0	4,5	1,1	14,9	9,3
2009**	-2,0	-0,5	2,6	10,0	12,5	15,0	19,1	18,8	15,1	15,1	5,9	-1,1	15,1	8,5
2010**	-7,6	-2,0	3,0	7,7	11,5	16,4	21,7	19,8	13,4	13,4	4,8	-6,4	15,1	7,4
2011**	-0,9	-5,2	2,5	13,2	13,0	17,6	18,6	18,5	15,0	15,0	4,2	3,0	16,0	9,1
1971- 1995*	-1,9	-1,6	1,8	6,2	11,9	15,0	17,0	16,7	12,6	8,1	3,0	0,0	13,2	7,4
Opady [mm]														
2008**	35,0	13,7	31,4	28,8	16,6	51,0	83,7	90,7	32,0	46,2	24,5	18,0	302,8	471,6
2009**	24,1	15,5	55,2	2,3	62,3	114,8	114,3	18,8	22,4	91,3	28,4	24,8	334,9	574,2
2010**	0,0	19,8	21,7	13,2	81,3	13,5	68,0	108,8	44,6	10,3	83,6	15,1	329,4	479,9
2011**	42,6	18,0	11,1	1,0	9,0	46,6	105,2	36,9	11,6	36,4	8,0	26,3	210,3	352,7
1971- 1995*	17,3	12,7	16,6	22,6	40,4	67,6	66,7	71,5	70,1	47,9	38,5	0,8	338,9	484,6

*- dane z Oddziału Morskiego IMGW w Gdyni;

** - dane ze stacji agrometeorologicznej ITP ŻOB w Helenowie

3. Wyniki i dyskusja

Ładunki azotu, przedstawione w tabeli 4, odprowadzane wraz z wodą infiltrującą poza strefę korzeniową wskazują, że znacznie większe straty N_{\min} występują w okresie poza wegetacyjnym. Duże zróżnicowanie ilości odptywającego azotu mineralnego w odciekach w głąb profilu glebowego wystąpiło również pomiędzy badanymi obiektami.

Bilanse azotu przeprowadzone w latach 2008-2011 i przedstawione w tabelach 5-8 wykazały, że ilość pobranego przez runi azotu glebowego jest uzależniona od warunków glebowo-wodnych jak również od częstotliwości koszenia i sposobu nawożenia. Ponad to na pulę azotu glebowego dostępnego składa się wiele źródeł, które w mniejszym lub większym stopniu są dostępne dla runi łąkowej. Jednocześnie trzeba zaznaczyć, że azot znajdujący się w glebie podlega wielu przemianom, które decydują o tym, że ilość tego składnika dostępnego dla roślin w zależności od warunków może się dość drastycznie zmieniać. Ocenie poddano wyniki średnie salda bilansu N z czterech lat badań.

Tabela 4. Ładunki azotu mineralnego (N-NO₃+N-NH₄) odprowadzane wraz z wodą infiltrującą poza strefę korzeniową runi [kg · ha⁻¹]. Helenowo 2007 – 2012

Table 4. Loads of mineral nitrogen (N-NO₃+N-NH₄) in leaching water out of the sward root zone. Helenowo 2007 - 2012

Okresy prowadzonych pomiarów odcieków	Obiekty				
	1	2	3	4	5
od 16.XI.2007 do 17.IV.2008	2,1	2,3	2,7	3,3	3,4
od 07.IV.2008 do 10.XI.2008	0,6	1,6	2,0	1,1	0,9
od 11.XI.2008 do 28.IV.2009	204	242	196	131	268
od 29.IV.2009 do 09.XI.2009	21	5	9	2	8
od 10.XI.2009 do 24.III.2010	94	50	54	71	196
od 25.III.2010 do 08.X.2010	11	17	10	47	30
od 09.X.2010 do 22.III.2011	15	15	63	76	115
od 23.III.2011 do 03.XI.2011	25	82	64	65	83
od 04.XI.2011 do 22.III.2012	91	73	171	177	203
od 23.III.2012 do 03.XI.2012	32	75	83	126	131
Średnia ilość ładunków N_{min}·:					
z okresów wegetacji	18	36	34	48	51
spoza okresów wegetacji	81	76	97	92	157

W użytkowaniu jednokośnym (bez nawożenia mineralnego) runi, w przeliczeniu na 1 ha, pobrała średnio tylko 80 kg azotu glebowego. Zwiększenie częstotliwości koszenia do dwóch pokosów w sezonie wegetacyjnym (także bez stosowania NPK) wpłynęło na znacznie lepszą możliwość wykorzystanie azotu glebowego, ponieważ runi pobrała z gleby około 150 kg·ha⁻¹. Zastosowanie nawożenia PK spowodowało wzrost pobrania azotu z gleby do około 170 kg·ha⁻¹. Przy 3.kośnym użytkowaniu i nawożeniu PK runi pobrała około 160 kg·ha⁻¹. Wynika stąd, że najbardziej racjonalne wykorzystanie N_{gleb.}, w warunkach łąki trwałej położonej na płytkiej bardzo ciężkiej madzie próchnicznej, można uzyskać przy dwu- i trzykrotnym użytkowaniu i ograniczeniu nawożenia mineralnego do fosforu i potasu.

Nawożenie runi azotem (3 x 60 kg N·ha⁻¹ pod odrost) było przyczyną pogorszenia wykorzystania N_{gleb.}; runi wykorzystwała tylko około 104 kg N_{gleb} w przeliczeniu na 1 ha⁻¹.

Z uwagi na przeznaczenie runi użytków zielonych do produkcji pasz objętościowych, ich jakość odgrywa tu szczególną rolę. Zatem w produkcji pasz pod uwagę należy brać 3.kośne użytkowanie, które gwarantuje ich dobrą wartość pastewną. Jednakże łączna, dostępna pula azotu mineralnego pochodzącego ze stosowanych nawozów mineralnych łącznie z azotem glebowym okazała się być ilością nadmierną w stosunku do wymagań pokarmowych runi łąkowe.

Tabela 5. Bilans azotu mineralnego na łące trwałej w 2008 roku

Table 5. Balance of mineral nitrogen on permanent meadow in 2008

Składnik bilansu	Obiekty				
	1	2	3	4	5
Wniesiono:					
- Retencja wiosenna (1)	64	78	60	65	62
- Nawozy mineralne (2)	-	-	-	-	180
- N z opadów (3)	10	10	10	10	10
- N biologiczny (4)	20	20	20	20	20
Razem wniesiono: (5)	94	108	90	95	272
Wyniesiono:					
- z plonem (6)	122	221	269	254	352
- retencja jesienna (7)	60	54	50	63	60
- N w odciekach (8)	1	2	2	1	1
Razem wyniesiono: (9)	183	277	321	318	413
$N_{\text{gleb.}}$ pobrany przez ruń [6-(2+3+4)]	92	191	239	224	142
- N z inkubacji różnicowej (5)	4	10	-3	18	58
% pobranego N przez ruń do N wyniesionego	67	80	84	80	85

Tabela 6. Bilans azotu mineralnego na łące trwałej w 2009

Table 6. Balance of mineral nitrogen on permanent meadow in 2009

Składnik bilansu	Obiekty				
	1	2	3	4	5
Wniesiono:					
- Retencja wiosenna (1)	66	80	58	70	65
- Nawozy mineralne (2)	-	-	-	-	180
- N z opadów (3)	10	10	10	10	10
- N biologiczny (4)	20	20	20	20	20
Razem wniesiono: (5)	96	110	88	100	275
Wyniesiono:					
- z plonem (6)	181	238	261	192	334
- retencja jesienna (7)	47	61	57	44	47
- N w odciekach (8)	21	5	9	2	8
Razem wyniesiono: (9)	249	304	327	238	399
$N_{\text{gleb.}}$ pobrany przez ruń [6-(2+3+4)]	151	208	231	162	134
- N z inkubacji różnicowej	25	43	40	12	63
% pobranego N przez ruń do N wyniesionego	72	78	80	81	84

Tabela 7. Bilans azotu mineralnego na łące trwałej w 2010

Table 7. Balance of mineral nitrogen on permanent meadow in 2010

Składnik bilansu	Obiekty				
	1	2	3	4	5
Wniesiono:					
- Retencja wiosenna (1)	64	77	66	74	67
- Nawozy mineralne (2)	-	-	-	-	180
- N z opadów (3)	10	10	10	10	10
- N biologiczny (4)	20	20	20	20	20
Razem wniesiono: (5)	94	107	96	104	277
Wyniesiono:					
- z plonem (6)	61	135	132	153	277
- retencja jesienna (7)	67	66	61	63	63
- N w odciekach (8)	11	17	10	47	30
Razem wyniesiono: (9)	139	218	203	263	370
$N_{\text{gleb.}}$ pobrany przez ruń [6-(2+3+4)]	31	105	102	123	67
- N z inkubacji różnicowej	-5	5	17	-9	-35
% pobranego N przez ruń do N wyniesionego	44	62	65	58	75

Tabela 8. Bilans azotu mineralnego na łące trwałej w 2011

Table 8. Balance of mineral nitrogen on permanent meadow in 2011

Składnik bilansu	Obiekty				
	1	2	3	4	5
Wniesiono:					
- Retencja wiosenna (1)	67	76	72	74	67
- Nawozy mineralne (2)	-	-	-	-	180
- N z opadów (3)	10	10	10	10	10
- N biologiczny (4)	20	20	20	20	20
Razem wniesiono: (6)	97	106	102	104	277
Wyniesiono:					
- z plonem (7)	81	125	133	165	281
- retencja jesienna (8)	64	68	54	69	60
- N w odciekach (9)	25	82	64	65	83
Razem wyniesiono: (10)	170	275	251	299	424
$N_{\text{gleb.}}$ pobrany przez ruń [7-(2+3+4)]	51	95	103	135	71
- N z inkubacji różnicowej (5)	56	22	16	42	89
% pobranego N przez ruń do N wyniesionego	48	45	53	55	66

Znamienne może być również wykorzystanie metody bilansowej do porównania azotu mineralnego pobranego przez ruń z azotem mineralnym wniesionym. Wartości średnie % wykorzystanie azotu wniesionego do pobranego wykazały, że w użytkowaniu ekstensywnym (1 pokos w sezonie, bez stosowania nawożenia) wykorzystanie azotu wniesionego wyniosło 58%. Przy użytkowaniu dwukośnym w sezonie wegetacyjnym bez stosowania nawozów mineralnych wykorzystanie azotu wniesionego wynosiło 66%, a zastosowanie nawożenia PK poprawiło to wykorzystanie do 71%. Przy 3.kośnym użytkowaniu z nawoże-

niem PK wykorzystanie N_{\min} w stosunku do N wniesionego było zbliżone do runi użytkowanej dwukośnie i nawożonej PK.

Natomiast w użytkowaniu 3-kośnym i przy nawożeniu NPK – wykorzystanie N_{\min} było najwyższe i w porównaniu do wniesionego, runi pobrała 78% N_{\min} . Wyniki badań sugerują, że po uwzględnieniu w bilansie dostępnego dla runi azotu z naturalnych źródeł, nawożenie azotem mineralnym, uzupełniające pokarmowe wymagania runi łąkowej, nie powinno, w warunkach bardzo ciężkich, płytkich mad próchnicznych, przekraczać $100 \text{ kg N} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{rok}^{-1}$.

4. Wnioski

W podsumowaniu 4-letnich badań obejmujących gospodarowanie azotem mineralnym na aluwialnych glebach żuławskich, w których zastosowano metodę bilansową „na poziomie pola”, można przedstawić następujące wnioski:

1. Wymagania pokarmowe runi łąkowej na azot, w warunkach ciężkich płytkich mad próchnicznych, mogą być pokrywane z azotu glebowego w ilości około $100 \text{ kg N} \cdot \text{ha}^{-1}$.
2. Wykazano, przydatność metody bilansowej „na poziomie pola” do ilościowego określania azotu glebowego netto pobieranego przez runi łąkową i wbudowaną w plon gospodarczy.
3. Metoda bilansowa „na poziomie pola” może stanowić narzędzie do kontrolowania gospodarki azotem w siedliskach łąk położonych na glebach mineralnych oraz do opracowania nowych zasad gospodarowania azotem mineralnym z uwzględnieniem puli azotu dostarczanego runi w wyniku dynamiki przemian, jakim podlega glebowa materia organiczna w mineralnych glebach łąkowych.

Literatura

- [1] Burzyńska I.: Migracja składników mineralnych i węgla organicznego do wód gruntowych w warunkach zróżnicowanego użytkowania łąk na glebach mineralnych. Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie. Rozprawy naukowe i monografie nr 35, Wydawn. ITP, Falenty 2013, ss. 92. ISSN 1644-1095.
- [2] Kobuz J.: Rola mikroorganizmów w przemianach azotu w glebie. Zesz. Probl. Post. Nauk Roln. z. 440, 1996, s. 151-173.
- [3] Okruszko H.: Zasady nawożenia gleb torfowych. W: Gospodarowanie na glebach torfowych w świetle 40-letniej działalności Zakładu Doświadczalnego Biebrza. Bibl. Wiad. IMUZ 77, 1991, s. 87-103.
- [4] Paul E.A., Clark F.E.: Mikrobiologia i biochemia wód. Wydawn. UMC-S. Lublin 2000, ss 400.
- [5] Raport WIOŚ Olsztyn 2014.
- [6] Sapek A.: Udział rolnictwa w zanieczyszczeniu wody składnikami nawozowymi. Zesz. Edukac. Nr 1. Wydawn. IMUZ, Falenty 2006, s. 9-33.

- [7] Sapek A., Nawalany P.: Ładunek składników nawozowych wnoszonych z opadem atmosferycznym na powierzchnię ziemi na przykładzie pól doświadczalnych w Fałentach. Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie, t. 6 z. specj. (17), s. 23-27.
- [8] Smith J.L., Paul E.A.: The significance of soil microbial biomass estimations. Soil Biochem. 6, 1990, s. 357-392.
- [9] Terlikowski J.: Identyfikacja zagrożeń środowiska wynikająca z wadliwej gospodarki azotem na okresowo posusznych łąkach wiechlinowo-wyczyńcowych w warunkach gleb murszowatych. Zesz. Probl. Post. Nauk Roln. z. 505, 2005, s. 477-484.

POSSIBILITIES OF AGRICULTURAL UTILIZATION OF MINERAL NITROGEN REALIZED FROM ALLUVIAL SOILS

Summary

The aim of the works was elaboration of method to estimate amount of nitrogen which is realized from soil organic matter in alluvial soils during mineralization process. Knowledge of the amount of realized nitrogen enables better nitrogen management and in consequence may limit its dispersion in the environment. The investigations were carried out in Żuławy region on heavy, shallow humic alluvial soil in which content of soil organic matter (SOM) was about 350 t and 13-20 t of organic nitrogen (N_{org}) per 1 ha. Meadow sward fertilized with different mineral fertilizers and mown with different frequency was the subject of investigation. Indirect balance method was used to estimate the efficiency of net soil nitrogen mineralization. Łaukajtys' minilysimeters were installed on each trial plot to collect leakage for chemical analysis. It was shown that meadow sward absorbed 80-170 kg of nitrogen coming from SOM mineralization and the amount depended on intensity of utilization. It was also shown that meadow sward used 58-78% N of the total amount of N input.

Keywords: soil nitrogen, humic alluvial soil, management of mineral nitrogen

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.130

Marek URBANIK¹
Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK²

ANALIZA STANU INFRASTRUKTURY GAZOCIĄGOWEJ ORAZ ZDARZEŃ AWARYJNYCH W PODSYSTEMIE DOSTAWY GAZU ZIEMNEGO W POLSCE

Coraz większe zapotrzebowanie na energię powoduje także rosnącą emisję zanieczyszczeń do atmosfery. Dlatego też należy szukać takich źródeł energii, które będą powodować mniejsze zanieczyszczenie środowiska. Takim źródłem energii jest gaz ziemny, który podczas spalania emituje mniej szkodliwych związków w porównaniu z ropą naftową czy węglem. Z tego też względu paliwo to, znajduje coraz większe zastosowanie zarówno w przemyśle, motoryzacji czy w gospodarstwach domowych. Ze względu na coraz szersze zastosowanie zasadnym wydaje się zmniejszyć ryzyko wystąpienia awarii gazociągu, ponieważ każda awaria zakłóca dostawę tego paliwa, a to również może zakłócać pracę odbiorców. Awaria gazociągu może nieść ze sobą poważne konsekwencje w postaci strat materialnych czy zabitych osób. Przykładem jest awaria w Janowie Przygodzkim, o której wspomniano w artykule.

W pracy przedstawiono analizę stanu infrastruktury gazociągowej w Polsce. W artykule wyróżniono czynniki będące przyczynami zdarzeń awaryjnych oraz ich analizę. Przyczynami zdarzeń awaryjnych w podsystemie dystrybucji gazu ziemnego są, min.: zły stan techniczny gazociągów oraz błędy związane z zarządzaniem i pracą operatora.

Słowa kluczowe: zdarzenia awaryjne, podsystem dostawy gazu, przyczyny awarii, stan infrastruktury gazociągowej

1. Wprowadzenie

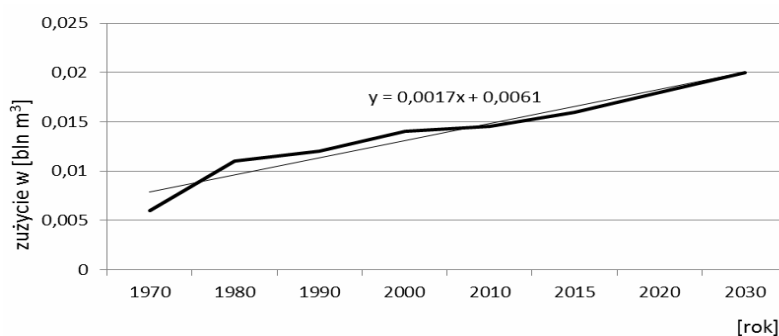
Rozwój cywilizacyjny pociąga za sobą wzrost zapotrzebowania na energię. Z drugiej jednak strony większe zużycie energii pociąga za sobą wzrost emisji szkodliwych związków do atmosfery. Z tego względu należy szukać takich źródeł energii, które będą emitować jak najmniej zanieczyszczeń. Takim źródłem

¹ Marek Urbanik, Politechnika Rzeszowska

² Autor do korespondencji/corresponding author: Barbara Tchórzewska-Cieślak, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651435, cbarbara@prz.edu.pl

energii jest gaz ziemny, który coraz częściej stosowany jest nie tylko w gospodarstwach domowych ale także w przemyśle [7, 12, 13]. W ostatnim czasie, można zauważyć wzrost produkcji energii elektrycznej przy wykorzystaniu gazu ziemnego. Biorąc pod uwagę zalety gazu ziemnego jako źródła energii szacuje się, że zapotrzebowanie na to paliwo będzie systematycznie rosło (rys.1).

Zwiększające się zapotrzebowanie na gaz ziemny prowadzi do rozbudowy systemu gazociągów w celu dostawy gazu do coraz większej liczby odbiorców. Duży a co za tym idzie skomplikowany układ gazociągu jest bardziej podatny na awarie, które negatywnie wpływają na systematyczność dostaw. Dlatego też, zasadne jest bieżące monitorowanie występujących awarii na przewodach gazociągowych chociażby w celu wyeliminowania usterek przy budowie następnych gazociągów.



Rys. 1. Prognoza zużycia gazu ziemnego w Polsce, opracowano na podstawie [1]

Fig. 1. Prognosis of natural gas consumption in Poland, developed on the basis [1]

2. Stan infrastruktury gazociągowej w Polsce

Dystrybucja gazu ziemnego w naszym kraju odbywa się siecią gazociągów przesyłowych obsługiwanych przez Operatora Gazociągów Przesyłowych Gaz System S.A. oraz siecią gazociągów lokalnych Operatorów Sieci Dystrybucyjnych - Spółek Gazownictwa.

Do głównych zadań operatora systemu przesyłowego gazu należy [3, 8]:

- dostarczenie gazu o odpowiednich parametrach do odbiorcy,
- prowadzenie konserwacji i remontów gazociągów,
- informowanie potencjalnych użytkowników o sposobie podłączenia do sieci gazowej,
- dostarczanie każdemu operatorowi systemu przesyłowego, magazynowego, dystrybucyjnego oraz systemu LNG dostatecznej ilości informacji gwarantujących możliwość prowadzenia transportu i magazynowania gazu ziemnego w sposób właściwy dla bezpiecznego i efektywnego działania połączonych systemów.

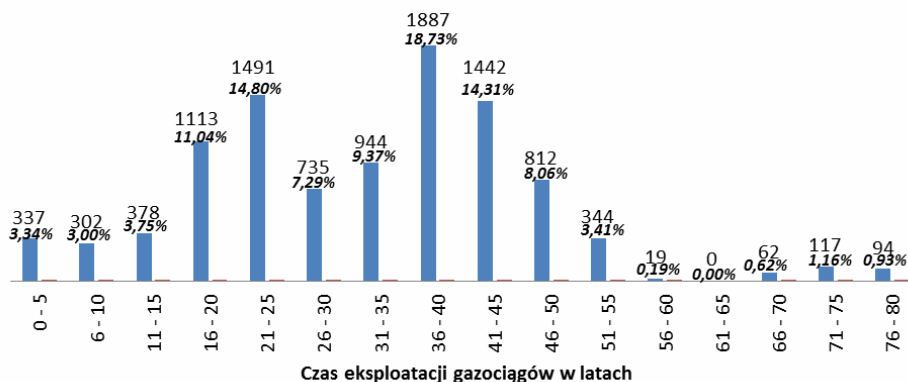
Obecnie infrastruktura przesyłowa gazu ziemnego w Polsce składa się z następujących elementów [14]:

- 57 węzłów gazowych,
- 14 tłoczni gazu,
- 884 stacji gazowych,
- długość sieci przesyłowych wynosi 10 323 km.

Gaz ziemny przesyłany jest gazociągami wysokiego, średniego i niskiego ciśnienia. Ciśnienie gazu w poszczególnych gazociągach jest następujące [6]:

- gazociąg wysokiego ciśnienia, powyżej 1,6 MPa,
- gazociąg podwyższonego ciśnienia 0,5–1,6 MPa,
- gazociąg średniego ciśnienia 10 kPa–0,5 MPa,
- gazociąg niskiego ciśnienia do 10 kPa.

Pod względem czasu eksploatacji największą grupę stanowią gazociągi o czasie eksploatacji 36-40 lat, łączna długość tych gazociągów wynosi 1887 km (rys.2). Najmniejszą grupę stanowią gazociągi eksploatowane 56-60 lat, których łączna długość wynosi 19 km. Długość najmłodszych gazociągów wynosi 337 km a czas ich eksploatacji wynosi do 5 lat. Warto zauważyć, że w Polsce do tej pory eksploatowane są gazociągi w wieku 71-80 lat o kumulatywnej długości 211 km [5].



Rys. 2. Długość gazociągów w kilometrach i procentowo w zależności od czasu eksploatacji, opracowano na podstawie [5]

Fig. 2. The length of gas pipelines in kilometers and in the percentage depending on the time of operation, developed on the basis [5]

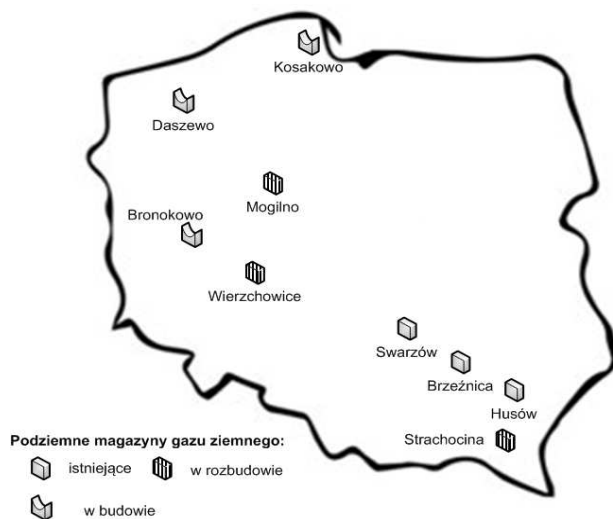
Istotną rolę w Polskiej infrastrukturze gazowej stanowią podziemne magazyny gazu. Stanowią zabezpieczenie dostaw gazu w przypadku gdy dostawa tego paliwa poprzez gazociągi jest niemożliwa np. z powodu braku gazu od dostawcy. Obecnie w Polsce znajduje się sześć podziemnych magazynów gazu (rys. 3). Magazyny te są zlokalizowane w wyczerpanych złożach gazu oraz

w solnych kawernach [2]. Z pośród istniejących sześciu magazynów gazu trzy z nich są rozbudowywane, natomiast kolejne trzy są w budowie [6]. Parametry poszczególnych magazynów są podane w tab. 1.

Tabela 1. Parametry podziemnych zbiorników gazu ziemnego w Polsce, opracowano na podstawie [2]

Table 1. Parameters of underground storage tanks of natural gas in Poland, developed on the basis [2]

Miejsce lokalizacji magazynu	Pojemność [mln m ³]		Maksymalne ciśnienie zatłaczania [MPa]	Maksymalna wydajność [mln m ³ /dobę]		Czas odbioru [dni]
	czynna	buforowa		zatłaczania	odbioru	
Brzeźnica	65	76,9	4,5	0,9	0,8	100
Husów	350	500	12	2,6	5,8	90
Mogilno	370	171,1	21,3	9,6	20,6	32
Strachocina	150	530,9	4	1,6	1,2	166
Swarzów	90	111	9,5	0,9	1	120
Wierzchowice	575	5157,1	10	3,6	4,8	150
Bonikowo	200	-	-	1,7	2,4	-
Daszewo	30	-	-	0,2	0,4	-
Kosakowo	250	-	-	2,4	9,6	-



Rys. 3. Rozmieszczenie podziemnych magazynów gazu ziemnego w Polsce, opracowano na podstawie [2]

Fig. 3. Distribution of underground natural gas storage tanks in Poland, developed on the basis [2]

Sieci gazociągowe oprócz podziemnych magazynów gazu mogą być zasilane gazem z terminali LNG. Na dzień dzisiejszy w Polsce nie ma działającego terminalu LNG, natomiast jeden znajduje się w budowie (w Świnoujściu). Technologia LNG polega na dostarczeniu gazu do terminalu w postaci skroplonej głównie przez statki powszechnie znane jako gazowce. W celu skroplenia gazu ziemnego konieczne jest jego schłodzenie do temperatury minus 161°C. Przed dostarczeniem gazu do sieci gazociągowej, skroplony gaz ziemny należy poddać procesowi regazyfikacji, czyli ponownemu przekształceniu w fazę gazową. Terminal LNG budowany w Świnoujściu umożliwi odbiór 5 mld m³ gazu rocznie. Następnie w zależności od wzrostu zapotrzebowania na gaz ziemny zakłada się zwiększenie wydajności terminalu do regazyfikacji do 7,5 mld m³ rocznie, co będzie stanowiło ok. 50 % rocznego zapotrzebowania. W przyszłości terminal LNG będzie pełnił bardzo ważną rolę w infrastrukturze gazowej, ponieważ umożliwi uniezależnienie się od dostaw gazu z jednego źródła [4].

3. Metodyka badań

Awaria obiektu technicznego to nic innego jak nagła utrata jego sprawności. Stwierdzenie wystąpienia awarii jest stosunkowo łatwe (np. po nieprawidłowych parametrach pracy obiektu technicznego), ale ustalenie przyczyny wystąpienia awarii nierazko stwarza problemy, ponieważ na wystąpienie awarii może mieć wiele czynników jednocześnie. W przypadku gazociągów, głównym symptomem świadczącym o wystąpieniu awarii jest spadek ciśnienia gazu spowodowany rozszczelnieniem przewodu oraz woń wypływającego z niego gazu. Kiedy pierwsze objawy awarii gazociągu nie zostaną zauważone następnym efektem może być zapłon a w konsekwencji wybuch ulatniającego się gazu. Przyczyny awarii można podzielić następująco [6, 9-11]:

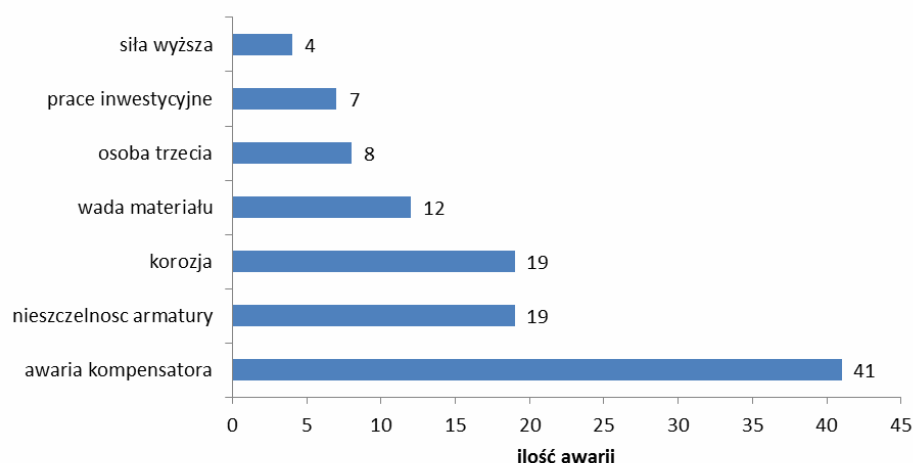
- zależne od człowieka, np. celowe uszkodzenie gazociągu lub niewłaściwe jego wykonanie,
- niezależne od człowieka, np. oddziaływanie czynników środowiska (temperatura, wilgoć), starzenie materiału.

Z reguły awaria gazociągu wiąże się z utratą szczelności, która skutkuje wyciekami gazu. W celu oszacowania strat związanych z awarią konieczne jest określenie ile gazu wydostało się z gazociągu w czasie awarii. Ilość gazu, która wydostała się z gazociągu można obliczyć z zależności:

$$\Delta V = 11,88 \cdot F \cdot p \cdot \tau \cdot (1/T)^{1/2} \quad (1)$$

gdzie: ΔV – objętość uchodzącego gazu, w warunkach normalnych [m³] (warunki normalne, temperatura $T = 273,15\text{K}$, ciśnienie $p = 101325\text{Pa}$, F – powierzchnia szczeliny [cm²], T – temperatura gazu [K], ρ – ciśnienie absolutne gazu w gazociągu przed awarią [kPa], τ – czas uchodzenia gazu podczas trwania awarii [h].

Główny operator sieci gazowych Gaz-System na swoich gazociągach od roku 2011 do 2014 odnotował 110 awarii (rys. 4).



Rys. 4. Liczba awarii na gazociągach według przyczyn w latach 2011-2014, opracowano na podstawie [5]

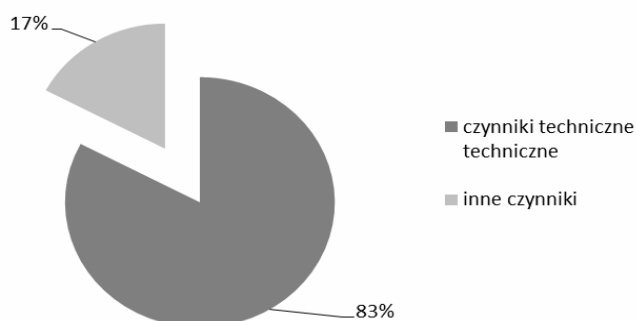
Fig. 4. The number of failures on pipelines depending on causes in 2011-2014, developed on the basis [5]

Najwięcej awarii wywołał kompensator, który odpowiada za redukcję naprężeń w gazociągu powstałych w wyniku oddziaływania temperatury lub osuwania się gruntu. Kompensatory ulegały uszkodzeniu częściej na terenach górniczych [5].

Następną grupę przyczyn awarii po kompensatorach stanowią nieszczelność armatury i korozja. Najmniej awarii wystąpiło z powodu sił wyższych np. czynników atmosferycznych.

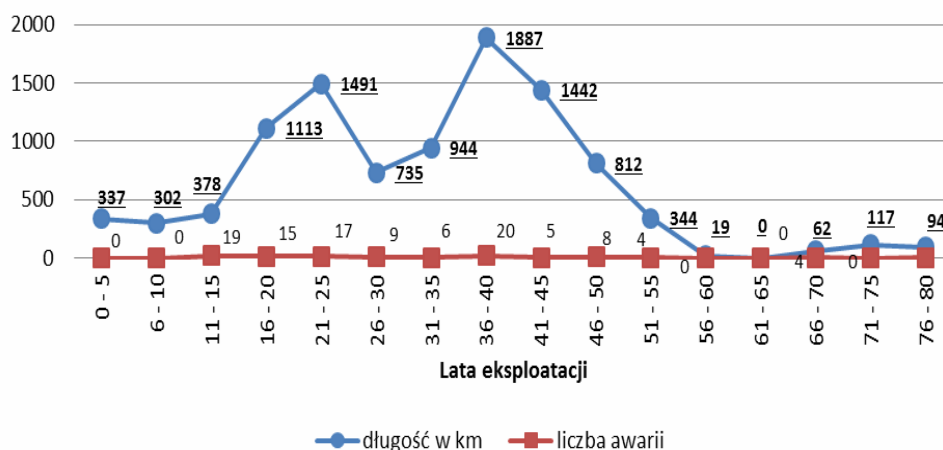
Analizując przyczyny powstawania awarii na gazociągach można również wyodrębnić awarie spowodowane przez wady techniczne, jak: awaria kompensatora, korozja czy wada materiału oraz przez inne czynniki nietechniczne takie jak: prace inwestycyjne, działanie osób trzecich lub siły wyższej (rys. 5). Uszkodzenia powstałe podczas prac inwestycyjnych są związane z uszkodzeniem gazociągów podczas takich prac jak np.: naprawa istniejącego gazociągu, budowa drogi.

Biorąc pod uwagę wiek gazociągu, najwięcej awarii w latach 2011-2013 wystąpiło na gazociągach, których okres eksploatacji wynosi 36-40 lat (20 awarii) oraz 11-15 lat (19 awarii), (rys. 6).



Rys. 5. Podział przyczyn awarii w latach 2011-2014, opracowano na podstawie [5]

Fig. 5. Distribution of failure causes in 2011-2014, developed on the basis [5]



Rys. 6. Liczba awarii, czas eksploatacji i długość gazociągu, opracowano na podstawie [5]

Fig. 6. The number of failures, operating hours and the pipeline length, developed on the basis [5]

W rozpatrywanym okresie czasu najmniej awarii było na gazociągach w wieku 76-80 lat (trzy awarie) oraz na gazociągach, których lata eksploatacji wynoszą 51-55 i 66-70 lat (cztery awarie). Na gazociągach, których czas użytkowania wynosi do 5 lat, 6-10 lat, 56-65 i 71-75 lat nie wystąpiły awarie.

4. Podsumowanie

Ciągle rozrastające się miasta i wsie będą powodowały konieczność rozbudowy systemu gazociągów, co może zwiększyć prawdopodobieństwo awarii gazociągu. Awaria w pewnych okolicznościach może pociągnąć za sobą tragiczne skutki – np. śmierć ludzi i duże straty materialne, np. awaria gazociągu w Janowie Przygodzkim na gazociągu DN 500 Odolanów – Adamów. W tym przypadku awaria przewodu gazociągowego była spowodowana jego uszkodzeniem podczas budowy nowego gazociągu DN 700 obok istniejącego DN 500. Według komisji prowadzącej śledztwo do katastrofy przyczyniły się [5]:

- „parcie niewłaściwie i zbyt wysoko zgromadzonych mas ziemnych na odkryty podczas prowadzenia robót budowlanych i niezabezpieczony gazociąg, w efekcie czego nastąpiło obsunięcie skarpy wraz z gazociągiem DN 500 do wykopu wykonanego pod gazociąg DN 700,

oraz

- rozszczelnienie – przerwanie gazociągu DN 500 w miejscu wadliwie wykonanego i niedopuszczalnego w konstrukcjach inżynierskich tzw. spawu czołowego”.

Przykład tej katastrofy pokazuje, że aby zmniejszyć prawdopodobieństwo awarii gazociągu należy:

- skrupulatnie prowadzić dokumentacją projektową,
- szczególnie sprawdzać czy prace prowadzone na gazociągach są prowadzone zgodnie z dokumentacją i z zachowaniem wszelkich norm bezpieczeństwa,
- okresowo prowadzić kontrolę stanu technicznego gazociągów, a w miejscach newralgicznych (np. tereny górnicze lub tereny gdzie występują osuwiska) wprowadzać częstsze inspekcje.

Jak widać z powyższego powodem tej awarii były czynniki związane z pracami inwestycyjnymi (budowa gazociągu) oraz technicznymi (wadliwie wykonana spoina). Skutki tego zdarzenia to śmierć dwóch osób i zniszczone zabudowania. Wypadki o takich rozmiarach nie występują często na gazociągach. Operatorzy zarządzający infrastrukturą gazową w sposób ciągły prowadzą doskonalenie metod kontroli przewodów gazociągowych i ciągle opracowują nowe procedury napraw i budowy gazociągów, aby ryzyko awarii było jak najmniejsze.

Literatura

- [1] <http://infolupki.pgi.gov.pl/pl/gaz-ziemny/gaz-ziemny-surowiec-strategiczny> [dostęp 28.09.2015 r.].
- [2] <http://www.gazownictwopolskie.pl/technologie/magazyny-gazu/> [dostęp 28.09.2015 r.].
- [3] <http://www.gaz-system.pl/o-firmie/informacje-podstawowe/> [dostęp 28.09.2015 r.].
- [4] <http://www.gaz-system.pl/terminal-Ing/> [dostęp 28.09.2015 r.].
- [5] Najwyższa Izba Kontroli: Prawidłowość nadzoru nad bezpieczeństwem eksploatowanych gazociągów oraz prowadzenia nowych inwestycji przez spółkę Gaz -System S.A. KG P 4114-001-00/2014, Nr ewid. 4/2015/I/14/003/KGP.

- [6] Pietrucha-Urbanik K., Tchórzewska-Cieślak B.: Research methodology of water network failure in terms of renewal. *Metodologia badania awaryjności sieci wodociągowej w aspekcie jej odnowy*. Journal of KONBiN 1(33)2015, s. 233-242. DOI 10.1515/jok-2015-031.
- [7] Rak J.: Metoda planowania remontów sieci wodociągowej na przykładzie miasta Krosna, *Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA, t. XXXI, z. 61 (1/14), 2014, s. 225-232. DOI:10.7862/rb.2014.15.
- [8] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 26 kwietnia 2013 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać sieci gazowe i ich usytuowanie, Dz.U. 2013, nr 0, poz. 640.
- [9] Studziński A., Pietrucha-Urbanik K., Mędrala A.: Analiza strat wody oraz awaryjności w wybranych systemach zaopatrzenia w wodę, *Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA, t. XXXI, z. 61 (4/14), 2014, s. 193-201. DOI:10.7862/rb.2014.144.
- [10] Tchórzewska-Cieślak, B., Pietrucha-Urbanik, K.: Poziomy nienaruszalności bezpieczeństwa w systemach zbiorowego zaopatrzenia w wodę. *Instal* 12, 2014, s. 109-112.
- [11] Tchórzewska-Cieślak B., Pietrucha-Urbanik K., Bajer J.: Crisis situation management issues in urban areas water supply, *Journal of Polish Safety and Reliability Association, Summer Safety and Reliability Seminars*, vol. 6, no 2, 2015, pp. 135-146.
- [12] Urbanik M., Tchórzewska-Cieślak B.: Ecological aspects of the natural gas use, *Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15), 2015, s. 409-418.
- [13] Urbanik M., Tchórzewska-Cieślak B.: Podstawy analizy niezawodności funkcjonowania instalacji wykorzystujących gaz ziemny, *Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury*, JCEEA, t. XXXII, z. 62 (1/15), 2015, s. 419-431. DOI: 10.7862/rb.2015.30. DOI: 10.7862/rb.2015.29.
- [14] Zintegrowany raport roczny 2013: Gaz-System.

ANALYSIS OF PIPELINE GAS INFRASTRUCTURE AND EMERGENCY EVENTS IN GAS SUPPLY SUBSYSTEM IN POLAND

S u m m a r y

The increasing demand for energy also causes increasing emissions of pollutants into the atmosphere. Therefore, one should look for such sources of energy that will cause less pollution. Such energy source is natural gas, which during combustion produces less harmful substances in comparison to oil or coal. For this reason this fuel is finding increasing use in industry, automotive industry or in private households. Due to the increasing use it appears advisable to reduce the risk of pipeline failure, because any failure interferes with the supply of the fuel, and it also can interfere with customers. The failure of the pipeline is likely to have serious consequences in the form of material damage or killed people. An example is the failure in Janow Przygodzki, as mentioned in the article.

The paper presents an analysis of the gas infrastructure state, which occurred in Poland. The study highlights the factors which causes emergency events and its analysis. The causes of failure

events in the natural gas distribution subsystem are for example: poor technical condition of pipelines and errors associated with the operator management.

Keywords: emergency events, the gas supply subsystem, failure cause, the state of gas infrastructure

Przesłano do redakcji: 13.10.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.131

Magdalena WARZYBOK¹
Andrii CHVERENCHUK²
Jolanta WARCHOŁ³

ACETONE ADSORPTION ON SYNTHESIZED ZEOLITE FROM NATURAL CLAY MATERIAL

Polish clay material was used as an initial material for synthesis of the FAU type zeolite Y. For clay pre-synthesis preparation was adopted technique of its thermal activation in the temperature range 600-800°C. The temperature of clay material activation and the crystallization time of reaction mixtures on its basis were selected as the most important factors which strongly determined zeolite-formation process and their influence on zeolite Y synthesis was primary investigated. Performed complex investigations for establishment of qualitative and quantitative parameters of zeolitical probes synthesized in the reaction mixture of molar composition $\text{Na}_2\text{O}:\text{Al}_2\text{O}_3:\text{SiO}_2:\text{H}_2\text{O}= 5:1:10:200$ and additional amount of NaCl ($\text{NaCl}/\text{Al}_2\text{O}_3=2$). Powder XRD analysis applied for phase identification and quantitative analysis, confirm increasing of zeolite Y amount up to 53 and 58% for materials synthesized during 48 hours from reaction systems on basis of clay material burned at 600 and 700°C, respectively. Results of XRD analysis correspond with experimental data of gravimetric analysis on solid part of reaction mixture (losses of ignition and relative mass grow) and determination of residual Na_2O in liquid phase. With help of home-made installation confirmed fine adsorptive properties of obtained zeolite powders for dynamic removal of acetone from air. Established, that adsorption effectivity of tested materials is strongly related with amount of zeolite phase in the investigated powders and reaches maximal values in the range of 100-105 mg/g for probes after 48 hours of crystallization in cases of clay material activation 600 and 700°C.

Keywords: adsorption capacity, Faujasite, Philipsite, VOC

¹ Author for correspondence/ autor do korespondencji: Magdalena Warzybok, Rzeszów University of Technology, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, Poland, Otto Engineering Polska Sp. z o.o., ul. Połonińska 15, 35-082 Rzeszów, Poland, tel. 695053542, magdalena.warzybok@op.pl

² Andrii Chverenhuk, BioDrain Company, ul. Boya-Żeleńskiego, 12, 35-105 Rzeszów, Poland, tel. 794384937, biuro@biodrain.pl

³ Jolanta Warchoń, Rzeszów University of Technology, Department of Water Purification and Protection, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, Poland, tel. 17 865 1316, jwarchol@prz.edu.pl.

1. Introduction

A number of materials with developed internal structure is quite broad. However, large-scale usage in industry finds relatively small group of solids. Among them are the main representatives of the class of amorphous porous (silica gel, porous glass) and highly dispersive (aerosil) silicas, carbon sorbents, active alumina, zeolites and natural mineral sorbents NMS (bentonite, palygorskite, sepiolite, etc.) [1, 2].

When comparing the aggregate properties of each of them, namely the total volume of pores, sorption capacity, the value of specific surface area, average pore size and ability for cation exchange, special attention attracted to representatives of the class of zeolites. This group of minerals is characterized by regular microporous structure and localized in the cavities where cations can be replaced by ions of many elements of the periodic system. The average pore size of zeolite minerals is small and usually does not exceed 1-2 nm, which is close to the size of many organic molecules.

However, only a small group of minerals is widely used [3]. The main among them is natural clinoptilolite, chabazite, erionite, mordenite and synthetic samples of types LTA, FAU, ZSM (5, 12, 22, 48) and some others. Common and cheap natural zeolites are minerals that are widely used in technology. Their total production in the world is about 3-4 millions of tons per year [3]. However, widespread in nature representatives of the class of zeolites are characterized by lower adsorption capacity in comparison to the synthetic ones.

Moreover, they are often presented in the form of polyphasic conglomerates, which complicates their use. Therefore, in numerous selective adsorption and catalytic processes, synthetic analogues such as zeolite A (LTA), X and Y (FAU) are preferred [4]. They are the most open-frame structures and are characterized by high sorption ability for certain VOC characteristics.

These kinds of impurities are emitted into gaseous environment mainly due to production and usage of different resins, adhesives, paints and washing mixtures [5]. One from the common VOCs, the contents of which in air requires stable monitoring is acetone, which in the form of individual substances or in mixtures with other organic substances finds wide human use [6]. Acetone is a polar compound with kinetic diameter of molecule $\approx 4.5 \text{ \AA}$ [7], which provides the possibility for its effective adsorption on zeolite materials.

This assumption is based on the chemical nature filiation of adsorptive and adsorbent and structural features of zeolite structure type FAU, which can ensure the smooth penetration of molecules of acetone in their intracrystalline pore space.

Therefore, a study of the synthesis of zeolite Y on basis of natural raw clay material and determination of its activity due adsorption of acetone vapors has been the subject of this paper.

2. Materials and methods

2.1. Materials

Among the raw materials, which are often used for the synthesis of zeolite phases, traditionally considered pure reagents that allow for the introduction into the composition of the reaction mixture, alumina and siliceous components. These include silica sol, amorphous silica, silica gel, liquid glass, sodium aluminate [8]. Clay minerals are valuable mineral raw materials for fine inorganic synthesis.

The clay mineral from Poland was used as silica and aluminium source for zeolite synthesis. The raw material was in the form of powder with the following characteristics: moisture – 0,8%, loss of ignition – 11,9%. Composition of this material is shown in Table 1. The sodium chloride and silica gel was produced by Chempur, sodium hydroxide (CZDA) was produced by POCH.

Table 1. Chemical composition of clay mineral

Tabela 1. Skład chemiczny materiału ilastego

Component	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O
Content	52,5	34,5	0,8	0,5	0,1	0,1	0,6

2.2. Synthesis process

The material was thermally activated at different temperatures: 600, 700 and 800°C. The calcination temperature affects the surface properties of clay material.

Based on chemical composition the molar ratio of used raw clay material was calculated as Al₂O₃ : 2,3 SiO₂. For synthesis process the following molar ratio of Na₂O : Al₂O₃ : SiO₂ : H₂O - 5 : 1 : 10: 200 [9, 10, 11] was used. In order to make the process faster, in the first step, 5,9 cm³ NaOH solution was mixed with 1,8 cm³ NaCl solution. Next, additional deionized water, SiO₂ and 0,8 g of clay was added to the mixture and left for 42 hours at ambient temperature. After that it was heated to 99°C for different length of time (1, 8, 24 i 48h). Finally the samples were separated from the liquids and washed several times with deionized water until a neutral pH was reached. Sodium content in liquid solutions was determined by Flame Photometry (BWB Technologies Flame Photometer). Separated material was dried at 110°C and crushed.

Synthesized material characterization

The loss of ignition (*LOI*) was measured by weighting the mass of samples before (*m*₁) and after (*m*₂) heating (SNOL 8.2/1100):

$$LOI (\%) = \frac{m_2 - m_1}{m_2} \cdot 100\%. \quad (1)$$

The phase characterization was carried out by X-ray diffraction (XRD) (PANalytical Empyrean diffractometer with Cu K α radiation, operated at 40 mA and 25 kV). The diffraction data was analyzed using PDF4+ database and the Rietveld method.

2.3. Acetone adsorption

The adsorption of acetone vapours was examined in a self-made system consisting of a flow control valve, fixed-bed column, flowmeter and concentration analyzer [12]. Briefly, stream of the mixture of nitrogen and methane at a pressure 0,4 bar was directed to a sorption column with the test sample. The concentration of acetone at the column outlet was monitored on-line with gas chromatograph (Thermo Scientific 1300 TRACE GC with column TR-5).

3. Results and discussion

3.1. X-ray diffraction analysis

The XRD analysis was primarily conducted for a definition of qualitative and quantitative characteristics of products after hydrothermal synthesis. As it shows on Figure 1. the crystallization process of reactive mixtures on basis of thermoactivated clay material leads to formation of zeolitical phases with Faujasite (FAU) structure type with characteristic diffraction peaks (d, nm): 1,43; 8,75; 7,46; 5,68; 4,76 etc. It was found that the clay material activation temperature and time of crystallization significantly influenced the amounts of faujasite in the obtained products and their qualitative composition. In initial stages of synthesis the crystalline part of probes are mainly represented by faujasite type zeolite Y and residual phases of β -Quartz and Muskovite-2M1, originated as impurities of initial clay rock. Through the crystallization process, the relation between zeolite and impurities increases, which means that its amounts grows, reaching a maximum of 53-58 wt% into crystalline part of obtained powders until 48 hours of reaction. It should be noted that after 24 hours of synthesis the phase of Muskovite-2M1 disappears and instead of this some amounts of newly originated zeolite phase, identified as philipsite, was reported. Adjunction results were obtained from the XRD analysis data by investigated peculiarities of zeolite synthesis on basis of clay materials using some additional physical-chemical analytical techniques.

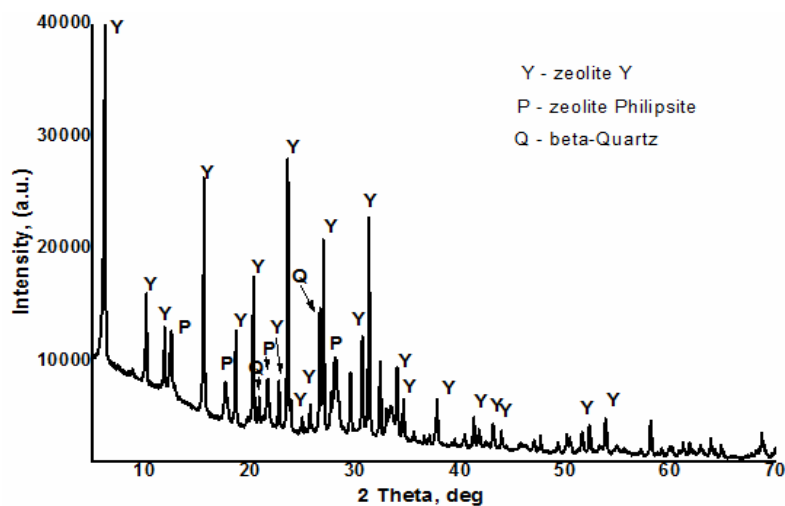


Fig. 1. XRD pattern of zeolite powder synthesized at 48h from thermoactivated clay material (600°C, 5h)

Rys. 1. Obraz XRD zeolitu syntezowanego przez 48h z aktywowanego termicznie materiału ilastego (600°C, 5h)

3.2. Effect of calcination temperature

The comparison of different activation temperature of the starting material was based on the mass growth of product during the synthesis (Fig. 2).

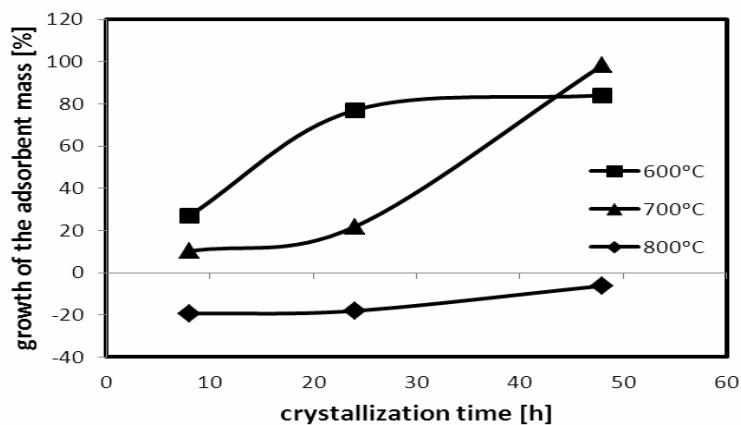


Fig. 2. The mass growth [%] of the zeolitical materials synthesised from clay material activated at different temperatures

Rys. 2. Wzrost masy [%] materiałów zeolitowych syntezowanych z materiału ilastego aktywowanego w różnych temperaturach

The comparison of obtained data identified that in case of temperature 800°C, the contact time does not influence the growth of the adsorbent mass. Instead the evident growth of the product mass was observed for temperatures 600°C (approx. 85%) and 700°C (approx. 100%). The difference between the sample mass obtained for both temperatures is major after 24 hours of reaction and minor after 48 hours. The biggest increase in mass in the case of the activation temperature of 600°C was achieved at 24 h (approx. 50%) and for the activation temperature of 700°C at 48h (approx. 76%).

3.3. Effect of crystallization time

Four different contact time (1, 8, 24 and 48h) were applied to evaluate the time of crystallization. It was expected that the increasing of crystallization time decrease mass of sodium in the filtrate while increasing the loss of ignition. As depicted in Figure 3, the concentration of sodium in the filtrate is a function of crystallization time, for materials activated at 600°C. With increasing the time of zeolitization the sodium content decreases. The greatest reduction of sodium in the filtrate was observed in the first hour of crystallization. After 8 and 24 hours of reaction the content of sodium were comparable.

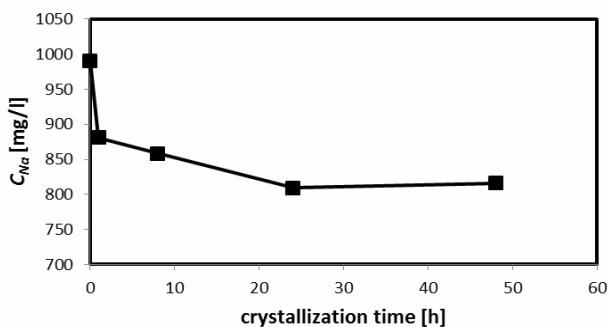


Fig. 3. The concentration of sodium in the filtrate as a function of crystallization time.

Rys. 3. Stężenie sodu w filtratach w funkcji czasu krystalizacji

The loss of ignition as a function of crystallization time for materials activated at 600°C and 700°C is depicted in Fig. 4. As can be seen, the highest loss of ignition after 48 hour of crystallization (18% *LOI*) was obtained for the material activated at 600°C, while for activation at 700°C (48h of reaction) the loss of ignition was 12%. The increase in zeolite content in the reaction product should be associated with an increase in the *LOI* [%]. The comparison of the curves (Fig. 4.), identified that the difference in *LOI* (1-6%) is not dependant on crystallization time.

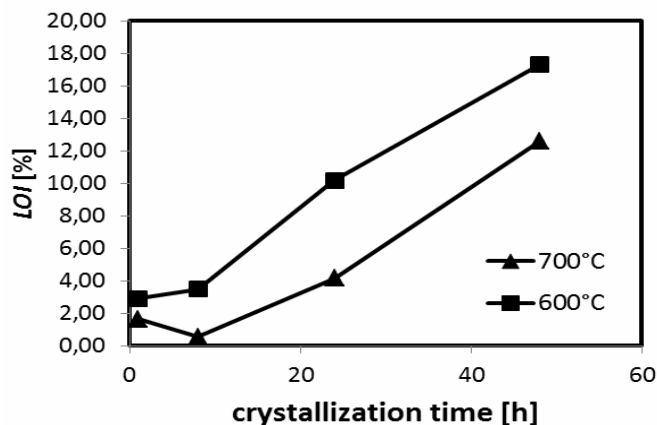


Fig. 4. LOI [%] of synthesised zeolitical materials as a function of crystallization time

Rys. 4. LOI [%] syntezowanych materiałów zeolitowych w funkcji czasu krystalizacji

3.4. Adsorption of acetone

The effect of calcination temperature and crystallization time on adsorption abilities of synthesized materials was compared in Fig. 5. The adsorption capacity (q_e) of acetone increases with increasing the crystallization time. The highest value of acetone adsorption capacity was achieved for the materials (600°C, 48h and 700°C, 48h) synthesized for 48 hours. In the case of the materials calcinated at 700°C there is a stronger effect of the crystallization time on the adsorption capacity.

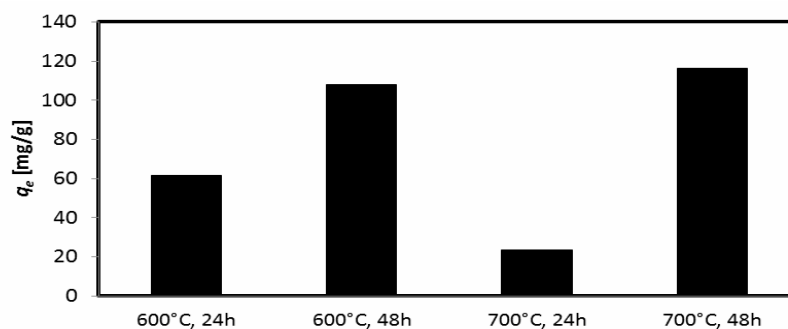


Fig. 5. The adsorption capacity of the zeolitical materials synthesised from clay material calcinated at 600°C and 700°C, after 24 or 48 hours of reaction

Rys. 5. Pojemność adsorpcyjna materiałów zeolitowych syntezowanych z materiału ilastego kalcynowanego w 600°C i 700°C, po 24 i 48 godzinach reakcji

4. Conclusion

Investigated clay material rock activation at temperature ranges of 600-700°C is enough for high values of zeolite Y formation in the considered reaction systems over its hydrothermal synthesis. The selection of crystallization time depends on the activation temperature of the raw material. It was determined that the zeolite amount increased with the increase of crystallization time. Meanwhile after 24 hours of synthesis the formation of new zeolite phase in the form of phillipsite was reported. Obtained synthetic zeolite has a great potential as an effective adsorbent material for acetone uptake.

Bibliography

- [1] Auerbach S.M, Carrado K.A., Dutta P.K.: Handbook of zeolite science and technology, Singapore-New York: CRC Press, 2003, p. 1204.
- [2] Bonaccorsi L., Calabrese L., Proverbio E.: Low temperature single-step synthesis of zeolite Y coatings on aluminium substrates. *Microporous and Mesoporous Materials* No. 144, 2011, pp. 40-45.
- [3] Bushuyev Yu.: Zeolites. Computer modelling of zeolite materials. Ivanovo : Ivan. state chem-tech. university, 2011, 104 p. (in russian).
- [4] Dabrowsky A.: Adsorption – from theory to practice. *Advances in Colloid and Interface Science* Vol. 93, 2001, pp. 135-224.
- [5] Frini-Srasra N.: Adsorption of Quinalizarin from non-aqueous solution onto acid activated palygorskite. *Surface Engineering and Applied Electrochemistry* Vol. 45, no 9, 2009, pp. 306-311.
- [6] Gales L., Mendes A., Costa C.: Hysteresis in the cyclic adsorption of acetone, ethanol and ethyl acetate on activated carbon. *Carbon*, No. 38, 2000, pp. 1083-1088.
- [7] Khan N. A., Hasan Z., Jhung S. H.: Adsorptive removal of hazardous materials using metal organic frameworks (MOFs): A review. *Journal of hazardous materials* No. 244-245, 2013, pp. 444-456.
- [8] Krznicar I., Antonic T., Bronic J., Subotic B., Thomson R.W.: Influence of silica sources on the chemical composition of aluminosilicate hydrogels and the results of their hydrothermal treatment. *Croatia Chemical Acta*, Vol. 76, no. 1, 2003, pp. 7-17.
- [9] Lee M.-G., Lee S.-W., Lee S.-H.: Comparison of vapor adsorption characteristics of acetone and toluene based on polarity I activated carbon fixed-bed reactor. *Korean J. Chem. Eng.* No. 23 (5), 2006, pp. 773-778.
- [10] Mumpton, F.A.: La roca magica: Uses of natural zeolites in agriculture and industry *PNAS*, Vol. 96, no. 7, 1999, pp. 3463-3470.
- [11] Pliś I., Prokop W., Petrus R., Warchol J.: Sorption of acetone onto clay materials. 12 Scientific Conference POL-EMIS, Karpacz 4-7 June 2014. (in polish).
- [12] Sang S., Liu Z., Tian P., Liu Z., Qu L., Zhang Y.: Synthesis of small crystals zeolite NaY. *Materials Letters* No. 60, 2006, pp. 1131-1133.
- [13] Zhang X., Tang D., Zhang M., Yang R.: Synthesis of NaX zeolite: Influence of crystallization time, temperature and batch molar ratio $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ on the particulate properties of zeolite crystals. *Powder Technology* No. 235, 2013, pp. 322-328.

ADSORPCJA ACETONU NA ZEOLITACH SYNTEZOWNYCH Z NATURALNYCH MATERIAŁÓW ILASTYCH

Streszczenie

Celem badań była synteza zeolitu typu Y z naturalnego materiału ilastego pochodzącego z Polski. Prawidłowy przebieg procesu krystalizacji wymagał wstępnej aktywacji termicznej surowego materiału ilastego w temperaturach z zakresu 600-800°C. Ustalono że temperatura aktywacji termicznej materiału wyjściowego oraz czas krystalizacji mieszanin reakcyjnych są najważniejszymi parametrami wpływającymi na przebieg procesu syntezy zeolitu, dlatego skupiono się na optymalizacji tych parametrów. Na podstawie badań wstępnych przyjęto następujący skład molowy mieszanin reakcyjnych $\text{Na}_2\text{O} : \text{Al}_2\text{O}_3 : \text{SiO}_2 : \text{H}_2\text{O} = 5 : 1 : 10 : 200$. Wprowadzono dodatkowo NaCl, w takiej ilości że stosunek molowy $\text{NaCl}/\text{Al}_2\text{O}_3$ wynosił 2. Przeprowadzono szereg badań w celu wyznaczenia parametrów ilościowych oraz jakościowych zsyntezowanych próbek. Analiza XRD stosowana do identyfikacji faz oraz ich analizy ilościowej, wykazała zawartość zeolitu typu Y w zsyntezowanych próbkach w ilości 53 i 58% odpowiednio dla materiałów aktywowanych w 600 i 700°C, których czas krystalizacji wynosił 48h. Wyniki analizy XRD pokryły się z innymi wykonanymi analizami, tj.: oznaczeniem straty po prażeniu, względnego wzrostu masy produktu oraz stężenia Na_2O w roztworze poreakcyjnym. Przy wykorzystaniu specjalnie przygotowanej instalacji laboratoryjnej wyznaczono pojemność adsorpcyjną materiałów względem acetonu. Ustalono, że efektywność adsorpcji jest ściśle związana z ilością fazy zeolitowej w próbkach. Najwyższą pojemności adsorpcyjne wynoszące 100 – 105 mg/g uzyskano dla próbek krystalizowanych przez 48h, których temperatura aktywacji wynosiła 600 i 700°C.

Słowa kluczowe: pojemność adsorpcyjna, fujazyt, filipsyt, LZO

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.132

Łukasz WESOŁOWSKI¹

WPŁYW PRZESZKLONYCH ŚCIAN OSŁONOWYCH NA KOMFORT ŚRODOWISKA W POMIESZCZENIACH MIESZKALNYCH – WYBRANE ASPEKTY

Stosowanie przeszklonych ścian osłonowych w budynkach mieszkalnych jest coraz częściej spotykaną praktyką. Rozwiązania te posiadają wiele zalet – zwłaszcza estetycznych – jednak przy nieodpowiednim stosowaniu powodują powstanie wielu problemów natury użytkowej i bardzo silnie wpływają na jakość środowiska wewnętrznego. Wymieniono i omówiono wybrane aspekty stosowania dużych przeszkleń pod kątem wpływu na komfort wewnątrz pomieszczeń mieszkalnych. Stosowano analogie i porównania do rozpoznanych zjawisk występujących w innych typach budynków i przeanalizowano je uwzględniając specyfikę budownictwa mieszkaniowego. Praca podejmuje próbę określenia elementów składowych komfortu środowiska wewnętrznego pomieszczeń mieszkalnych, prezentując go w ujęciu mierzalnym i niemierzalnym. W analizie rozwiązań uwzględniono wpływ czynników psychologicznych i fizycznych oraz poruszono problematykę kontekstu społecznego. Spośród aspektów stosowania ścian osłonowych praca omawia zagadnienia związane z bezpieczeństwem pożarowym, kwestiami energetycznymi oraz przeziernością przegród szklanych. Artykuł opisuje technologię budowlaną oraz specyficzne rozwiązania techniczne pozwalające na wykorzystanie zalet dużych powierzchni przeszkleń oraz zapewniających ograniczenie niepożądanego wpływu na jakość środowiska wewnętrznego. Pośrednim celem pracy jest również zwrócenie uwagi na konieczność szerokiego spojrzenia na problematykę stosowania tego typu przegród, zwłaszcza w budynkach mieszkalnych. Złożoność uwarunkowań i szeroki zakres wzajemnych interakcji zwiększają stopień złożoności dokumentacji technicznej wymuszając wielobranżowe konsultacji już we wczesnej fazie prac projektowych. Autor podejmuje próbę skatalogowania rozwiązań i określenia pól przydatności ich stosowania w oparciu o przyjęte wytyczne projektowe.

Słowa kluczowe: bezpieczeństwo pożarowe przeszkleń, akumulacyjność cieplna, prywatność przy przeszkleniach, zyski i straty ciepła przez przeszklenia

1. Wprowadzenie

Obserwuje się dążenie do projektowania budynków mieszkalnych z wykorzystaniem przeszkleń o znacznej powierzchni. Trend od dawna widocz-

¹ Łukasz Wesołowski, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, tel. 501023567, lukaszw@pk.edu.pl

ny w transparentnych formach biurowców i budynków handlowych jest kojarzony z prestiżem, indywidualnością i elegancją. Nietuzinkowa estetyka tego typu przegród powoduje, że technologia zaczerpnięta z budynków użyteczności publicznej coraz częściej pojawia się w realizacjach domów i apartamentowców. Przeszkłone ściany osłonowe podlegają ciągłej ewolucji. Stosowane od dziesięcioleci rozwinęły się w kilka typów konstrukcyjnych i obecnie są pełnowartościową przegrodą zewnętrzną. Znakomicie odpowiadały na zapotrzebowanie funkcji komercyjnych i produkcyjnych realizując przyjęty tam model komfortu wewnętrznego, prywatności i termiki. Czy jednak adaptacja tego typu rozwiązań na gruncie funkcji mieszkalnych zapewni sprostanie nowym wymaganiom? Czy sprawdza się przeniesienie sprawdzonych, gotowych rozwiązań do obiektów z kręgu architektury mieszkaniowej? Problematykę wybranych aspektów projektowania przeszklonych ścian osłonowych w budynkach mieszkalnych omawia się pod kątem jakości środowiska wewnętrznego.

Ściany osłonowe są zaliczane do przegród, które nie pełnią roli konstrukcyjnej, czyli nie przenoszą obciążeń pochodzących ze stropów. Stosuje się je jako wypełnienia otworów oraz jako stałe wymknięcia części budynków. Rozwiązania techniczne zapewniają całkowitą izolację wewnątrz od czynników zewnętrznych. Decyzje projektowe co do stosowania przeszklonych odmian ścian osłonowych powinny wynikać z analiz środowiskowych przeprowadzanych dla konkretnych obiektów i lokalizacji. Wielowątkowe symulacje powinny mieć na celu chęć osiągnięcia jak najlepszych warunków do przebywania ludzi. Jeżeli zatem wybór dużych przeszkleń podyktowany jest pobudkami estetycznymi, należy prześledzić implikacje ich stosowania pod kątem termiki, oświetlenia naturalnego, akustyki, jakości powietrza wewnętrznego i wielu innych czynników. Szczególnie problematyczna ze względu na umiejscawianie przeszkleń może być wieloprzestrzenna multiplikacja zysków energetycznych, powierzchniowe skraplanie się pary wodnej, czy problem z zachowaniem prywatności w projektowanych wnętrzach. Koniecznym do wspomnienia jest aspekt estetyczno-użytkowy utrzymania przegrody w czystości. Transparentny charakter ściany osłonowej wymaga częstego czyszczenia powierzchni (zwłaszcza wewnętrznych) narażonych na bezpośredni kontakt z użytkownikami.

2. Komfort pomieszczeń mieszkalnych

Na odczuwalny komfort użytkowania pomieszczeń mają wpływ parametry subiektywne i obiektywne. Możemy zmierzyć parametry opisujące szereg własności takich jak temperatura, ciśnienie i wilgotność powietrza, temperaturę poszczególnych przegród i energię z nich wypromieniowywaną, natężenie oświetlenia naturalnego, procentowy udział przejrzystości przegrody pod względem elementów składowych i wiele innych. Na odczuwalny poziom komfortu mają wpływ czynniki fizyczne w połączeniu z wrażeniami wizualnymi, odbieranymi razem behawioralne. Obojętność wobec wszystkich czynników

(brak odczuwania niekorzystnych warunków) najczęściej postrzegana jest jako komfort otoczenia. Odbierana jest podświadomie jako przestrzeń, w której możemy się skutecznie skupić lub odprężyć. W pomieszczeniach mieszkalnych zmieniają się również proporcje składników jakościowych. Porównując je z budynkami komercyjnymi oczekujemy od mieszkań wyższego poziomu prywatności, wyższego poziomu ciszy, mamy również niższą tolerancję dla odchyień od tych wartości. Wyższe oczekiwania nawiązują do zmiany podmiotu – we wnętrzach mieszkalnych kryteria tyczą się jednostki, a w użyteczności publicznej rezygnuje się z własnych oczekiwań na rzecz uniwersalności i dobra ogółu.

3. Wybrane uwarunkowania projektowe

Przeszkłone ściany osłonowe są pełnowartościowymi przegrodami zewnętrznymi. Bardzo często ich stosowanie jest wynikiem długiego procesu projektowego, w którym łączy się funkcję budynku z kreacją jego zewnętrznej powłoki – formy architektonicznej. Bryła ma znaczący charakter w oddziaływaniu i interakcji z otoczeniem, a jej duże przeszklenia zapewniają zarówno otwarcia na otoczenie, jak i wykorzystanie naturalnego oświetlenia. Światło słoneczne jest głównym regulatorem rytmu człowieka. Ma znaczący wpływ na stymulację fotobiologiczną ludzi i w znaczącym stopniu odpowiada za formę psychofizyczną ludzi w ciągu roku.² Warto zatem poznać problematykę stosowania tego typu rozwiązań i wpływu na środowisko wewnętrzne tworzone dla człowieka. Funkcje ścian zewnętrznych – w tym również ich przeszklonym partiom są doskonale znane, choćby te podawane przez Schitticha:³ zabezpieczenie przed uszkodzeniami mechanicznymi, wiatrem, wilgocią, ogniem, hałasem, przegrzaniem pomieszczeń i olśnieniem, ochrona cieplna, prywatności, ale również ich zadaniem są: naturalne nasłonecznienie, wentylowanie wnętrza, kontakt wizualny jak i pozyskiwanie energii w celu dogrzania pomieszczeń. Uniwersalność technologiczna i ogromny wachlarz możliwości adaptacji rozwiązań w zależności od indywidualnych potrzeb predestynuje stosowanie systemów przeszklonych ścian osłonowych do stosowania we wszystkich typach budynków – w tym także w obiektach mieszkalnych. Do niezaprzeczalnych zalet należą przede wszystkim względy estetyczne – transparentność, modularność, swoboda kształtowania oraz gabaryty poszczególnych elementów w połączeniu z dokładnością wymiarową i precyzją montażu. Prefabrykacja elementów minimalizuje możliwość występowania błędów montażowo-produkcyjnych przez wyeliminowanie wpływu czynnika ludzkiego w dużej części procesu powstawania. Pozwala również na osiągnięcie gwarantowanych, mierzalnych parametrów fizycznych, szczególnie energetycznych.

² Altomonte S.: Daylight and the occupant. Visual and Physio-psychological well-being in built environments. Plea2009 – 26th Conference on Passive and Low Energy Quebec City, 2009

³ Schittich Ch.: *In Detail: Building Skins*, Birkhäuser, Basel, Boston-Berlin 2006, s. 30

3.1. Stosowanie przeszklonych ścian jako elementów posiadających odporność ogniową

Projektowanie architektoniczno-budowlane uwarunkowane jest przez akty prawne w celu zapewnienia ujednoczonych wymogów, m.in. opisującymi komfort i bezpieczeństwo ludzi, zwierząt i własności. Podstawowym rozporządzeniem regulującym zagadnienia projektowe na terenie Polski jest „*Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*. (Dz. U. Nr 75, poz. 690 z 2002 r. z późniejszymi zmianami)”. Opisuje wymogi techniczne stawiane elementom budowlanym oraz kształtowaniu przestrzeni w zależności od projektowanej funkcji użytkowej. Opisuje również istotne kwestie zabezpieczenia pożarowego – zdecydowanie jednego ze składników komfortu w rozumieniu psychicznym.

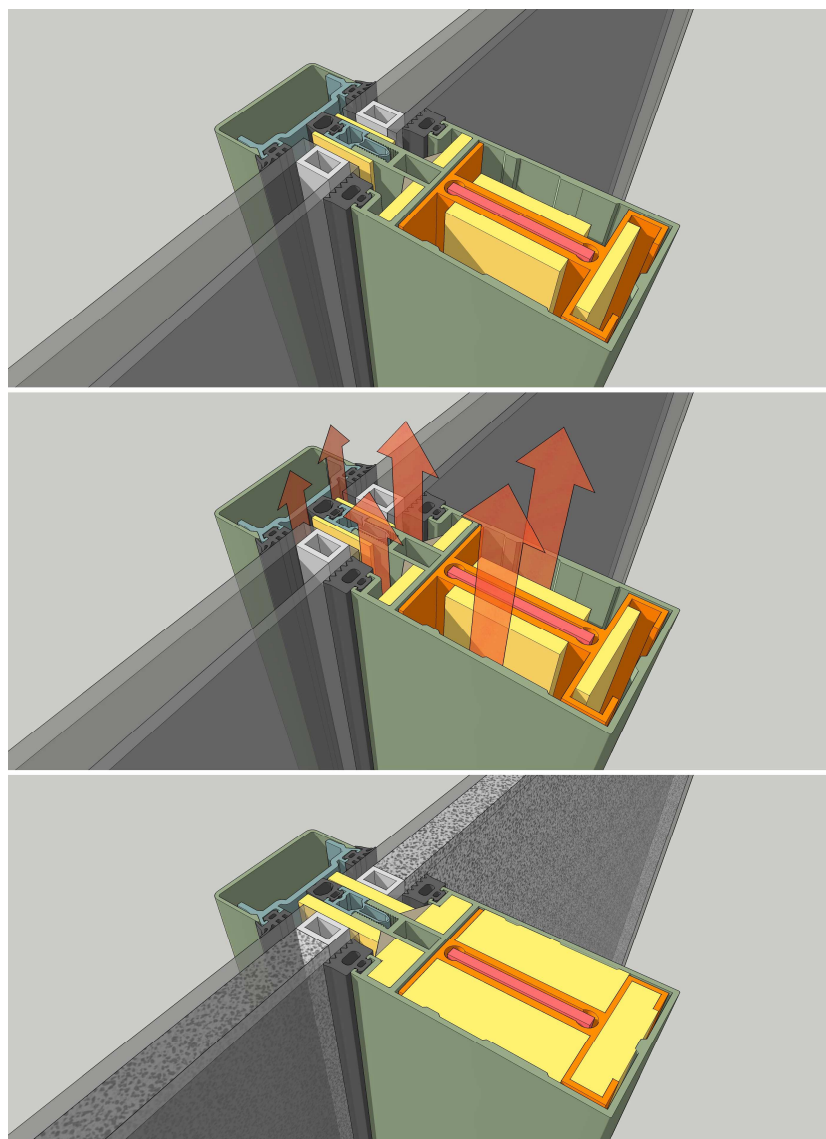
W §216.1 czytamy, że budynki mieszkalne i zamieszkania zbiorowego w zależności od wysokości budynku muszą być wzniesione w klasach odporności pożarowej budynku [A] do [D] i zapewniać szczelność (E) i izolacyjność (I) ogniową od 30 do 120 minut. Z wymogu posiadania klasy odporności pożarowej są zwolnione budynki o trzech kondygnacjach włącznie – mieszkalne jednorodzinne, zagrodowe i rekreacji indywidualnej (§213.1.a), mieszkalno-administracyjne w gospodarstwach leśnych (§213.1.b) oraz wolnostojących o dwóch kondygnacjach włącznie o kubaturze brutto do 1500 m³ przeznaczonych do celów turystyki i wypoczynku (§213.2.a), o kubaturze brutto do 1000 m³ z częścią mieszkalną (§213.2.c).

Analizując możliwości materiałów stosowanych w przeszklonych ścianach osłonowych można stwierdzić, że szkło klejone, ze względu na warstwy klejące i oddzielające, wykonane z tworzyw podatnych na wpływ temperatury, źle znosi zastosowania z zakresu ppoż. Producenci dysponują specjalnymi produktami posiadającym odpowiednie atesty do zastosowań ppoż. Szyby pożarowe dzielą się na ogniodoporne oraz ogniochronne. Oba typy szyb zespolonych zapewniają ochronę przez promieniowaniem cieplnym (opisywane parametrem „E” klasy odporności pożarowej), a ogniodoporne stanowią również barierę mechaniczną dla pożaru (opisywane parametrem „EI” klasy odporności pożarowej).⁴

Porównując dostępne na rynku systemy szklanych ścian osłonowych, można zidentyfikować potencjalne problemy stosowania ich jako przegród o odporności pożarowej. Metalowa konstrukcja nośna w większości przypadków wykonana jest z aluminium. Obecnie na rynku dostępne są rozwiązania słupowo-ryglowe legitymujące się atestem do stosowania całego systemu w parametrach pożarowych EI60.⁵ Zapewniają one szczelność i izolacyjność ogniową na poziomie 60 minut, natomiast nie zapewniają parametru nośności. We wspomnianym rozwiązaniu wewnętrzne przestrzenie słupów i rygli nośnych konstrukcji metalowej wyposażone są we wkładkę - wzmocnienie profilu wykonane z aluminium.

⁴ Karta techniczna SGG PYROSWISS firmy Glaspol, 2008; Karta techniczna SGG CONTRAFLAM firmy Glaspol, 2008

⁵ Karta techniczna producenta YAWAL System (45.E0 07/08)– Fasada 50 EI60



Rys. 1. Wzmocnienie konstrukcji oraz ochrona termiczna w systemach słupowo-ryglowych o odporności ogniowej – opracowanie własne

Fig. 1. Structure enhancement and thermal protection in fire protected pillar-beams construction systems – authors work

Zapewnia ona przeniesienie obciążeń i utrzymanie sztywności konstrukcji podczas utraty nośności profilu zewnętrznego przez określony czas. Profil zewnętrzny ma kształt skrzynkowy, profil wewnętrzny jest żebrowy – przestrzenie pomiędzy nimi wypełniane są taśmami uszczelniającymi wykonanymi z mate-

riałów pęczniących. Podczas bezpośredniego działania ognia lub pośredniego znaczącego wzrostu temperatury wewnątrz profilu nośnego, następuje spęcznienie materiału izolacyjnego. Zadaniem jego jest zabezpieczenie wewnętrznego profilu nośnego przed wzrostem temperatury poza nośność elementu chronionego. Dodatkowymi zabezpieczeniami jest wypełnienie przestrzeni dylatacyjnych oraz większych szczelin montażowych taśmami pęczniącymi. Szczególnej ochronie i zabezpieczeniu z materiałem termo-rozszerzalnym poddane są słupy, rygle, listwy termiczne łączące listwę dociskową z profilem nośnym oraz węzły montażowe scalające konstrukcje metalową.

Dodatkowa ochrona pozwala na uzyskanie parametrów nośnych rzędu jednej godziny na najniższym ogniwie systemu. Szyby zespolone stosowane w przegrodach o klasyfikacji ogniowej muszą pochodzić z asortymentu zapewniającego odpowiednie parametry. Producenci szkła atestują swoje produkty w klasach od EI 15 do EI 180, więc w obrębie całego systemu przeszklonych ścian osłonowych słupowo-ryglowych szczelność i izolacyjność ogniowa leży po stronie aluminiowej konstrukcji nośnej oraz po stronie elementów uszczelniających osadzenie szyby w metalowej konstrukcji. W przypadku zniszczenia lub przerwania elastycznych uszczelek na obwodzie zestawów szklanych dochodzi do przeniesienia gorących gazów, dymu i ognia do przestrzeni montażowych i do swobodnego rozgrzania konstrukcji ściany osłonowej w górę od miejsca penetracji. Następuje dalsza degradacja struktury ściany i dochodzi do przedostania się ognia i dymu do wyższych pomieszczeń. Podgrzane również zostaje powietrze uwięzione wewnątrz profili nośnych, następuje wzrost ciśnienia i osłabienie konstrukcji w partiach niezabezpieczonych pożarowo. Występowanie izolatorów pęczniących pod wpływem temperatury we wnętrzu profili pozwala wytworzyć barierę dla swobodnego przepływu gorącego powietrza i ogranicza rozprzestrzenianie się pożaru i pogorszenie nośności w całej konstrukcji ściany osłonowej.

W zależności od typu budynku, klasyfikacji oraz jego wysokości koniecznym staje się wybranie odpowiedniego systemu szklenia. Aby spełnić podstawowe wymogi pożarowe koniecznym może być rezygnacja ze stosowania przeszklonych ścian osłonowych pełnoszklanych i mocowanych punktowo, gdyż obecnie nie posiadają odpowiednich dopuszczeń technicznych w omawianym zakresie. Jeżeli projektant jest zdeterminowany do utrzymania decyzji estetycznych jedyną drogą jest uzyskanie postanowienia Komendanta Wojewódzkiego Państwowej Straży Pożarnej umożliwiającego stosowanie indywidualnych rozwiązań ochrony pożarowej ze względu na brak możliwości zapewnienia wymogów podstawowych.

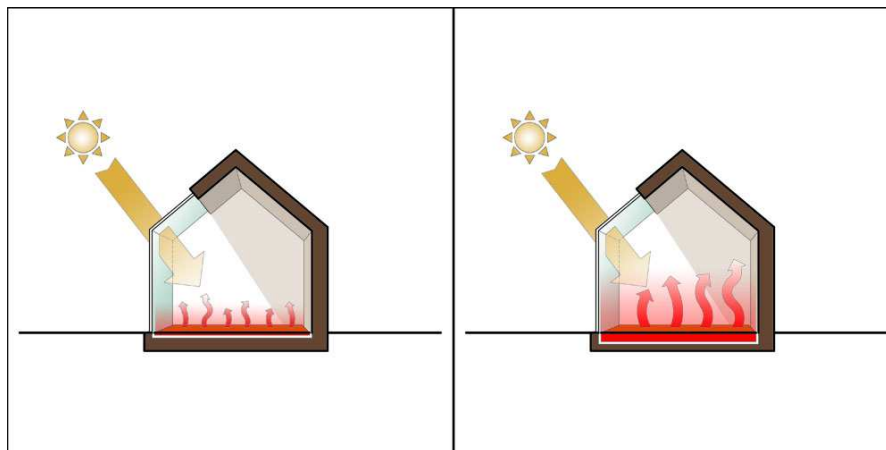
3.2. Uwarunkowania energetyczne

Ponieważ światło jest nośnikiem energii. Przy stosowaniu szklanych ścian osłonowych mamy do czynienia z transportem energii. W czasie ekspozycji słonecznej do wnętrza pomieszczeń przekazywana zostaje energia. Do wewnętrznej płaszczyzny fasady dociera w przybliżeniu 1,3 KW energii na 1m²

powierzchni. W zależności od charakterystyki fasady, znaczna część ciepła przenika do wnętrza, wobec czego bardzo łatwo jest doprowadzić do przegrzania pomieszczenia przez przeszklenia o znacznej powierzchni.⁶

Posadzki oraz ściany pomieszczenia, która zostaje oświetlona światłem słonecznym, zostają podgrzane. Zdolności akumulacyjne przegród mają wpływ na charakterystykę temperaturową środowiska wewnętrznego w układzie dobowym. Struktury pozyskujące energię w ciągu dnia stopniowo wypromieniowują ciepło do wnętrza, zapewniając dalsze uzyski ciepła. Akumulacyjność zależy od grubości warstw wierzchnich, ich materiału oraz sposobu montażu. Elementy cięższe o litej strukturze zapewnią większe zyski niż materiały porowate, lekkie o strukturze ażurowej. Układy o warstwach klejonych powierzchniowo zapewnią efektywniejsze kumulowanie energii z warstwami niższymi, niż te separowane warstwami niespajanymi. Pojemność cieplna okładzin ma decydujący wpływ na temperaturę wewnętrzną i jest trudno sterowalna ze względu na dużą bezwładność tego zjawiska.

Badania wskazują,⁷ że rozwiązania pasywne zapewniające ograniczenie możliwości przenikania do wnętrza promieni słonecznych są najkorzystniejszym ekonomicznie rozwiązaniem zapewniającym przewidywalny rozkład temperatur we wnętrzach mieszkalnych. Analizy orientacji budynku względem stron świata, wielkości przeszkleń i ich ekspozycji, dobór powłok refleksyjnych i żaluzji słonecznych zapewnią oszczędności na energii potrzebnej do nadprogramowej wentylacji i chłodzenia pomieszczeń.



Rys. 2. Akumulacyjność cieplna powierzchni oświetlanych słońcem – opracowanie własne

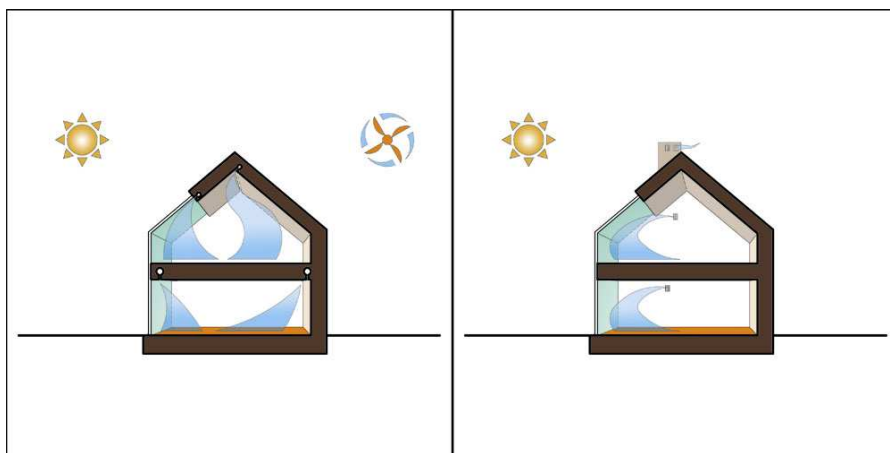
Fig. 2. Heat accumulation of the surfaces illuminated by the sun – authors work

⁶ Nowak Ł., Nowak H.: *Wpływ wybranych charakterystyk przegrody przeszklonej na bilans ciepłoty pomieszczenia biurowego*. Energia i Budynek 11/2009, s. 23

⁷ Kisilewicz T.: *O racjonalnym kształtowaniu niektórych elementów obudowy zewnętrznej budynków niskoenergetycznych*, Wystąpienie na konferencji X NBTAD 2013, Kraków

Doprowadzenie do przegrzania pomieszczeń skutkowało będzie długotrwałym utrzymywaniem się podwyższonej temperatury powietrza, większą wilgotności jak i zwiększonym poceniem się użytkowników. Częstsza będzie zatem konieczność wymiany powietrza, możliwa do zapewnienia wyłącznie przez sprawną wentylację mechaniczną nawiewno-wywiewną. Stosując odpowiednią automatykę i zestaw wielozakresowych czujników możliwe jest szybkie i skuteczne reagowanie na zmieniające się warunki ciepłno-wilgotnościowe wewnątrz budynków mieszkalnych.

Pomijając kwestie zasilania urządzeń infrastruktury grzewczej, chłodzącej i wentylującej możliwe jest utrzymywanie parametrów jakościowych środowiska wewnętrznego na realnie stałym, zadanym poziomie. Należy tutaj również wspomnieć o syndromie chorego budynku (SBS – Sick Building Syndrome). Uznaje się, że przebywanie człowieka w całkowicie sztucznym środowisku, gdzie parametry jakościowe przestrzeni znajdują się na stałym poziomie, jest głównym czynnikiem wywoływania syndromu. Granicą określającą występowanie zespołu jest poziom 30% stałych użytkowników budynku nieusatysfakcjonowanych warunkami środowiska wnętrza.⁸ Zmienność bodźców środowiskowych, pomimo jej sprzeczności ze stałym pojęciem warunków komfortu, ma jednak korzystny wpływ dla organizmu poprzez ciągłą konieczność przeprowadzania procesów adaptacyjnych.⁹ Komfort zatem należy rozpatrywać w ujęciu wycinkowym, chwilowym, czy może jest funkcją rozłożoną w czasie?



Rys. 3. Wydajność i sterowalność wentylacji mechanicznej w porównaniu do wentylacji grawitacyjnej – opracowanie własne

Fig. 3. Efficiency and controllability of mechanical ventilation comparing to natural ventilation – authors work

⁸ Sowa J.: Kształtowanie założonego poziomu jakości środowiska w budynkach biurowych: Budynek Inteligentny, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2010, s. 154

⁹ Kuczia P.: Architektura pomiędzy „Sun block” i „summer look”. Materiały V Sympozjum „Architektura i Technika a Zdrowie”, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej 2007, s. 167

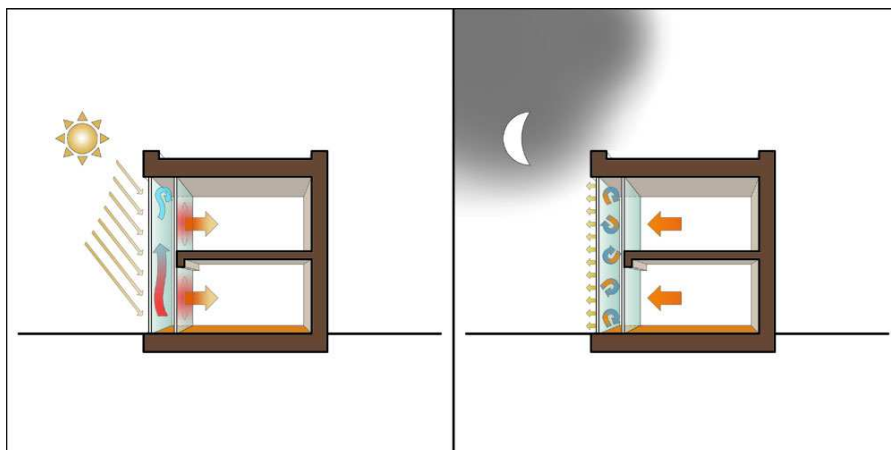
Wydaje się, że komfort jest pojęciem psychologicznym, a zdrowotny aspekt środowiska wewnętrznego ma ścisłe pojęcie z fizycznymi parametrami. Często oba te pojęcia stoją w opozycji. Odczuwanie komfortu termicznego jest wrażeniem subiektywnym dla każdego człowieka. Zależy on od indywidualnych predyspozycji i bodźców obserwatora w danej chwili. Uśredniając jednak komfort, można opisać jako warunki obojętne odczuwane w otoczeniu.¹⁰ Technologia powinna w aktywny sposób reagować na zmiany zachodzące po obu stronach fasady. Zmiany mogą mieć charakter cykliczny – np. zmiany dobowe w oparciu o ekspozycję słoneczną, zmiany okresowe – np. zwiększenie ilości użytkowników. Po zmierzchu powierzchnia szklana działa na niekorzyść warunków energetycznych, pozwalając na kontrolowaną ucieczkę ciepła z wnętrza na zewnątrz przegrody. Kierunek przepływu energii jest przeciwny, natomiast straty jednostkowe są niewielkie ze względu na brak silnego źródła wypromieniowywania energii – główne straty występują na powierzchni powietrze-szkło i są drobne lecz długotrwałe. Wychłodzenie okolicy szyb, szczególnie widoczne nocami oraz w okresach zimowych, jest źródłem wzmożonej konwekcji i szczególnie w dużych pomieszczeniach może powodować lokalne przeciągi.¹¹ W celu ograniczenia tych strat stosuje się rozwiązania ograniczające radiację ciepła – powłoki niskoemisyjne, ruchome żaluzje wewnętrzne czy rolety zewnętrzne. Zjawisko wytworzenia dodatkowej komory przy szkleniu, pomimo braku jej szczelności ogranicza zasięg i siłę ucieczki ciepła poprzez ograniczenie przestrzeni ośrodka sąsiadującego z powierzchnią szyby. Zaleca się również wykorzystanie w bilansie dobowym możliwości ochładzania przegrzanych wewnątrz przy pomocy nieosłanianych przeszkleń, zwłaszcza lokalizowanych po stronie północnej.

Analizując problematykę oświetlenia i nagrzewania wewnątrz przez duże powierzchnie przeszkleń należy wspomnieć o podwójnych fasadach. Układ ściany osłonowej w formie podwójnej fasady posiada kilka dodatkowych zalet i jest następnym krokiem rozwoju przegród szklanych. Pozwala na zdwojenie warstw termoizolacyjnych, wytwarza dodatkową przestrzeń buforową dla rozkładu temperatur, zysków i strat ciepła oraz hałasu. Pozwala na zróżnicowanie estetyki ścian w warstwie zewnętrznej i wewnętrznej (choćby na odwrócenie układu konstrukcyjnego tak, aby znajdował się po wewnętrznej stronie przestrzeni międzysciennej). Umożliwia również zastosowanie adaptacyjnych hybrydowych systemów wentylacji¹² łączących zalety wentylacji grawitacyjnej (zwłaszcza wspomaganą solarnie – tzw. Kominy słoneczne) i wentylacji mechanicznej.

¹⁰ Lis A.: *Wielkość powierzchni przeszklonych a wskaźniki komfortu cieplnego ludzi*. Energia i Budynek, 12/2009, s. 16

¹¹ *Ibidem* s. 20

¹² Brzezicki M.: *Podwójne fasady – zdrowe budynki*, *Materiały II Symposium „Architektura i Technika a Zdrowie”* Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2004, s. 35



Rys. 4. Rola układu podwójnej fasady w dobowym rozkładzie temperatur– opracowanie własne

Fig. 4. The role of the double skin facade in the daily distribution of temperature – authors work

Takie rozwiązanie pozwala w zależności od warunków i pory roku stosować bardziej wydajny system wentylacji, ograniczając zużycie prądu i wprowadzając dywersyfikację dostaw powietrza.

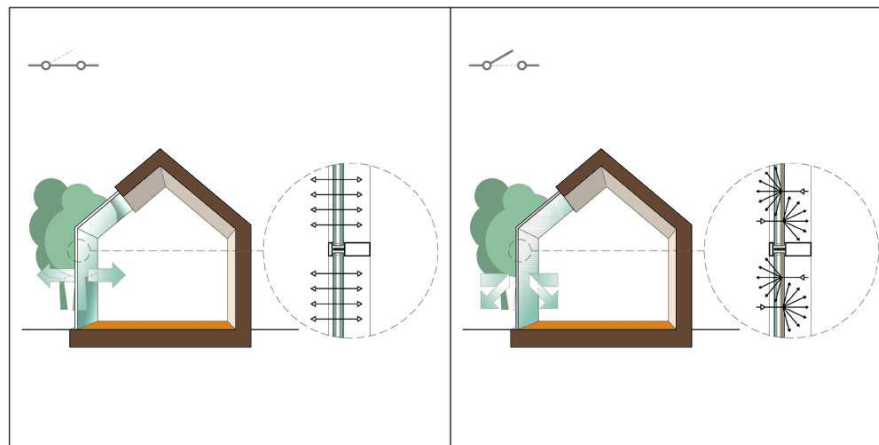
3.3. Prywatność przestrzeni ograniczonych przeszklonymi ścianami osłonowymi

Współczesne tendencje w kształtowaniu architektury mieszkaniowej zwracają się w stronę eliminowania ilości elementowych przegród i maksymalizacji powierzchni przeziernych w ścianach osłonowych. Technologicznie możliwe jest uzyskanie parametrów przegrody zarówno mechanicznych, jak i energetycznych, wobec czego projektanci coraz chętniej wykorzystują możliwość wizualnego łączenia zewnątrz z przestrzeniami wewnętrznymi. Należy zwrócić uwagę, iż swobodne przenikanie światła w obu kierunkach przegrody niesie za sobą pewne niebezpieczeństwa, zwłaszcza przy stosowaniu tego typu rozwiązań w układach ze wspólną przestrzenią półprywatną (osiedla, domy wielorodzinne, budynki czasowego zamieszkania). Jak wiadomo kierunek przenikania światła odbywa się swobodnie w kierunku ośrodka o niższym natężeniu światła, wobec czego granicznym okresem zmiany kierunku przezierności przegrody, zwłaszcza z powierzchnią refleksyjną, jest pora zapadania zmierzchu i pora świtu. Z reguły ważną wytyczną przy projektowaniu szklanej ściany osłonowej jest możliwość aktywnego sterowania przeziernością lub zastosowanie rozwiązań pasywnych. Jednym z dostępnych rozwiązań umożliwiających sterowanie własnościami optycznymi przeszklenia są żaluzje zewnętrzne, ruchome rolety lub blendy. Ich rolą jest mechaniczne zmniejszenie stopnia transmisji światła (przezierności) przez zasłonięcie części obrazu. Przydatne jest

również przy ograniczeniu oślnienia światłem dziennym, którego jasność może wynosić nawet 5000 lx.¹³ Ze względu na zmienny charakter nasłonecznienia przestawność jest ważna dla uzyskania optymalnych efektów zacinania płaszczyzny szkła. Sterowanie może odbywać się automatycznie lub ręcznie.¹⁴ Rolety z możliwością szczelnego zamknięcia mogą poprawić bilans strat ciepła przez powierzchnię okna.

Innym rozwiązaniem pozwalającym zdalnie zmieniać właściwości optyczne oszklenia są zintegrowane powłoki ciekłokrystaliczne lub pizoelektryczne. Warstwa aktywna reaguje na zmiany napięcia elektrycznego przyłożonego do styków. Przepływ prądu polaryzuje cząstki zapewniając całkowitą przejrzystość przegrody. Odłączenie zasilania umożliwia natychmiastowy powrót do chaotycznego układu cząstek. Sytuacja tak powoduje powstawanie załamań światła i znaczące ograniczenie przejrzystości optycznej przegrody. Nadal możliwy jest jednak transport blasku przez przegrodę. Nie bez znaczenia pozostają również dodatkowe walory estetyczne, pozwalające podnieść prestiż i odbiór budynku, w którym zastosowano rozwiązania aktywne, ze względu na jego zmienność w czasie.

Pośród rozwiązań zmiennych można przywołać również stosowanie warstw termotropowych (zmieniających się pod wpływem temperatury – np. ciepła ciała ludzkiego i reakcji na dotyk) fototropowych (reagujących na ilość światła) lub np. reagujących na zmiany ciśnienia.

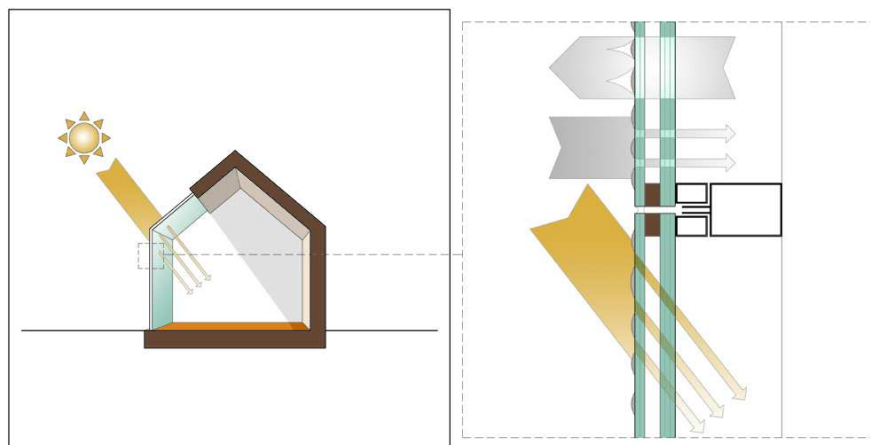


Rys. 5. Elektryczne sterowanie przeziernością oszklenia w ścianie osłonowej – opracowanie własne

Fig. 5. Electric controlled translucency in the curtain wall glazing – authors work

¹³ Złowodzki M.: *O środowisku architektonicznym pracy biurowej*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992, s. 210

¹⁴ Żurawski J.: *Ośłony przeciwsłoneczne cz. I*. Energia i budynek 03/2010, s. 28



Rys. 6. Nadruk na powierzchni szkła – opracowanie własne

Fig. 6. Printing on a glass surface – authors work

Odmienne podejście do kwestii wglądu przez przegrodę przeszkloną prezentują rozwiązania stosujące nadruk na powierzchni szyb. Technologia bierna umożliwia wprowadzenie stałego stopnia ograniczenia transmisji światła poprzez naniesienie sitodruku. Nieprzejrzyste krople farby ograniczają powierzchnie przejrzystą szkła. Dodatkowym walorem tego rozwiązania jest możliwość stosowania tego typu rozwiązań jako antypoślizgowości tafli szklanych przy aplikacjach poziomych.

4. Wnioski i perspektywy rozwoju

Możliwości konstrukcyjne wznoszenia przeszklonych ścian osłonowych zbliżyły się do granic rozwoju. Systemy szklenia bezramowego pozwalają przy zachowaniu dużej transparentności przekrywać duże powierzchnie. Jest to pole do dalszej ewolucji, natomiast już obecnie możliwe jest wznoszenie form architektonicznych bazujących na wrażeniu dematerializacji części budynku. Transparentność obiektów architektonicznych świadczy o ich nowoczesności. Nowe technologie będą wpływać na rozwój estetyczny przeszklonych fasad, natomiast dziedziną podlegającą ekspansywnemu rozwojowi staną się badania i rozwiązania techniczne wykorzystujące szkło jako sztywny nośnik kształtu. Integrowanie warstw w szybach zespolonych pozwoli wykorzystywać produkty szklane jako efektywne termoizolacje, bariery wizualne, fasady aktywne multimedialnie oraz dwuwarstwowe struktury adaptujące wymagania środowiskowe wewnątrz do warunków zmiennych. Przestrzeń buforowa będzie magazynem energii, służyć dla zanieczyszczeń i hałasu oraz barierą pożarową. Aktywne warstwy wmontowane pomiędzy szyby odpowiadać będą za produkcję¹⁵ i dystrybucję energii na

¹⁵ Pietruszko S.M.: Systemy fotowoltaiczne (cz. 1). Energia i Budynek 03/2010, s. 22

potrzeby budynku, będą reagować na wymagania natężenia oświetlenia, temperatury i przezierności. Solarna aktywacja fasad umożliwi wykorzystanie przestrzeni płaskich do regulowania bilansu cieplnego budynków¹⁶ i będzie umożliwiała uzyskanie samowystarczalności budynku. Przeszkłone ściany osłonowe nie posiadają przeciwwskazań do stosowania ich w budownictwie mieszkaniowym. Adaptacja rozwiązań technicznych przebiega w sposób zadowalający, i coraz więcej dużych przeszkleń montowanych jest w realizacjach domów i apartamentowców. Należy podkreślić konieczność szerokiego spojrzenia na problem projektowania szklanych fasad w architekturze mieszkalnej. Znalezienie odpowiednich proporcji pomiędzy doświetleniem a przegrzaniem pomieszczeń, przeziernością ściany osłonowej a wychładzaniem pomieszczeń, problemami akustyki, bezpieczeństwa pożarowego, wentylowania wewnątrz i proporcji przeszkleń wymaga wielobranżowej współpracy już na etapie projektowania. Wstępny dobór rozwiązań zależy od układu funkcjonalnego i gabarytu budynku – przewidywanej kubatury i ilości kondygnacji. Złożoność problematyki związanej z utrzymaniem względnie stałego środowiska wewnętrznego sprawia, że projektuje się właściwie system dystrybucji i dozowania energii cieplnej i świetlnej do wnętrza pomieszczeń mieszkalnych w czasookresach dobowych, tygodniowych czy kwartalnych. Wszystkie decyzje o podłożu estetycznym, niepoprzedzone konsultacjami i parametryzowaniem przestrzeni przesłanianej szkleniem, wydają się być skazane na niepowodzenie pod kątem uzyskania komfortu środowiskowego we wnętrzu pomieszczeń mieszkalnych.

Literatura

- [1] Altomonte S.: Daylight and the occupant. Visual and Physio-psychological well-being in built environments. Plea2009 – 26th Conference on Passive and Low Energy Quebec City, 2009.
- [2] Behling S.: Fuchs A., Peters S.: Transparente Experimente – Projekte aus Forschung und Entwicklung, Detail nr. 7/8, 2009, Munchen 2009, s. 762-774.
- [3] Brzezicki M.: Podwójne fasady – zdrowe budynki, Materiały II Sympozjum „Architektura i Technika a Zdrowie” Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2004, s. 35.
- [4] Kuczia P.: Architektura pomiędzy „Sun block” i „summer look”. Materiały V Sympozjum „Architektura i Technika a Zdrowie”, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej 2007, s. 167.
- [5] Lis A.: Wielkość powierzchni przeszklonych a wskaźniki komfortu cieplnego ludzi. Energia i Budynek, 12/2009, s. 16.
- [6] Loughran P.: Falling glass: problems and solutions in contemporary architecture, Wyd. Birkhauser, Basel 2003.
- [7] Michałowski T.: Szkło o zmiennej przezierności, Świat Szklania 4/2013.
- [8] Molter P.: Techniques for Bending Glass, w: Detail nr. 1+2/2011, s. 80-86.
- [9] Nowak Ł.: Nowak H.: Wpływ wybranych charakterystyk przegrody przeszklonej na bilans cieplny pomieszczenia biurowego. Energia i Budynek 11/2009, s. 23.

¹⁶ Behling S., Fuchs A., Volz T.: Solare Architektur – Forschung und Entwicklung, Detail 6/2007, s. 666-669

- [10] Pietruszko S.M.: Systemy fotowoltaiczne (cz. 1). *Energia i Budynek* 03/2010, s. 22.
- [11] Przewodnika po Szkle SAINT-GOBAIN GLASS, 2009.
- [12] Schittich Ch.: *In Detail: Building Skins*, Birkhäuser, Basel, Boston-Berlin 2006, s. 30.
- [13] Sowa J.: Kształtowanie założonego poziomu jakości środowiska w budynkach biurowych: *Budynek Inteligentny*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2010, s. 154.
- [14] Tymkiewicz J.: Funkcje ścian zewnętrznych w aspektach badań jakościowych. Wpływ rozwiązań architektonicznych elewacji na kształtowanie jakości budynku, *Monografia*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2012.
- [15] YAWAL, Karta techniczna producenta System (45.E0 07/08)–Fasada 50 EI60.
- [16] Złowodzki M.: O środowisku architektonicznym pracy biurowej. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992, s. 210.
- [17] Żurawski J.: Osłony przeciwsłoneczne cz. I. *Energia i budynek* 03/2010, s. 28.

IMPACT OF GLAZED CURTAIN WALLS ON COMFORT IN RESIDENTIAL INDOOR ENVIRONMENT - SELECTED ASPECTS

Summary

The use of glass curtain walls in residential buildings is more frequent practice. These solutions have many advantages - especially aesthetic - but the wrong application expose many problems in use and provides to strong influence on the quality of the internal environment. Few aspects of use of large glazing are listed and discussed in terms of impact on residential indoor comfort . Paper uses analogies and comparisons to recognized phenomenons occurring in other types of buildings and analyzed them taking into account the specificities of housing. The work attempts to determine the components of the internal environment comfortable living spaces, presenting it in terms of measurable and immeasurable. In an analysis of the factors author takes into account the impact of psychological and physical and social context of raised issues. Among the aspects of the application of the partitions paper discusses issues related to fire safety , energy issues and the translucency of glass surfaces . The article describes the technology of construction and specific technical solutions that take advantage of large glazed areas and ensuring limiting adverse effects on indoor environmental quality . Another goal of this work is also to draw attention to the need for a broad perspective on the issues of the use of this type of curtain walls, especially in residential buildings. The complexity of conditions and a wide range of mutual interaction, increases the complexity of the technical documentation forcing the interdisciplinary consultation at an early stage of design . The author attempts to describe the solutions and determine the suitability of fields of application basing on the various design guidelines.

Keywords: fire safety of glazing, heat accumulation, the privacy of the glass partitions, gains and losses of heat through the glazing

Przesłano do redakcji: 28.10.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.133

Robert WIERZBICKI¹

ZASTOSOWANIE MODELOWANIA MATEMATYCZNEGO W PROJEKTOWANIU MODERNIZACJI SYSTEMÓW ZAOPATRZENIA W WODĘ NA PRZYKŁADZIE SYSTEMU WODOCIĄGOWEGO GMINY ZATOR (część I)

Artykuł przedstawia praktyczne zastosowanie metod modelowania matematycznego z wykorzystaniem specjalistycznego oprogramowania inżynierskiego w procesie projektowania modernizacji istniejących systemów wodociągowych na etapie projektu koncepcyjnego. Prezentowane analizy numeryczne dotyczą systemu zaopatrzenia w wodę gminy Zator. Planowana modernizacja systemu związana jest z powstaniem na terenie Zatora Strefy Aktywności Gospodarczej Małopolski Zachodniej (SAG). Znaczący wzrost przewidywanego zapotrzebowania na wodę oraz wynikająca stąd potrzeba powstania dodatkowych ujęć wody w sposób zasadniczy wpłynie na pracę poszczególnych obiektów wodociągowych oraz samej sieci wodociągowej. Lokalizacja nowego ujęcia w stosunku do ujęć będących obecnie w eksploatacji spowoduje zmianę dotychczasowych kierunków i natężenia przepływu wody w poszczególnych odcinkach sieci, wpłynie na zmianę sposobu pracy zbiorników zapasowo-wyównawczych, a także wymagane wydajności pompowni wodociągowych. Celem przeprowadzonych analiz numerycznych jest zbadanie jak będzie pracował system w nowych warunkach eksploatacyjnych, określenie niezbędnych parametrów technicznych poszczególnych obiektów i urządzeń oraz znalezienie optymalnego rozwiązania docelowego zapewniającego sprawne funkcjonowanie całego systemu w nowych warunkach eksploatacyjnych zarówno pod względem technicznym jak i kosztów jego eksploatacji. Wnioski wynikające z tego typu analiz są zbiorem wytycznych dla opracowania projektu budowlano-wykonawczego.

Słowa kluczowe: modelowanie sieci wodociągowych, projektowanie sieci wodociągowych, analizy numeryczne, zapotrzebowanie na wodę

¹ Robert Wierzbicki, Instytut Inżynierii Środowiska, Państwowa Wyższa Szkoła Wschodnioeuropejska, ul. Żołnierzy I Armii Wojska Polskiego 1E, 37-700 Przemyśl, tel. 16-7355252, e-mail: r.wierzbicki.12@gmail.com

1. Wprowadzenie

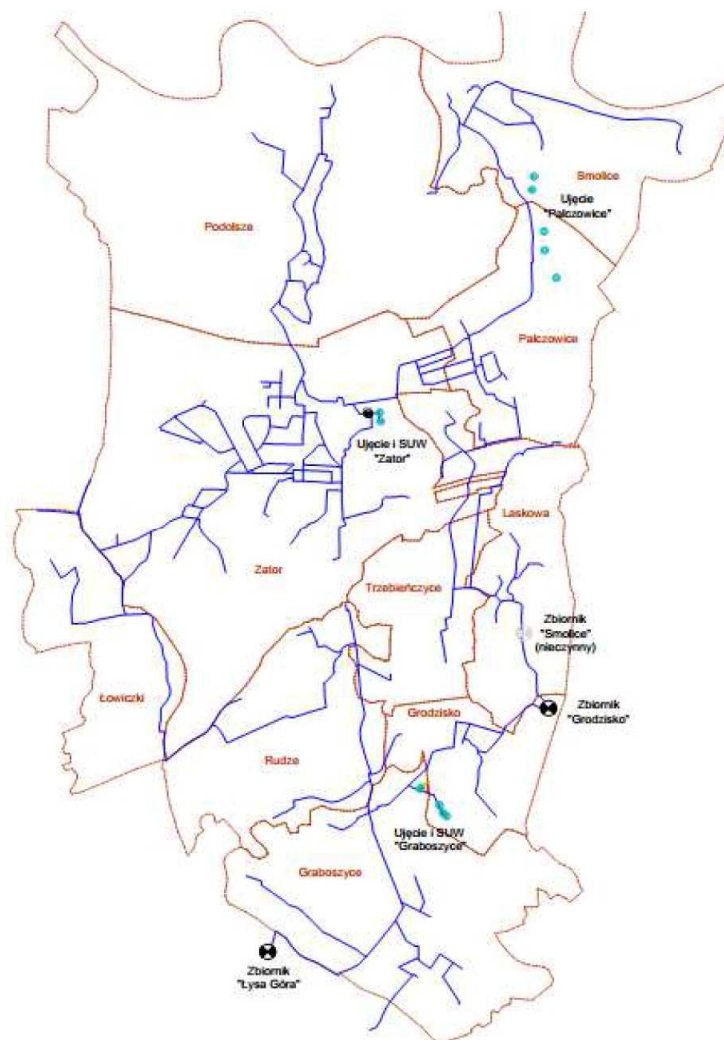
Rozwój technik komputerowych przyczynił się do powstania szeregu narzędzi obliczeniowych, pozwalających na efektywne wspomaganie prac projektowych oraz dogłębną analizę funkcjonowania skomplikowanych systemów technicznych, w tym również systemów zaopatrzenia w wodę (SZW) [1]. Badania tego rodzaju wykonywane z wykorzystaniem metod komputerowych pozwalają na objęcie szerszego spektrum analizowanych zagadnień i uzyskanie większej ilości alternatywnych rozwiązań, z których na drodze racjonalnej selekcji można wyodrębnić te, które najlepiej spełniają założone kryteria techniczne, ekonomiczne, czy też niezawodnościowe.

Wśród algorytmów numerycznych pozwalających na obliczenia lub modelowanie pracy systemów wodociągowych na szczególną uwagę zasługują te, które posiadają zdolność odwzorowania zmiennych warunków pracy systemu. W odróżnieniu od klasycznych metod obliczeniowych, które dają możliwość obliczenia charakterystycznych parametrów pracy systemu wyłącznie dla ściśle określonych warunków zasilania oraz poboru wody, metody symulacyjne, uwzględniające m.in. dynamikę zmian wielkości dostawy wody z ujęć oraz jej poboru przez odbiorców, dostarczają o wiele więcej informacji o sposobie jego funkcjonowania w różnych warunkach eksploatacyjnych. Zastosowanie metod symulacyjnych opartych na modelach matematycznych poszczególnych składowych systemu wodociągowego wymaga jednak zgromadzenia znacznie większej ilości danych wejściowych, a jakość uzyskiwanych wyników jest w tym wypadku ściśle związana ze stopniem dokładności odwzorowania badanego systemu wodociągowego.

W dalszej części artykułu zaprezentowano przykład praktycznego wykorzystania modelowania matematycznego dla znalezienia optymalnego rozwiązania sposobu niezbędnej modernizacji systemu wodociągowego gminy Zator, związanej z powstaniem oraz przewidywanym dalszym rozwojem Strefy Aktywności Gospodarczej Małopolski Zachodniej.

2. Ogólna charakterystyka systemu zaopatrzenia w wodę gminy Zator oraz założeń jego modernizacji

System wodociągowy na terenie gminy Zator obejmuje swym zasięgiem miasto Zator oraz sołectwa: Graboszyce, Grodzisko, Laskowa, Łowiczki, Palczowice, Podolsze, Rudze, Smolice oraz Trzebieńczyce (rys. 1). Z wodociągu korzysta obecnie ok. 7350 osób, co stanowi ok. 80% ogólnej liczby mieszkańców gminy. Łączne zapotrzebowanie na wodę kształtuje się średnio na poziomie ok. 1200 m³/d.



Rys. 1. Ogólny plan sieci wodociągowej na terenie gminy Zator z zaznaczeniem lokalizacji istniejących obiektów wodociągowych oraz podziału administracyjnego gminy

Fig. 1. General plan of the water supply system in Zator municipality including location of existing water supply facilities and administrative division of the municipality

Głównym źródłem zaopatrzenia wodociągu jest ujęcie wody podziemnej zlokalizowane na terenie sołectwa Grodzisko wraz ze stacją uzdatniania wody „Graboszyce”. Zgodnie z warunkami pozwolenia wodnoprawnego ujęcie wykonane w postaci studzien szybowych jest w stanie dostarczyć maksymalnie $1440 \text{ m}^3/\text{d}$ z wydajnością eksploatacyjną nie większą niż $60 \text{ m}^3/\text{h}$ [2, 4]. Uzdatniona woda gromadzona jest na terenie SUW w zbiorniku wody czystej o pojemności 50 m^3 , skąd tłoczona jest do zbiorników zapasowo-wyrównawczych

„Łysa Góra” i „Grodzisko” za pomocą zespołu pomp typu PJM o następujących wydajnościach: pompa P1 – 35 m³/h, pompa P2 – 59 m³/h, pompa P3 – 61 m³/h. Pompownia zlokalizowana jest na rzędnej 237,2 m n.p.m., a ciśnienie wyjściowe wynosi ok. 6,0 barów.

Zbiornik wyrównawczy „Łysa Góra” zlokalizowany jest na terenie przysiółka Ochoc, na zachód od Graboszyc. Pojemność zbiornika wynosi 2×300 m³ przy maksymalnej wysokości napełnienia równej 3,65 m sł.w. Dno zbiornika znajduje się na rzędnej 289,13 m n.p.m.

Zbiornik „Grodzisko” zlokalizowany jest w północno-wschodniej części sołectwa Grodzisko na rzędnej 289,30 m n.p.m. (rz. dna). Pojemność zbiornika wynosi 2×125 m³ przy maksymalnej wysokości napełnienia równej 2,5 m sł.w.

Oba wymienione zbiorniki zlokalizowane są w południowej, wyżej położonej części gminy.

Na terenie gminy istnieje również „stare” ujęcie wody podziemnej w Zatorze, położone na lewym brzegu Skawy, na wschód od centrum miasta. Obecnie jest ono wyłączane z eksploatacji, a w najbliższej przyszłości nie planuje się jego rozbudowy lub modernizacji. W pobliżu ujęcia zlokalizowana jest nieczynna SUW wraz ze zbiornikiem kontaktowym o pojemności 100 m³ i pompownią wody czystej wyposażonej w dwie pompy PJM o mocy 15 kW.

Uzdatniona woda dostarczania jest do odbiorców za pomocą sieci wodociągowej powstałej na przestrzeni ostatnich 40 lat, wykonanej w przeważającej większości z PCV ze stosunkowo niewielkim udziałem przewodów stalowych i żeliwnych. Łączna długość przewodów magistralnych i rozdzielczych o średnicach 90 mm i większych wynosi ok. 80 km. Największą średnicą (200 mm) cechują się przewody na odcinku pomiędzy SUW „Graboszyce” i zbiornikiem „Łysa Góra” oraz SUW „Graboszyce” – wieś Rudze.

Zróżnicowanie wysokościowe obszaru zasilania jest stosunkowo niewielkie i wynosi ok. 70 m. Najniżej położona, północna część wodociągu znajduje się na rzędnych ok. 220,00-225,00 m n.p.m., natomiast wyżej położona, południowa sięga wysokości ok. 290,00 m n.p.m.

Istotny wpływ na przyszłą pracę systemu wodociągowego będzie miał rozwój Stref Aktywności Gospodarczej i związany z tym wzrost zapotrzebowania na wodę. Zgodnie z prognozami zawartymi w opracowaniu pt.: Wskaźnik Produktu Nr 1 w Projekcie „Przygotowanie dokumentacji dla powstającej w Zatorze Strefy Aktywności Gospodarczej Małopolski Zachodniej” [5] w 2030 r. łączne średniodobowe zapotrzebowanie na wodę dla gminy Zator może wynieść netto około 3150 m³/d. Uwzględniając zużycie własne wodociągu oraz straty wody w trakcie jej dystrybucji, wartość ta może osiągnąć blisko 3620 m³/d (tj. ok. 150,8 m³/h). W celu pokrycia zwiększonego zapotrzebowania na wodę planowane jest uruchomienie nowego ujęcia wody podziemnej w rejonie miejscowości Rabusiowice. Wyniki dotychczas przeprowadzonych badań hydrogeologicznych wskazują, że jego wydajność pozwoli na pełne pokrycie przewidywanego zapotrzebowania na wodę do 2030 r.

Zmiana głównego kierunku zasilania oraz wzrost ilości transportowanej siecią wody zmieni jednak dotychczasowy sposób pracy całego systemu wodociągowego. Przynajmniej w części sieci ulegną zmianie kierunki oraz natężenia przepływu wody, a rozpoznanie rodzaju i skali tych zmian wymaga przeprowadzenia odpowiednich analiz numerycznych. Podstawowym celem badań modelowych jest określenie optymalnego pod względem funkcjonalnym, niezawodnościowym i ekonomicznym sposobu modernizacji systemu zaopatrzenia w wodę gminy Zator w perspektywie najbliższych 15 lat, uwzględniającego przewidywany rozwój mieszkalnictwa, usług i przemysłu na tym obszarze ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb Stref Aktywności Gospodarczej.

3. Modele zapotrzebowania na wodę

3.1. Wprowadzenie

Podstawą do stworzenia numerycznego modelu sieci wodociągowej i dalszych analiz jego funkcjonowania jest zbudowanie odpowiednio dokładnego modelu zapotrzebowania na wodę. Modelem zapotrzebowania na wodę określane jest cyfrowe odwzorowanie lokalizacji przestrzennej, wielkości średniej oraz zmienności w czasie poborów wody z sieci wodociągowej przez poszczególnych odbiorców lub grupy odbiorców (np. mieszkalnictwo, usługi, przemysł itd.). Każdy z takich odbiorców, o określonej wartości średniej ilości wody pobieranej w ciągu doby, opisywany jest właściwym rozkładem godzinowym obrazującym zmienność wielkości tego poboru w poszczególnych godzinach doby oraz przyporządkowywany jest do konkretnej lokalizacji w systemie wodociągowym (punkt podłączenia do sieci wodociągowej). Modele zapotrzebowania na wodę stanowią integralną składową modeli hydraulicznych i poza wskazaniem lokalizacji i wielkości poszczególnych odbiorów obrazują również dynamikę ich zmian w ciągu określonej doby (np. o średnim lub maksymalnym poborze wody) na całym obszarze objętym zasięgiem wodociągu.

Dla potrzeb omawianego zadania zbudowano dwa modele zapotrzebowania na wodę. Opisują one stan istniejący oraz przewidywane zapotrzebowanie na wodę w perspektywie roku 2030. Do ich opracowania, ze względu na rodzaj dostępnych danych, wykorzystano metodę wskaźników scalonych, łączących w sobie jednostkowe wskaźniki zapotrzebowania na wodę dla różnych celów jej użytkowania w przeliczeniu na jednego mieszkańca, uzupełniając je wskaźnikami szczegółowymi dla większych odbiorców o charakterze usługowym lub przemysłowym.

3.2. Model zapotrzebowania na wodę dla stanu istniejącego

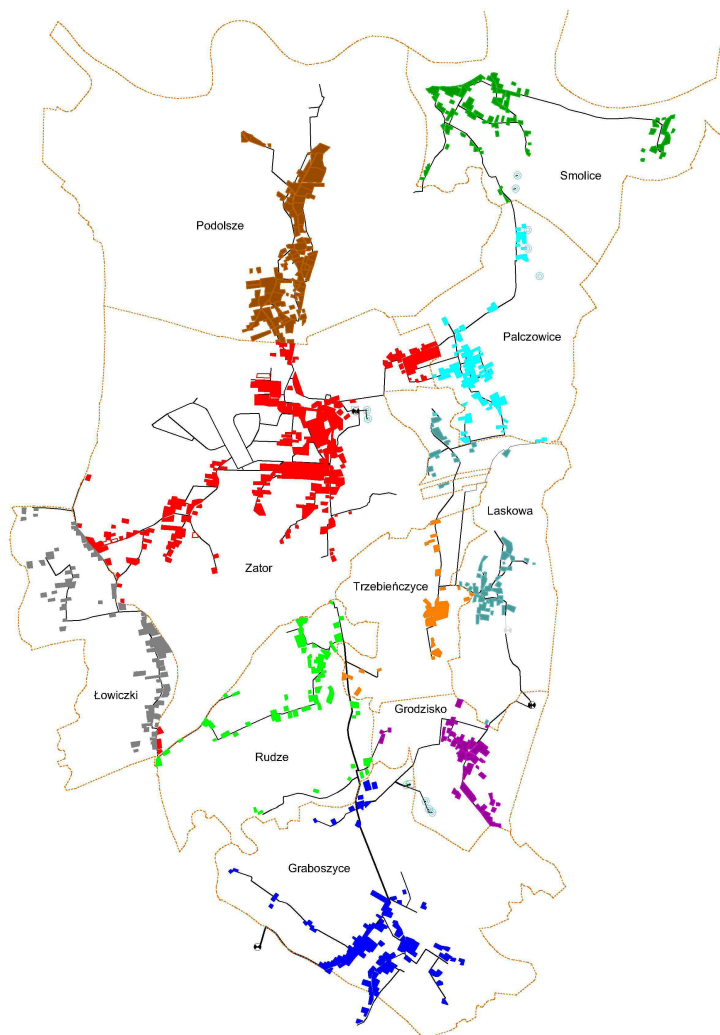
Podstawą opracowania modelu zapotrzebowania na wodę dla gminy Zator dla stanu istniejącego (2014 r.) były dane obejmujące wielkość sprzedaży wody w poszczególnych jednostkach administracyjnych (sołectwach) i mieście Zato-

rze na przestrzeni roku 2013 oraz pierwszych ośmiu miesięcy 2014 r. wraz z danymi o liczbie mieszkańców na terenie sołectw oraz wyszczególnieniem większych odbiorców o charakterze usługowym i przemysłowym.

Każdą jednostkę administracyjną gminy potraktowano jako odrębną jednostkę strukturalną. Na terenie poszczególnych sołectw wydzielono obszary zabudowy i obliczono ich powierzchnię. Obszary zabudowy zostały podzielone na tzw. powierzchnie cząstkowe, które przyporządkowano do odpowiednich węzłów sieci (rys. 2). Każdej jednostce strukturalnej przyporządkowano właściwe wskaźniki gęstości zaludnienia oraz wartości wskaźników jednostkowych dla poszczególnych celów użytkowania wody, dające w efekcie wartość wskaźnika scalonego adekwatnego dla ilości wody dostarczonej odbiorcom na danym terenie oraz przybliżonej liczby osób korzystających z wodociągu. Zmienność poboru wody w ciągu doby dla każdej z grup odbiorców występujących na obszarze danej jednostki strukturalnej opisano odpowiednimi rozkładami godzinowymi zgodnie z „Wytycznymi do programowania zapotrzebowania na wodę i ilości ścieków w miejskich jednostkach osadniczych” [6].

Wartość wskaźnika strat wody i zużycia własnego wodociągu ustalono na podstawie danych o ilości wody wyprodukowanej i dostarczonej odbiorcom (sprzedanej). Dla roku 2013 wartości te wyniosły odpowiednio: $Q_{\text{prod.}} = 1189 \text{ m}^3/\text{d}$, $Q_{\text{zbyt}} = 847,7 \text{ m}^3/\text{d}$. Średnią wartość wskaźnika strat i zużycia własnego dla całego obszaru zasilania przyjęto na poziomie 40,26% ilości wyprodukowanej wody. Wyliczona wartość współczynnika strat i zużycia własnego nie odbiega w sposób drastycznych od przeciętnej dla wielu małych i średnich systemów wodociągowych na terenie Polski, jest jednak bardzo wysoka. Przyczynami takiego stanu rzeczy może być znaczne zużycie wody na cele technologiczne (płukanie filtrów, płukanie przewodów wodociągowych itp.), nieszczelności i wycieki wody lub nieopomiarowany pobór wody.

Według danych z okresu styczeń-sierpień 2014 r. wielkość produkcji wody w tym czasie wyniosła 1121 m^3 , co stanowi istotny wzrost w stosunku do roku 2013. Według szacunkowych obliczeń przeprowadzonych na podstawie powyższych danych, sumaryczna produkcja wody na przestrzeni 2014 r. powinna wynieść ok. $1650\text{-}1680 \text{ m}^3$. Wielkość tę przyjęto jako podstawę do opracowania przestrzennego modelu zapotrzebowania na wodę dla stanu istniejącego.



Rys. 2. Obszary zabudowy (powierzchnie cząstkowe) na terenie poszczególnych sołectw (jednostek strukturalnych) zaopatrywane w wodę z sieci wodociągowej

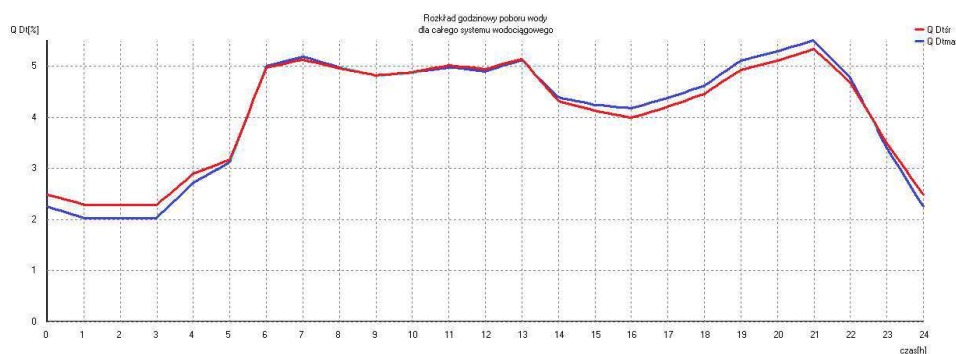
Fig. 2. Areas of development (partial areas) in selected villages (structural units) supplied by waterworks

Wyniki obliczeń bilansu zapotrzebowania na wodę brutto dla stanu istniejącego przedstawiono w tabeli 1. Uzyskane wartości wynikowe są jednocześnie miarą dopasowania modelu zapotrzebowania do rzeczywistych wielkości dostawy i zużycia wody. W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano m.in. przebiegi rozkładów godzinowych poboru wody w dobach o średnim i maksymalnym zapotrzebowaniu na wodę (rys. 3).

Tabela 1. Bilans zapotrzebowania na wodę dla gminy Zator dla stanu istniejącego (2014 r.)

Table 1. Water demand in Zator municipality (existing conditions – 2014)

Wskaźnik	Wartość
Średnie zapotrzebowanie dobowe $Q_{d\text{śr}}$	1 656 m ³ /d
Maksymalne zapotrzebowanie dobowe $Q_{d\text{max}}$	2 017 m ³ /d
Minimalne zapotrzebowanie godzinowe $Q_{h\text{min}}$	7,92 dm ³ /s
Średnie zapotrzebowanie godzinowe $Q_{h\text{śr}}$	23,35 dm ³ /s
Maksymalne zapotrzebowanie godzinowe $Q_{h\text{max}}$	30,87 dm ³ /s
Straty i zużycie własne wodociągu	475 m ³ /d
Współczynnik nierównomierności godzinowej N_h	1,32
Współczynnik nierównomierności dobowej N_d	1,21



Rys. 3. Histogramy rozkładów godzinowych zmienności poboru wody dla doby średniej i maksymalnej dla całego systemu wodociągowego (stan istniejący) wyznaczone w wyniku obliczeń

Fig. 3. Histograms of water demand variation in hourly schedules during days of average and maximal demand for the entire water supply system (existing conditions) determined by calculation

3.3. Model zapotrzebowania na wodę dla okresu perspektywicznego

Według analiz prognostycznych przeprowadzonych w oparciu o zapisy planu zagospodarowania przestrzennego gminy Zator [3] ustalono, że w okresie do roku 2030 należy spodziewać się istotnego wzrostu zapotrzebowania na wodę w stosunku do stanu obecnego. Związane to będzie przede wszystkim z rozwojem Strefy Aktywności Gospodarczej Małopolski Zachodniej oraz wzrostem liczby użytkowników indywidualnych korzystających z wodociągu.

W opracowaniu pt.: Wskaźnik Produktu Nr 1 w Projekcie „Przygotowanie dokumentacji dla powstającej w Zatorze Strefy Aktywności Gospodarczej Mało-

polski Zachodniej” [5] przyjęto, że realny przyrost liczby mieszkańców gminy w analizowanym okresie będzie utrzymywał się na poziomie 5‰ rocznie, wliczając w to również procesy migracyjne związane z rozwojem przemysłu i usług na terenie gminy. Jednocześnie założono, że w roku 2030 miarodajna wartość scalonego wskaźnika jednostkowego zapotrzebowania na wodę, uwzględniającego potrzeby mieszkalnictwa, obiektów użyteczności publicznej, drobnych usług i rzemiosła oraz rolnictwa wyniesie ok. $120 \text{ dm}^3/\text{mk}^*\text{d}$, a wskaźnik liczby użytkowników korzystających z wodociągu utrzyma się na obecnym poziomie ok. 80% ogólnej liczby mieszkańców.

W obliczeniach uwzględniono również: planowane powstanie na terenie Zatora osiedla mieszkaniowego (7 budynków wielorodzinnych) wraz zapleczem usługowym o łącznej liczbie mieszkańców równej 1235 osób, rozwój zabudowy jednorodzinnej na terenie osiedla Blich o przewidywanej liczbie 580 mieszkańców, dostawę wody na potrzeby CH „Podlipki” i Centrum Aktywizacji Zawodowej, a także dwa obiekty hotelowe o łącznej liczbie 300 miejsc. Dane liczbowe obrazujące powyższe założenia przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Zestawienie przewidywanej liczby odbiorców oraz łącznej wielkości poboru wody na potrzeby mieszkalnictwa, obiektów użyteczności publicznej, drobnych usług, rzemiosła i rolnictwa na terenie sołectw gminy Zator z wyłączeniem poboru wody na obszarze SAG

Table 2. Expected number of customers and total volume of water demand for housing, public facilities, small services, craft and agriculture in the villages of Zator municipality excluding water demand in SAG area

Sołectwo	Obecna liczba mieszkańców (2014 r.) [mk]	Przewidywana liczba mieszkańców (2030 r.) [mk]	Przewidywana liczba użytkowników wodociągu (2030 r.) [mk]	Wskaźnik jednostkowy scalony (bez SAG) [$\text{dm}^3/\text{mk}^*\text{d}$]	Łączne dobowe zapotrzebowanie na wodę (bez SAG) $Q_{\text{dśr}}$ [m^3/d]
m. Zator	3681	5500	4760	123,0	585,5
Graboszyce	668	810	648	120,0	77,7
Grodzisko	479	519	415	120,0	49,8
Laskowa	512	450	360	120,0	43,2
Łowiczki	466	550	440	120,0	52,8
Palczowice	317	514	412	120,0	49,4
Podolsze	1419	1521	1217	120,0	146,0
Rudze	483	500	400	120,0	48,0
Smolice	754	717	574	120,0	68,9
Trzebieńczyce	3681	340	272	120,0	32,7
suma lub średnia:	9195	11422	9500	120,3	1154,0

Odrębną kwestią jest wielkość przewidywanego łącznego zapotrzebowania na wodę przez potencjalnych odbiorców na terenie SAG. Według cytowanego wyżej opracowania w roku 2030 łączne zapotrzebowanie na wodę na terenie SAG może wynieść $1872 \text{ m}^3/\text{d}$ w dobie średniej, a przy uwzględnieniu współ-

czynnika nierównomierności dobowej $N_d=1,15$ wartość zapotrzebowania w dobie o maksymalnym poborze wody może sięgnąć $2153 \text{ m}^3/\text{d}$. Powyższe wartości są wartościami netto bez uwzględnienia strat wody i zużycia własnego wodociągu. W porównaniu z ilością wody pobieranej przez wszystkich pozostałych odbiorców jest to wielkość blisko dwukrotnie większa.

Pomimo uzasadnionych przesłanek, na podstawie których ustalono powyższe wartości, należy traktować je z pewną ostrożnością, gdyż na obecnym etapie nie jest jeszcze znana dokładna liczba oraz rodzaj odbiorców na terenie SAG w okresie perspektywicznym (2030 r.). Prawdopodobnie rzeczywista wartość poboru wody będzie mniejsza, lecz obecnie trudno ocenić w jakim stopniu.

Poza istniejącą zabudową mieszkaniową oraz obiektami usługowymi i przemysłowymi w modelu zapotrzebowania na wodę dla roku 2030 uwzględniono obszary przyszłej zabudowy mieszkaniowej przewidziane w planie zagospodarowania przestrzennego [3] oraz pobór wody na terenie SAG w ilości zgodnej z przyjętymi założeniami. Współczynnik strat i zużycia własnego wodociągu przyjęto na poziomie 28,7% na obszarze istniejącej sieci wodociągowej oraz 15% na terenie SAG i nowych obszarów przewidzianych pod zabudowę.

Zastawienie wyników obliczeń wielkości zapotrzebowania na wodę (brutto) dla 2030 r., będących podsumowaniem liczbowym procesu tworzenia przestrzennego modelu zapotrzebowania przedstawiono w tab. 3, a na rys. 4 pokazano przebiegi rozkładów godzinowych dla całego systemu wodociągowego dla dób o średnim i maksymalnym poborze wody.

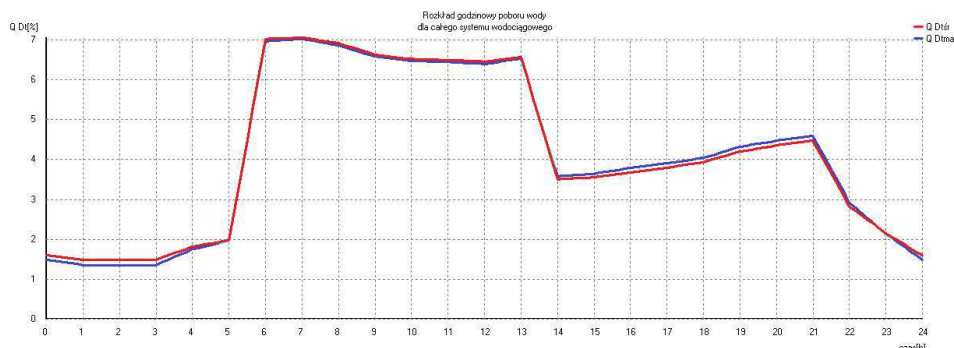
Jak widać na powyższym wykresie rozkład godzinowy poboru wody zdominowany jest przez odbiorców o charakterze przemysłowym z niewielkim tylko wpływem pozostałych użytkowników wodociągu. Rozkład ten jest znacząco różny od rozkładu dla stanu istniejącego (rys. 3) i będzie determinował przyszły sposób pracy całego wodociągu.

Tabela 3. Bilans zapotrzebowania na wodę dla gminy Zator dla perspektywy (2030 r.)

Table 3. Water demand in Zator municipality (2030 perspective)

Wskaźnik	Wartość
Średnie zapotrzebowanie dobowe $Q_{d\text{sr}}$	$3\,662 \text{ m}^3/\text{d}$
Maksymalne zapotrzebowanie dobowe $Q_{d\text{max}}$	$4\,409 \text{ m}^3/\text{d}^*$
Minimalne zapotrzebowanie godzinowe $Q_{h\text{min}}$	$11,41 \text{ dm}^3/\text{s}$
Średnie zapotrzebowanie godzinowe $Q_{h\text{sr}}$	$51,03 \text{ dm}^3/\text{s}$
Maksymalne zapotrzebowanie godzinowe $Q_{h\text{max}}$	$84,30 \text{ dm}^3/\text{s}$
Straty i zużycie własne wodociągu	$594 \text{ m}^3/\text{d}$
Współczynnik nierównomierności godzinowej N_h	1,65
Współczynnik nierównomierności dobowej N_d	1,2

* z uwzględnieniem strat na terenie SAG na poziomie 15% $Q_{d\text{sr}}$.



Rys. 4. Histogramy rozkładów godzinowych zmienności poboru wody dla doby średniej i maksymalnej dla całego systemu wodociągowego (perspektywa 2030 r.) uzyskane w wyniku obliczeń

Fig. 4. Histograms of water demand variation in hourly schedules during days of average and maximal demand for the entire water supply system (2030 perspective) determined by calculation

4. Podsumowanie

Proponuje się, aby na etapie projektu budowlanego przewidzieć sposób rozwiązania systemu zdalnego monitoringu technologicznego opartego na łączności bezprzewodowej. System ten powinien obejmować gromadzenie i rejestrację danych m.in. o: wydajności i wysokości ciśnień wyjściowych z SUW, poziomów napełnień zbiorników (technologicznych i sieciowych) oraz wartości ciśnienia w wybranych (newralgicznych) punktach sieci wodociągowej.

Literatura

- [1] Knapik K., Wierzbicki R., Płoskonka R.: Zastosowanie technik komputerowych w analizie funkcjonowania istniejących i projektowanych systemów zaopatrzenia w wodę, Materiały II Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej, Szczyrk 5-6 czerwiec 2003, strony 131 – 139.
- [2] Koncepcja programowa rozbudowy wodociągu: „Ujęcie wody, sieć wodociągowa i zbiorniki we wsi Grodzisko”. Opr.: Pracownia Projektowa Instalacyjno-inżynierska i wodno-melioracyjna, mgr inż. S. Korzuch, 1993.
- [3] Miejskowy Plan Zagospodarowania Przestrzennego dla Gminy Zator. Uchwała Rady Miejskiej w Zatorze nr XVI/96/07 z dnia 27.12.2007 r. wraz z późniejszymi zmianami MPZP w roku 2011.
- [4] Operat wodnoprawny ujęcia wody „Grodzisko”. Opr.: M. Szmyt, 2000.
- [5] Opracowanie pt.: Wskaźnik produktu nr 1 w projekcie „Przygotowanie dokumentacji dla powstającej w Zatorze strefy aktywności gospodarczej Małopolski zachodniej”. Opr.: ConspecT, 2012 r.
- [6] Wytyczne do programowania zapotrzebowania na wodę i ilości ścieków w miejskich jednostkach osadniczych. Ministerstwo Administracji, Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska. Warszawa 30 czerwca 1978 r.

IMPROVEMENTS DESIGNING OF WATER SUPPLY SYSTEMS ON THE EXAMPLE OF ZATOR MUNICIPALITY WATER SUPPLY SYSTEM

Summary

The article includes practical application of mathematical modeling techniques using specialized engineering software for designing improvements of existing water supply systems on stage of conceptual design. Presented numerical analysis was related to Zator municipality water supply system. The planned modernization of the system is caused by establishing in Zator Economic Activity Zone for Western Malopolska (SAG). A significant increase of predicted water demand and resulting need for additional water intakes fundamentally affects water supply network and related facilities. Localization of new water intake will change current water direction and flow. It will also change the way of exploitation of water tanks and required flow rate for pumping stations. The aim of described numerical analysis is to check how the system will work under new conditions as well as to define required technical parameters of particular objects and devices to find optimal functioning of the system in new conditions. Conclusions from this type of analysis is a set of guidelines for the building-executive project.

Keywords: numerical analysis, modeling of water supply systems, water supply, water system designing

Przesłano do redakcji: 30.05.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI: 10.7862/rb.2015.134

Justyna ZAMORSKA¹
Dorota PAPCIAK²
Monika ZDEB³

NEW METHOD FOR EVALUATION OF THE MICROBIOLOGICAL QUALITY OF WATER

Determination of the microbiological quality of water is one of the central tasks of environmental engineering. Reliability and accuracy of the results depends largely on the sampling system and the methodology carried signs. Typically, they are used traditional indirect methods, breeding: plate method or test tube fermentation. In the methods, seed stocks, it is assumed that each individual cell of bacteria transferred to a solid substrate colony grows. Thus, in fact, the result of the study determines the number of units capable of forming colonies, which is not equivalent to the amount of the living. Even larger errors are subject to the results of the analysis of test tube fermentation, which can only be the most probable number of bacteria in a given volume. It is therefore only estimating the number of microorganisms. Moreover, indirect methods are extremely time consuming (about 1 - 7 days of). Flow cytometry is an analytical technique that allows for the rapid measurement of scattered light and fluorescence signals emitted by cells exposed respectively. Allows for a qualitative and quantitative assessment of the physical and biological properties of the cells in a short time. The article presents the results of research on the amount of bacterial cells in different water: surface, groundwater, rainwater and tap water using flow cytometry and compare this results obtained with traditional methods of reference. The microbial results in all the tested waters by flow cytometry are much higher than the amount of the reported conventional methods.

Keywords: water bacteriology, bacterial plate count, drinking water, flow cytometry

1. Introduction

The assessment of the microbiological quality of water is one of the overarching environmental engineering task. The reliability and accuracy of the

¹ Corresponding author/Autor do korespondencji: Justyna Zamorska, Department of Water Purification and Protection, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, Rzeszów University of Technology, ul. Powstańców Warszawy 12, 17 865 1720, e-mail: jzamor@prz.edu.pl

² Dorota Papciak, Rzeszów University of Technology

³ Monika Zdeb, Rzeszów University of Technology

results depends largely on the sampling system and methodology which carries out determinations. Traditional methods are typically used: inoculation's plaque method balanced or fermentation-specimen method. In inoculations' methods we assume that from every single cell bacteria moved permanently to the ground there is a colony. Therefore, in fact, the result of the test specifies the number of units capable of colonization, which is not equivalent to the actual number of live bacterial cells in the water. It is estimated that only 60-90% of the bacteria in the water is active and living, and the other is inactive bacteria, which, however, in favourable conditions can develop [2]. Another source pays attention to that only an average of 1% of the bacteria in water can be used to grow in traditional methods [1]. Even larger errors are burdened with the results of the analyses of fermentation-specimen methods, which can be used to specify only the most likely number of bacteria in a given volume. So this is just estimating of the amount of microorganisms. In addition, breeding methods are extremely time consuming. The preparation and implementation of one analysis time about 3 hours, and the result is obtained only after about 1-7 days. However, water safety information in terms of a microbiological test shall be assessed primarily on the basis of the results of the traditional breeding research, enabling the growth of bacteria colony on nutrients [3]. There are different methods of farming of the microorganism, where all sorts of inoculation techniques and ground. The choice of medium, which is a source of microorganisms for nutritional food, energy and the environment life depends on their nutritional requirements, as well as the purpose of the test. [7,12]. In order to ensure that the multiplication of cells, i.e. (intensive) for the development of the population, you must also enable the appropriate culture conditions [7].

Traditional methods are commonly used to assess the health status of the waters, both in Poland and in the world. For some time applied microbiology found the modern technique for flow cytometry. Diagnostic method based on flow is much faster, and more versatile [3]. It enables the characteristics of qualitative and quantitative test cells [10]. It uses physical phenomena and chemical processes so you can quickly detect and make characterization of single-cell microorganisms [9].

Flow cytometry is a technique of analysis, which allows for a quick measurement of scattered light or fluorescence signals emitted by an appropriately exposed cells. Allows for qualitative and quantitative evaluation of the physical properties and biological cells in a short period of time. In addition to measurements of fluorescence intensity measurements are distributed injected dyes fluorochromes. Pigments in the cells may occur naturally, most often they are introduced to them by previous measurements of the colouring process. To this end, the fluorochromy is combined with the appropriate matching antibodies to antigens present on the surface of cells, and then are put into suspension of complexes: dye-antibody. At the time of measuring the radiation that has not dissipated, it can be absorbed by the fluorescent dye. It raised fluorochrome,

returns to the ground state energy and why it is accompanied by the emission of photons-fluorescence. The fluorescence can be detected in Green (FL1), Orange (FL2) and Red (FL3) [10]. In the microbiology of water, it is preferable to use fluorescent dye (520 nm), the intensity of the fluorescence is directly related to the content of nucleic acids in the cells to be detected, as well as green fluorescence (533 nm) [8]. This type of colours to distinguish organisms with high and low content of nucleic acid that is living, inactive [3].

The article presents the results of a study of bacterial cells in a variety of waters: surface water, groundwater, rainwater and water using flow cytometry and comparison of these values with those obtained by traditional reference methods.

2. Research methodology

To compare the amount of microorganisms the microbiological tests were carried out in the following waters:

- 1) surface water (Watering Place Gravel Rzeszów),
- 2) underground water (samples taken at different stages of the treatment process at the station in Wola Komborska),
- 3) tap water (a collection of Rzeszów),
- 4) rainwater collected on the outskirts of Rzeszów,
- 5) water from the indoor swimming pool in Przeworsk.

2.1. Traditional breeding methods

The number of bacteria of the heterotrophic species in 1 ml of water was described by deep-sea culture: after 24 hours of incubation at 37°C is a mesophylic and after 72 hours incubation at a temperature of 22°C – psychrophylic bacteria. In order to compare the development of microorganisms on different media used agar nutrient reference hereinafter referred to as the agar A and the agar R (enriched).

2.2. Determination of the quantity of microorganisms by flow cytometry

To carry out the study, we used flow cytometer: *CyFlow Cube 6* and fluorescent dye: *Sybr Green I*. [8]. The results obtained with cytometer were converted to the quantity of microorganisms found in 1 ml of water before the test, taking into account the dilution used. Using flow cytometer settings when executing in study of the water flow, and voltage depending on the course of measuring (counting) of organisms in the water.

3. Test results and their discussion

The results of bacteriological tests of surface water, underground, water supply, rainwater and indoor swimming pool, respectively shows in tables 1-5.

Table 1. The results of microbiological studies of surface water

Tabela 1. Wyniki badań mikrobiologicznych wody powierzchniowej

No	Psychrophilic bacteria [cfu/ml]		Mesophilic bacteria [cfu/ml]		Flow cytometry [counts/ml]		
	Agar „A”	Agar „R”	Agar „A”	Agar „R”	LNA*	HNA*	Totality
1	250	540	135	370	3482600	6892300	10374900
2	2550	4300	1400	1700	5517400	7961000	13478400
3	550	1200	340	600	3519200	2706400	6225600
4	4200	6800	1800	2200	3519200	2706400	6225600
5	700	2300	1200	1580	3439300	1980000	5419300

*LNA – Low Nucleic Acid

*HNA – High Nucleic Acid

Table 2. Comparison of the results of microbiological underground water from treatment plants in Wola Komborska traditional methods of research and flow cytometry

Tabela 2. Porównanie wyników badań mikrobiologicznych wody podziemnej ze stacji uzdatniania w Woli Komborskiej metodami tradycyjnymi i cytometrią przepływową

No	Psychrophilic bacteria [cfu/ml]		Mesophilic bacteria [cfu/ml]		Flow cytometry [counts/ml]		
	Agar „A”	Agar „R”	Agar „A”	Agar „R”	LNA*	HNA*	Totality
1	0	6	0	16	296 517	119 075	415 592
2	1	9	1	28	285 012	172 176	457 188
3	0	4	3	14	100 236	152 487	252 723
4	2	3	7	43	77 610	25 910	103 520
5	1	14	3	21	108 196	46 833	155 029

1 - raw water, 2 - water after aeration, 3 - water after deironing, 4 - water after demanganization, 5 - contacting the water in the tank

The value of the number of bacteria derived from traditional breeding methods are always much lower than the numbers of bacteria obtained by R agar, and using flow cytometry. The total number of test mesophilic and psychrophilic bacteria uses two types of media, agar or reference 'A' and 'R' agar enriched by the ground. By far higher numbers of bacteria were obtained on agar "R" in the case of both mesophylic and psychrophylic in all tested samples of the water. 'R' agar is a culture medium containing substances that allow the growth of microorganisms of the heterotrophic species of larger nutrient requirements [4]. The results of the quantity of the microorganism obtained by flow cytometry in different types of water surveyed strongly deviate from the

values obtained for breeding methods. The biggest difference we can observe in the case of waters, which theoretically should be very clean bacteriologically-underground water at different stages of treatment (tab.2) and tap water (tab.3).

Table 3. The results of bacteriological tests of tap water

Tabela 3. Wyniki badań bakteriologicznych wody wodociągowej

No	Psychrophilic bacteria [cfu/ml]		Mesophilic bacteria [cfu/ml]		Flow cytometry [counts/ml]		
	Agar „A”	Agar „R”	Agar „A”	Agar „R”	LNA*	HNA*	Totality
1	8	16	0	11	2450	19340	21790
2	6	19	1	23	1470	11200	12670
3	2	7	0	9	2890	7800	10690
4	5	14	0	6	3400	11870	15270
5	11	26	2	7	1800	6995	8795

Table 4. The results of bacteriological tests of rainwater

Tabela 4. Wyniki badań bakteriologicznych wody deszczowej

No	Psychrophilic bacteria [cfu/ml]		Mesophilic bacteria [cfu/ml]		Flow cytometry [counts/ml]
	Agar „A”	Agar „R”	Agar „A”	Agar „R”	Totality
1	1800	2000	11800	1500	2874000
2	1470	3400	1900	2400	1983000
3	3100	3400	3000	3800	2344000
4	25000	40000	15000	37000	390000
5	14000	23000	8000	1200	478000
6	3800	4200	3100	3700	2122000
7	22100	36000	15700	27500	1 350000
8	2200	2600	12100	15000	2224000

For flow cytometry, the market offers a wide range of fluorescent dyes targeting specific cell ranges, particles or their biological functions. Because the dyes have been mainly developed for use with cells of mammals, their previous preparation is necessary in order to apply them to microorganisms. Microorganisms and plant organisms have endogenous pigments (chlorophyll, carotenoids), which flow cytometry are detected as autofluorescence-strong red or orange.

Table 5. The results of bacteriological tests of indoor swimming pool water

Tabela 5. Wyniki badań bakteriologicznych wody z krytego basenu kąpielowego

No	Psychrophilic bacteria [cfu/ml]		Mesophilic bacteria [cfu/ml]		Flow cytometry [counts/ml]		
	Agar „A”	Agar „R”	Agar „A”	Agar „R”	LNA*	HNA*	Totality
1	0	95	1	3	930	458	1388
2	1	7	3	24	560	223	783

Autofluorescence is problematic in fluorescent microscopy, because it interferes with the detection of fluorescence signals (> 600 nm). Strong pigment autofluorescence can cause distortion or extinguish if the dye fluoresces in the same frequencies. This affects the quantitative information about the signal from a fluorescent dye. Also autofluorescence can be the cause of such large differences in the size of the microorganism obtained by this method [6]. As of today there are no literature of this type of data. Few sources give similar values for the number of microorganisms as obtained in the studies presented [4,5]. The most reliable results quantities of the microorganism obtained by flow cytometry was obtained for surface water and rainwater. In the case of bacteriological pollution of these waters was a lot higher, and obtained more values close to those obtained for breeding methods. Point to the high sensitivity flow cytometer and detection of fragments of the genetic material of dead micro-organisms in the case of pure waters.

4. Conclusions

- There have been very large differences in the numbers of microorganisms, using traditional breeding methods, and the method of flow cytometry.
- The biggest differences in the numbers of microorganisms in the test methods laid down in the case of observed water, underground water and tap water.
- The smallest differences in the amount of psychrophilic and mesophilic bacteria-marked with the traditional method of breeding, as well as the largest number of microorganisms (i.e., living, dead, including impurities) is marked by flow cytometry, were observed in surface water and rainwater.
- Agar R stimulates the development of a greater number of psychrophilic and mesophilic bacteria than the reference agar-agar A.
- Flow cytometry method is much faster, more accurate (i.e., more sensitive) and also more versatile than traditional breeding methods. However, the applied methodology requires work.
- Traditional breeding methods are time consuming, and greatly underestimate the number of microorganisms contained in the tested water.

Bibliography

- [1] Chełmicki W., Water - resources, degradation, conservation, PWN, Warszawa 2012 (in polish).
- [2] Dojlido R., Ecology and Environment, PWN , 1997 (in polish).
- [3] Egli T., Eawag News 2008, Nr 65e, New methods for assessing the safety of drinking water, s. 20-22.
- [4] Hammes F, Berney M, Wang Y, Vital M, Köster O, Egli T., Flow-cytometric total bacterial cell counts as a descriptive microbiological parameter for drinking water treatment processes. *Water Res.*, 2008, 42, s. 269-277.
- [5] Hammes F., Egli T., Cytometric methods for measuring bacteria in water: advantages pitfalls and application, *Anal. Bioanal. Chem.*, 2010, 397, s. 1083-1095.
- [6] Hyka P., Lickova S., Pribyl P., Melzoch K., Kovar K., *Biotechnology Advances*, JBA – 06582, Flow cytometry for the development of biotechnological processes with microalgae, 2012, s. 3-8.
- [7] Pawlaczyk-Szpilowa M., Exercise of water and wastewater microbiology, PWN, Warszawa 1980 (in polish).
- [8] Prest E. I., Hammes F., Kotsch S., M.C.M. van Loosdrecht, Vrouwenvelder J. S., *Water Research*, 47, Monitoring microbiological changes in drinking water systems using a fast and reproducible flow cytometric method, 2013, s. 7131-7134.
- [9] Sędek Ł., Sonsala A., Szczepański T., Mazur B., Technical aspects of flow cytometry, *Journal of Laboratory Diagnostic* 2011, s. 415-417.
- [10] Skotny A., Pucińska J., Modern flow cytometry, *Biomedical engineering*, 2013, s. 4 – 8.
- [11] Siebel E., Wang Y., Egli T., Hammes F., Correlation between total cell concentration, total adenosine tri-phosphate concentration and heterotrophic plate counts during microbial of drinking water, *Drinking Water Engineering and Science*, 2008, 1, s. 1-6.
- [12] Walczak M, i inni, Fundamentals of microbiology in theory and practice, Scientific Publishing Nicolaus Copernicus University, Toruń 2013 (in polish).

NOWA METODA OCENY JAKOŚCI MIKROBIOLOGICZNEJ WODY

Streszczenie

Ocena jakości mikrobiologicznej wody jest jednym z nadrzędnych zadań inżynierii środowiska. Wiarygodność i dokładność wyników zależny w głównej mierze od systemu próbkowania, a także od metodyki prowadzonych oznaczeń. Zazwyczaj stosowane są tradycyjne metody hodowlane: posiewów płytkowych lub fermentacyjno – probówkowe. W metodach posiewowych zakłada się, że z każdej pojedynczej komórki bakterii przeniesionej na stałe podłoże wyrasta kolonia. Zatem w rzeczywistości wynik badania określa liczbę jednostek zdolnych do tworzenia kolonii, co nie jest równoznaczne z faktyczną ilością żywych komórek bakteryjnych w wodzie. Jeszcze większymi błędami obarczone są wyniki analiz metodami fermentacyjno – probówkowymi, którymi można określić jedynie najbardziej prawdopodobną liczbę bakterii w danej objętości. Dodatkowo metody hodowlane są bardzo czasochłonne. Jest to więc tylko szacowanie ilości mikroorganizmów. Ponadto metody pośrednie są wyjątkowo czasochłonne. Przygotowanie i wykonanie jednej analizy to czas około 3 godzin, a wynik otrzymuje się dopiero po około 1 – 7 dobach. Cytometria przepływowa jest techniką analityczną, pozwalająca na szybki pomiar rozproszonego światła lub sygnałów fluorescencji emitowanych przez odpowiednio naświetlone komórki. Pozwala na jakościową i ilościową ocenę właściwości fizycznych i biologicznych komórek w krótkim czasie. W artykule przedstawiono wyniki badań ilości

komórek bakteryjnych w różnych wodach: powierzchniowych, podziemnych, deszczowych i wodociągowych z wykorzystaniem cytometrii przepływowej oraz porównanie tych wartości z wynikami otrzymywanych tradycyjnymi metodami referencyjnymi. Wyniki ilości mikroorganizmów we wszystkich badanych wodach z zastosowaniem cytometrii przepływowej są zdecydowanie wyższe od ilości wykazywanych metodami tradycyjnymi.

Słowa kluczowe: bakteriologia wody, posiewy płytkowe, woda do picia, cytometria przepływowa

Przesłano do redakcji: 12.10.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

DOI:10.7862/rb.2015.135

Monika ZDEB¹
Dorota PAPCIAK²
Justyna ZAMORSKA³
Małgorzata MIĄSIK⁴

QUALITY ASSESSMENT OF HEALING MINERAL WATER USING A VARIETY MEASUREMENT TECHNIQUES

Medicinal water can be, like all groundwater, appearing in the environment are constantly changing, which are both natural and caused broadly defined anthropopressure. In the case of medicinal waters, any changes to lower their health effects on the human organism are unfavorable. Consequently it is need for periodic testing of their terms of physico-chemical parameters, including mineral composition. The aim of this study was to determine the physicochemical parameters and assess the quality of 16 selected medicinal mineral waters found health resorts Rymanów Zdrój and Iwonicz Zdrój, and the possibility apply new techniques for the determination of the elemental composition of the water. The results of the elemental composition was undertaken using ion chromatography and X-ray fluorescence. For the latter indications additionally introduced variant hydrochloric acid treatment of the sample due to the high concentrations of chlorides in the test waters. Research has shown the presence of inter alia bar or niobium, elements that were not declared composed of the pump-and bottlers, in higher concentrations could cause such. intestinal cramps, muscle relaxation, and in extreme cases, paralysis of the respiratory center. Their adverse effect may be compounded by the use of inhaled therapeutic. Over this demonstrated significant differences in the quantitative composition of key elements, depending upon the method of determination. The results obtained allowed the calculation of indicators of water hydrochemical and their classification according to the Sulina Scale. The correctness of the analyzes concentrations of elements was confirmed balance of cations and anions. Based on pooled data was evaluated therapeutic properties of mineral waters and the possibility of their use in therapy.

Keywords: medicinal mineral water, scale of Sulina, ion chromatography, X-ray fluorescence

¹ Corresponding author / Autor do korespondencji: Monika Zdeb, Rzeszów University of Technology, Department of Water Purification and Protection, al. Powstańców Warszawy 12, 35-086 Rzeszów, telephone: 017 865 1949, e-mail: mzdeb@prz.edu.pl

² Dorota Papciak, Rzeszów University of Technology

³ Justyna Zamorska, Rzeszów University of Technology

⁴ Małgorzata Miąsik, Rzeszów University of Technology

1. Introduction

The healing properties of groundwater already appreciated in ancient Greece and Rome, where the use of baths for health purposes. Only in the seventeenth century started to be used medical treatments consisting in drinking water and inhalations. Now, after a period of decline of interest in balneology observes its new prosperity.

Groundwater, depending on the location, depth and persistence, degree of mineralization and the environment, characterized by different medicinal properties. They have among other things, direct action governing the digestive system, support the treatment of infections and chronic respiratory diseases, inhibit the process of osteoporosis, prevent tooth decay, reduce inflammation of joints, and nerve pain, treat anemia, as well as enhance overall immunity. However, due to the high degree of mineralization, most of these waters is not suitable for everyday consumption, and only some of them are bottled and available for the general public. In Poland at present for deposits of medicinal waters is considered to 70 underground water deposits, of which 4 in Podkarpacie [1]. The spas Rymanow Zdroj Iwonicz Zdroj and mineral water are derived mainly from natural sources and artificial wells. Because of the composition and proportions of minerals they belong to the waters chloride - sodium bicarbonate and water. In addition to krenoterapii water they are used for medicinal baths, inhalation and so-called. wrappings. Only one water of Rymanow Zdroj (Celestine) is bottled, and others are available only at drinking fountains or in the sanatoriums. Natural mineral water is water from proved reserves of underground water, mined one or more natural or drilled wells, originally pure in terms of chemical and microbiological, characterized by a stable mineral composition and properties of relevance physiologically, causing, well-defined preferred effects on human health [2]. Therefore, there is a fixed need for quality control of medicinal water in a wide range of parameters both on the microbiological quality and chemical composition and physical. The aim of this study was to determine the physicochemical parameters of the sixteen selected medicinal mineral waters, occurring in spas Rymanow Zdroj, including Iwonicz Zdroj using new techniques for determining the elemental composition of water and quality assessment in the context of its use for medicinal purposes.

2. Methods

Mineral waters subject to study came from 11 intakes, located in the village of Rymanow Zdroj health resort and 5 intakes from areas Iwonicz. Samples were taken at drinking fountains of mineral water to polyethylene bottles and immediately transported to the laboratory. The basis for assessing the quality of the tested waters are the results of physicochemical analyzes specified in the

Regulation of the Council of Ministers of 14 February 2006 on groundwater deposits classified as brines, curative and thermal and other curative minerals deposits, as well as common minerals examination of certain deposits or geological units basic minerals (tab.1). The analysis of ions by X-ray fluorescence was made in two versions: the classical and apply a sample of hydrochloric acid, because of the high concentration of chloride. In order to control the quality and accuracy of the results, the samples which indicate all the cations and anions, ion balance made in accordance with PN-89/C-04638.02.

Table 1. Causes and types of cast iron pipelines failures

Tabela 1. Relacje rodzajowo-skutkowe uszkodzeń dla przewodów z żeliwa

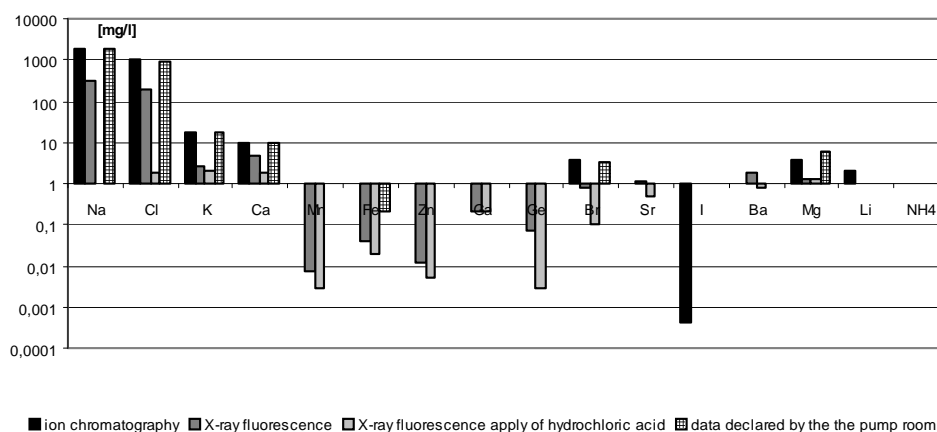
Lp.	Badany wskaźnik	Jednostka	Metoda badawcza / urządzenie badawcze	Procedura badawcza
1	pH	-	Metoda potencjometryczna/pehametr HQ40d multi- elektroda pH, Hach Lange	PN-90/C-04540.01
2	przewodność	mS/cm	Miernik przewodności HQ40d multi – elektroda przewodności/ Hach Lange	PN-EN 27888:1999
3	twardość	mval/dm ³	Metoda miareczkowa (metoda wersanianowa)	PN-ISO 6059:1999
4	zasadowość	mval/dm ³	Metoda miareczkowa wobec wskaźników	PN-C-04540-03: 1999/AZ1:2003P
5	wolny CO ₂	mval/dm ³	Metoda miareczkowa roztworem wodorotlenku sodu w obecności fenoloftaleiny	PN-C-04547.01
6	mętność	NTU	Mętnościomierz 2100P, Hach Lange	PN-EN ISO7027
7	barwa	hazen	Metoda kolorymetryczna/ Aquaquant 14421, Merck	PN-74/C-04548
8	analiza jonów (Na, Cl, K, Ca, Mn, Fe, Zn, Ga, Gr, Br, St, I, Ba, Mg, Cu, P, S, Ni, Cr, Pb, Ru)	mg/dm ³	Metoda fluorescencji rentgenowskiej/spektrometr rentgenowski Picofox S2, Bruker	PN-EN 15309:201P

Hydrochemical analysis of water surveyed performed using water classification scale called Sulina, which distinguishes four basic types of water:

- hydrocarbonate - sodium ($\text{HCO}_3 - \text{Na}^+$),
- sulphate - sulfate ($\text{SO}_4^{2-} - \text{Na}^+$),
- chloride - magnesium (Cl - Mg),
- chloride - calcium (Cl - Ca).

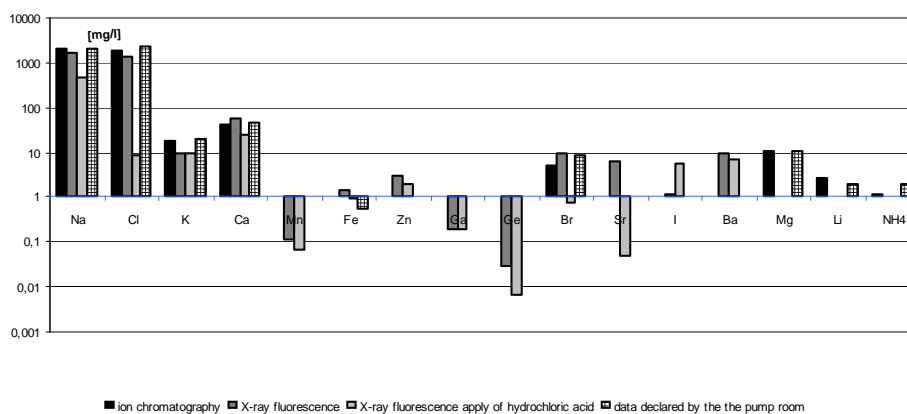
3. Results and discussion

The chemical composition of groundwater depends on many factors and changes with time. In the case of waters used as medicinal waters from the correct designation of qualitative and quantitative elements sometimes it depends on the health and lives of patients. The graphs 1 and 2 show the contents of ions randomly selected therapeutic waters. The results obtained using different measurement techniques were compared with the data declared by the water pump rooms. Both waters in Rymanow Zdroj as well as those of Iwonicz contain prevalence sodium, calcium, chlorine, potassium and magnesium. Studies using X-ray fluorescence showed the presence of traces of elements such as germanium, strontium, bromine or bar. Especially the latter element concentrations exceeding the limits, it is worrying. The results obtained by ion chromatography proved to be most similar to those declared by the pump-room mineral waters. The use of X-ray fluorescence to detect trace quantities of elements not listed by ion chromatography. In the case of elements present in higher concentrations the results obtained by this method are much too low in relation to the indications by ion chromatography or reported. This may be because of the limitations of the detector, which is not capable of detecting very large amounts of signals coming from the ion present in relatively large concentrations [3]. However this method can be useful for detecting and monitoring changes in the concentration of trace elements, especially those hazardous to health. Biggest discrepancies compared to the data declared, was recorded for signs of Fluorescence of samples prior treatment with acid. For these determinations were the most understated performance in relation to those declarations.



Rys. 1. Elemental composition of the Mieczysław water

Fig. 1. Skład pierwiastkowy wody Mieczysław



Rys. 2. Elemental composition of the Elin 7 water

Fig. 2. Skład pierwiastkowy wody Elin 7

All the mineral waters used for medicinal purposes must comply with the number of requirements set out in Decree of the Minister of Health of 31 March on the natural mineral water, spring water and table water. In all tested waters with spa and Rymanow Zdroj Iwonicz Zdroj found exceeded for color (Fig. 3).

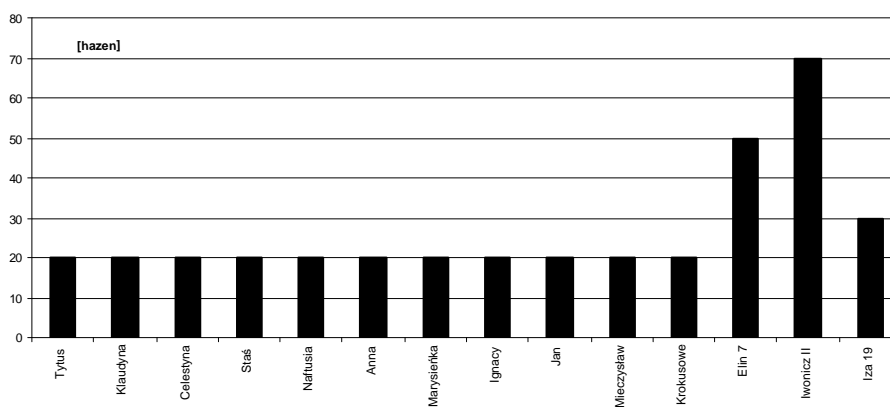


Fig. 3. The color of selected medicinal mineral waters

Rys. 3. Barwa wybranych leczniczych wód mineralnych

In the waters Tytus, Klaudyňa, Celestine, Stas, Naftusia, Elin 7, Iwonicz II and Klimkówka 27 were exceeded in relation to turbidity standards for drinking cures.

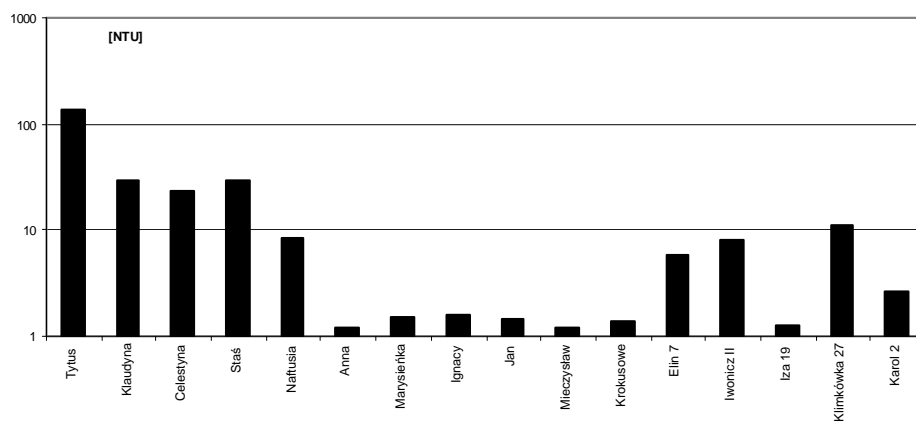


Fig. 4. Turbidity of selected medicinal mineral waters

Rys. 4. Mętność wybranych leczniczych wód mineralnych

In 4 out of 16 examined waters barium concentrations exceed the norm for inhalation (10 mg / l), and 11 of them should be used in krenoterapii (1 mg/l) for a period longer than one month (Figure 5). Long-term consumption of water containing excessive amounts of barium salts can cause heart rhythm disturbances, muscle weakness, stomach irritation and in extreme cases, difficulty in breathing [4]. Astel et al. ascertaining the chemical composition of the popular mineral water (bottled), with ion chromatography, the said oversize of the element concentration in water Słotwinka [5].

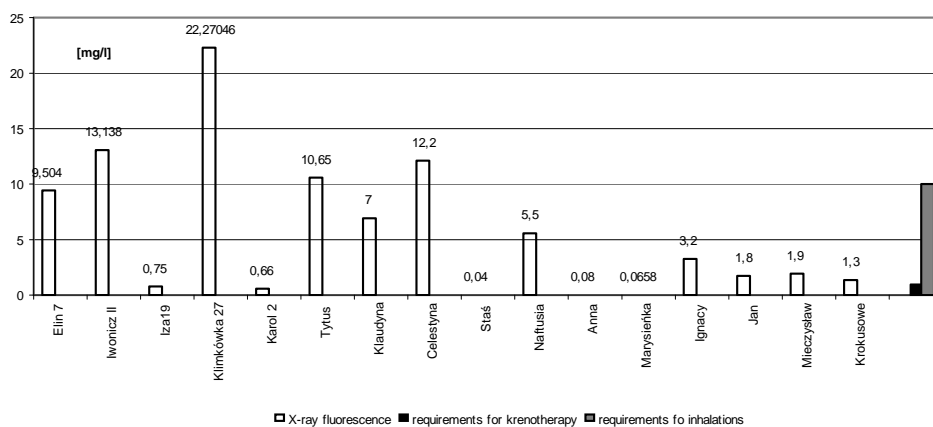


Fig. 5. The concentration of bar in the tested waters

Rys. 5. Zawartość baru w badanych leczniczych wodach mineralnych

There are over 30 different classification systems groundwater. Most of them are based on calculations to determine the main advantage ions, or on the content of specific components. Mineral waters are used by WA Alexandrov scale or scale of Sulina. The latter classifies water due to the chemical composition and the degree of metamorphism. Table 2 summarizes the hydrochemical indices calculated according to the scale of Sulina for the test the waters. According to the classification of waters according to the scale Sulina, water, Elin 7, Iwonicz II, Klimkowska 27, we count the chloride water type - magnesium. They are characterized by an average mineralization. They are referred to as relict of water transition zone. Water Iza 19, Anna, and Marysienka this type of sulphate - sodium. These are of water young zlegające relatively shallow infiltration origin, mineralized at the level of 1-2 g / dm³. For the waters of the carbonate - sodium mineralized 50-60 g / dm³, are included of water: Karol 2, Titus, Klaudyna, Celestyna, John, crocuses [6]. None of the water did not reveal the nature of chloride - calcium. An index value $rNa + / rCl$ - over 1 testify to the fact that of water data are located in the zone of active water exchange and the ion exchange process Ca^{2+} for Na^{+} . Only for of water Stas value of this indicator is 0.07 and ion exchange takes place in the opposite direction [7].

Table 2. Indicators of respondents hydrochemical water according to the scale Sulina

Tabela 2. Wskaźniki hydrochemiczne badanych wód według skali Sulina

Water	Hydrocarbonate – sodium type		Sulphate - sodium type		Chloride-magnesium type		Chloride - calcium type	
	$rNa-rCl / SO_4 > 1$	$rNa/rCl > 1$	$rNa-rCl / SO_4 < 1$	$rNa/rCl > 1$	$rCl-rNa / rMg < 1$	$rNa/rCl < 1$	$rCl-rNa / rMg > 1$	$rNa/rCl < 1$
Tytus	2810,23	1,16	2910,23	1,16	-6,35	1,16	-6,35	1,16
Klaudyna	2187,15	1,17	2187,15	1,17	-5,3	1,17	-5,3	1,17
Celestyna	2310	1,13	2310	1,13	-5,4	1,13	-5,4	1,13
Staś	-0,2	0,07	-0,2	0,07	0,32	0,07	0,32	0,07
Naftusia	-	1,9	-	1,9	-15,3	1,9	-15,3	1,9
Anna	0,4	5,25	0,4	5,25	-0,25	5,25	-0,25	5,25
Marysienka	0,36	1,45	0,36	1,45	-1,02	1,45	-1,02	1,45
Ignacy	-	1,79	-	1,79	-14,13	1,79	-14,13	1,79
Jan	176,8	1,54	176,8	1,54	-2,1	1,54	-2,1	1,54
Mieczysław	-	2,94	-	2,94	-167,3	2,94	-167,3	2,94
Krokusowe	124,8	1,89	124,8	1,89	-15,6	1,89	-15,6	1,89
Elin 7	-	-	-	-	-38,99	1,62	-38,99	1,62
Iwonicz II	-	-	-	-	-36,47	1,44	-36,47	1,448
Iza 19	0,352	4,04	0,352	4,04	0,15	4,04	-0,15	4,04
Klimkowska 27	-	-	-	-	-29,45	2,84	-29,45	2,84
Karol 2	1,48	2,30	1,48	2,30	-3,9	2,30	-3,9	2,30

Ion balance for the tested waters were made taking into account the results obtained by ion chromatography, which is defined as the most credible and the results are comparable with the data declared by the water pump rooms. Based on these data, it was found that the balance was not met for any of the water from Iwonicz and waters: Tytus, Celestyna, Staś, Anna, Marysienka intakes from Rymanów (Figure 6).

This means that not all ions are detected and identified because of procedural flaws or insufficient sensitivity and precision elemental analysis methods used.

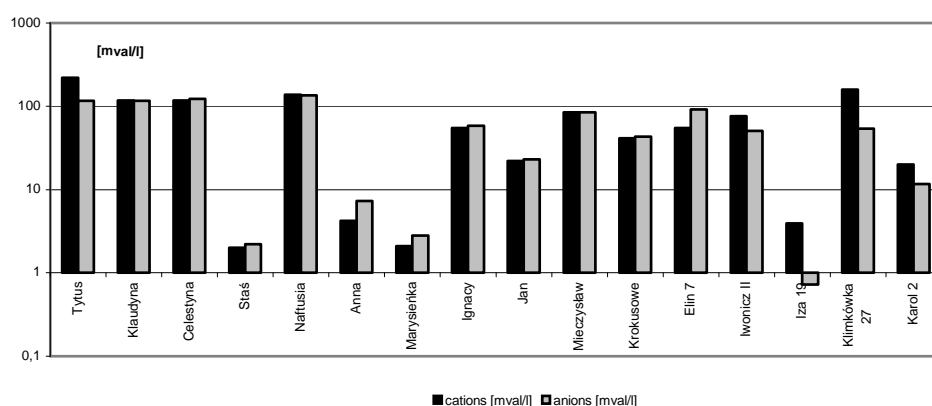


Fig. 6. The balance for the analyzed ion medicinal waters recognized in Rymanow Zdroj and Iwonicz Zdroj

Rys. 6. Bilans jonowy dla analizowanych wód leczniczych ujmowanych w Rymanowie Zdroju i Iwoniczu Zdroju

4. Conclusion

Ion chromatography method obtained the results of the elemental composition most similar to the declared values.

X-ray fluorescence method allows the detection of trace quantities of elements. For most of the tested waters it has not been fulfilled ion balance, because by ion chromatography method failed to detect all ions present in the water.

According to the classification of Sulina most of the types of water comes from the transition zones or relatively shallow, which face a significant impact on the infiltration process qualitative and quantitative composition of these waters.

Bibliography

- [1] Astel A., Michalski R., Łyko A., Jabłońska-Czapla M., Bigus K., Szopa S., Kwiecińska A.: Characterization of bottled mineral waters marketed in Poland using hierarchical crustal analysis, *Journal of geochemical exploration*, vol. 134, p. 136-145.

- [2] Braziewicz J., Braziewicz E., Chojnacki S., Pajek M., Semaniak J.: X-ray analysis of environmental samples 2004, Environment Monitoring Świętokrzyski Region, vol. 2, p. 39-46.
- [3] Kochanowski J. W.: Balneology and hydrotherapy, wyd. AWF, 2002.
- [4] Lewkiewicz-Małysa A., Wind B.: Interpretation of changes in hydro-chemical indicators based on selected chloride water, Quarrying, Petroleum, Gas, vol. 23/1, p. 2-6.
- [5] Regulation of the Minister of Health of 31 March 2011 on the natural mineral water, spring water and groundwater foodstuffs (Dz. U. No. 32, item. 220).
- [6] Regulation of Ministers of 14 February 2006 on groundwater deposits classified as brines, curative and thermal and other curative minerals deposits, as well as the examination of common minerals deposits from specific geological units or basic minerals (Dz. U. No. 32, pos. 220).
- [7] Wind B., Lewkiewicz-Małysa A.: Medical mineral waters of Iwonicz Zdrój in focus of hydrochemical indicators research, Mineral Resources Economy, vol. 21, p. 49-67.

OCENA JAKOŚCI LECZNICZYCH WÓD MINERALNYCH Z ZASTOSOWANIEM RÓŻNYCH TECHNIK POMIAROWYCH

Streszczenie

Wody uznane za lecznicze, podobnie jak wszystkie wody podziemne, występując w środowisku podlegają ciągłym zmianom, które mają charakter zarówno naturalny jak i wywołany szeroko pojętą antropopresją. W przypadku wód leczniczych, wszelkie zmiany obniżające ich zdrowotny wpływ na organizm człowieka są niekorzystne. Stąd też wynika potrzeba ich okresowego badania względem parametrów fizykochemicznych, w tym składu mineralnego.

Celem niniejszej pracy było oznaczenie parametrów fizykochemicznych i ocena jakości szesnastu wybranych wód mineralnych leczniczych, występujących w uzdrowiskach Rymanów Zdrój oraz Iwonicz Zdrój, a także możliwość zastosowania nowych technik do oznaczania składu pierwiastkowego wody. W artykule przedstawiono wyniki analizy składu pierwiastkowego, która wykonana została z zastosowaniem chromatografii jonowej oraz fluorescencji rentgenowskiej. Dla tych ostatnich oznaczeń wprowadzono dodatkowo wariant z kwasem solnym do obróbki próbek, ze względu na wysokie stężenia chlorków w badanych wodach. Badania wykazały obecność m.in. baru czy niobu, pierwiastków, które nie znajdowały się w składzie deklarowanym przez pijalnię czy rozlewnię, a w większych stężeniach mogących powodować np. skurcze jelit, zwiótnienie mięśniowe, a w skrajnych przypadkach porażenie ośrodka oddechowego. Ich niekorzystne działanie może być potęgowane przez stosowanie inhalacji leczniczych. Ponadto wykazano znaczące różnice w składzie ilościowym kluczowych pierwiastków, w zależności od stosowanej metody oznaczania. Uzyskane wyniki pozwoliły na obliczenie wskaźników hydrochemicznych wód i ich klasyfikację według skali Sulina. Poprawność przeprowadzonych analiz ilości pierwiastków została potwierdzona bilansem kationów i anionów.

Słowa kluczowe: lecznicze wody mineralne, skala Sulina, chromatografia jonowa, fluorescencja rentgenowska

Przesłano do redakcji: 12.10.2015 r.

Przyjęto do druku: 30.10.2015 r.

Informacje dodatkowe

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury*: 62(4/15) oraz na stronie internetowej:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
(dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
[oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/](http://oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorow/)
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorow/)
oraz
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/