

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ
NAUKI TECHNICZNE

INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

ZESZYT nr 16

Wydawnictwo Politechniki Białostockiej
Białystok 2003

KOMITET NAUKOWY

prof. dr hab. inż. Andrzej Królikowski – *przewodniczący*

prof. dr hab. inż. Anna M. Anielak

prof. dr hab. inż. Ryszard Błażejowski

prof. dr hab. inż. Wojciech Dąbrowski

prof. dr hab. inż. Sławczo Denczew

prof. dr hab. inż. Lech Dzienis

prof. dr hab. inż. Karol Kuś

prof. dr hab. inż. Marek Lebiedowski

prof. dr hab. inż. Hanna Obarska-Pempkowiak

prof. dr hab. Lucjan Pawłowski

prof. dr hab. inż. Tadeusz Piecuch

prof. dr hab. inż. Janusz Rak

prof. dr hab. inż. Marek Sozański

prof. dr hab. inż. Józefa Wiater

prof. dr hab. inż. Tadeusz Wierzbicki

KOMITET ORGANIZACYJNY

prof. dr hab. inż. Andrzej Królikowski – *przewodniczący*

dr inż. Dariusz Wawrentowicz – *sekretarz naukowy*

mgr inż. Joanna Gwoździej-Mazur

mgr inż. Andrzej Demianowicz – *sekretarz organizacyjny*

mgr Agnieszka Świdarska

mgr inż. Wiesława Sokołowska

mgr inż. Jerzy Pszczoła

Dofinansowano ze środków

- Wojewódzkiego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej w Białymstoku
- Komitetu Badań Naukowych

oraz

- EKOFINN-POL Sp. z o.o.
- Huber Technology Sp. z o.o.
- INSTALcompact Sp. z o.o.
- Izby Gospodarczej Wodociągi Polskie w Bydgoszczy
- Klimapol Sp. z o.o.
- KSB Pompy i Armatura Sp. z o.o.

Politechnika Białostocka
Instytut Inżynierii i Ochrony Środowiska, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Fundacja Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych

Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych O/Białystok

Wojewódzki Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej w Białymstoku

GOSPODARKA WODNO-ŚCIEKOWA W REGIONACH ROLNICZO-PRZEMYSŁOWYCH

**pod redakcją naukową
Dariusza Wawrentowicza**

materiały konferencyjne

TOM II

Recenzenci :

prof. dr hab. inż. Anna M. Anielak
prof. dr hab. inż. Wojciech Dąbrowski
prof. dr hab. inż. Lech Dzieńis
prof. dr hab. inż. Andrzej Królikowski
prof. dr hab. inż. Marek Lebieadowski
prof. dr hab. inż. Janusz Rak
prof. dr hab. inż. Marek Sozański
prof. dr hab. inż. Józefa Wiater
prof. dr hab. inż. Tadeusz Wierzbicki

ISSN 0239-5738

© copyrighy by: Fundacja Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych
Białystok 2003

wydawca:

Politechnika Białostocka

przy udziale:

Fundacji Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych

redaktor językowy:

Janina Sawicka-Demianowicz

redaktor techniczny:

Andrzej A. Poskrobko

skład:

Pracownia Składu Komputerowego i Usług Edytorskich w Białymstoku

druk:

Dział Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej

Wydawca nie ponosi odpowiedzialności za zamieszczony materiał graficzny – zamieszczono na prawach rękopisu

TOM I

Część I. REFERATY WPROWADZAJĄCE

Rafał Miłaszewski Ekonomiczne skutki polityki wodnej Unii Europejskiej dla Polski _____	19
Gerhard Bartodziej, Michał Tomaszewski Problemy kosztów w gospodarce wodno-ściekowej _____	24
Józef Dziopak, Elena Neverova-Dziopak Nowe spojrzenie na problemy gospodarki wodno-ściekowej _____	34
Piotr K. Tuz, Andrzej J. Królikowski Gospodarka wodno-ściekowa stacji paliw płynnych _____	41
Gerhard Bartodziej, Zdzisław Korzuch, Michał Tomaszewski Możliwości zastosowania baz danych GIS oraz rachunku ekonomicznego w ochronie środowiska _____	48
Alfred Dubicki, Halina Florczyk-Gołowin Ograniczenie zanieczyszczenia wód rzeki Odry w wyniku realizacji inwestycji ochronnych objętych Programem Szybkiego Działania _____	54
Eugeniusz Sroczan, Andrzej Urbaniak Inteligentne urządzenia pomiarowe i wykonawcze w systemach inżynierii środowiska _____	59
Roman Mielcarek Aspekty aplikacyjne radiotelefoniczno-przewodowego systemu telemechaniki w monitorowaniu i sterowaniu systemów wodociągowych i kanalizacyjnych _____	66
Piotr K. Tuz, Joanna Gwoździej-Mazur Wybrane aspekty gospodarowania wodą i ściekami w pralniach chemicznych _____	74
Ewa Rauba Zbiorowe zaopatrzenie w wodę i odprowadzanie ścieków _____	82
Andrzej Butarewicz, Agnieszka Kowaluk-Krupa, Marzena Matejczyk, Stanisław Rosochacki Zagrożenia związane z występowaniem wirusów w wodzie, ściekach i osadach ściekowych _____	88

Część II. WODA

Janusz Rak, <u>Artur Wiczysty</u> Przykłady awaryjnych zagrożeń systemów zaopatrzenia w wodę _____	97
Sławczo Denczew Analiza bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę (SZW) na obszarach rolniczo-przemysłowych _____	102
Jarosław Bajer Zasady prowadzenia analizy niezawodności podsystemów ujmowania wody z rzek narażonych na awaryjne skażenia _____	108

Jacek Dawidowicz, Paweł Podwójci, Maria Mikołajczyk Analiza uszkodzeń sieci wodociągowej miasta Płocka w 2001 roku _____	117
Janusz Rak, Barbara Tchórzewska-Cieślak Intensywność uszkodzeń sieci wodociągowych w miastach województwa podkarpackiego _____	123
Maria Orzechowska Uszkodzalność sieci wodociągowych w aspekcie czynników eksploatacyjnych _____	130
Krzysztof Głód, Jarosław Bajer, Teresa Lubowiecka Koncepcja metody oceny wpływu objętości zbiornika zapasowo-wyównawczego na niezawodność systemu zaopatrzenia w wodę _____	134
Agnieszka Trębicka, Wojciech Kruszyński Zastosowanie technik komputerowych oraz internetowych baz informacji w modelowaniu systemów zaopatrzenia w wodę _____	140
Jacek Piekarski, Marcin Lubierski Komputerowe projektowanie kolumnowych wymiennaczy jonitowych _____	144
Agnieszka Trębicka Praktyczne aspekty komputerowego modelowania sieci wodociągowej Białegostoku w procesie modernizacji i rozbudowy _____	152
Katarzyna Ignatowicz, Joanna Struk-Sokołowska Wpływ zanieczyszczeń pestycydowych niesionych z wodami rzeki Supraśli na ich ilość w wodach rzeki Narew _____	156
Joanna Jeż-Walkowiak, Marek M. Sozański Badania nad procesem utleniania i dezynfekcji z użyciem chloru, ozonu i nadtlenu wodoru w wybranych zakładach uzdatniania wody _____	162
Agnieszka Kowaluk-Krupa, Joanna Szczykowska Monitoring zawartości chlorofilu a w rzece Narew na terenie Narwiańskiego Parku Narodowego _____	170
Henryk Manteuffel-Szoega, Agnieszka Sobolewska Wpływ modernizacji gospodarki odchodami zwierzęcymi na zmiany emisji azotu do wód powierzchniowych i podziemnych _____	176
Józef Malej, Bogdan Jankowski Usuwanie ortofosforanów na filtrze kontaktowym _____	183
Agnieszka Kowaluk-Krupa, Andrzej Butarewicz, Stanisław Rosochacki, Marzena Matejczyk Zagrożenia wynikające z potencjalnego skażenia wód pierwotniakami z rodzaju <i>Giardia</i> _____	190
Andrzej Butarewicz Występowanie i wykrywanie pasożytniczych pierwotniaków z rodzaju <i>Cryptosporidium</i> w środowisku wodnym _____	196
Jerzy Kozłowski Znaczenie modyfikatora ryzyka zdrowotnego w ocenie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi _____	202
Paweł Biedka Ocena naturalnej podatności na degradację wybranych jezior Pojezierza Suwalsko-Augustowskiego _____	208
Katarzyna Ignatowicz, Iwona Skoczko Wahania sezonowe ilości zanieczyszczeń obszarowych w wodach rzeki Płoski _____	216
Janina Piekutin Uzdatnianie wody infiltracyjnej w procesie odwróconej osmozy _____	222

Joanna Dolecka, Maria Orzechowska	
Efektywność działania stacji wodociągowych z dwustopniowym pompowaniem wody	227
Janusz Rak	
Zużycie wody do spożycia przez mieszkańców miasta Sanoka	232
Jerzy Bryłka, Lech Magreł, Iwan Żarski, Władimir Marcuł, Ewa Więckowska	
Wariantowe doprowadzanie wody z ujęcia do SUW UROCZYSKO w Jurowcach	238
Maria Walery	
Ocena stanu czystości wód rzek województwa podlaskiego	243
Hanna Labijak	
Stan zaopatrzenia w wodę i przyszłe potrzeby gmin ościennych Gorzowa Wlkp.	254
Joanna Dolecka, Maria Orzechowska	
Zasoby wodne i stan uwodociągowania wsi w województwie podlaskim	263
Elwira Tomczak	
Jakość wód wodociągowych i gruntowych w gminie Widawa	270
Joanna Szczykowska	
Ocena stopnia zanieczyszczenia wód pochodzących ze studni awaryjnych na terenie miasta Białegostoku	276
Lech Magreł	
Mała retencja wodna na obszarze województwa podlaskiego	281
Elżbieta Skorbiłowicz, Aleksander Kiryłuk, Adam Łukowski	
Wpływ działalności rolniczej i bytowej na zasolenie płytkich wód podziemnych	290
Mirosław Skorbiłowicz, Józefa Wiater, Karol Tomkiel	
Wpływ działalności rolniczej i bytowej na zawartość związków biogennych w płytkich wodach podziemnych	295
Katarzyna Garbarczyk	
Gospodarka wodna w zakładach przetwórstwa mięsnego	298
Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Магрель А.	
Перспективы применения плазменных технологий в водопроводно-канализационном строительстве и очистке вод	302

TOM II

Część III. SYSTEMY KANALIZACYJNE, ŚCIEKI I OSADY ŚCIEKOWE

Teresa Lubowiecka, Jadwiga Kapcia Metoda oceny niezawodności funkcjonowania kanalizacji podciśnieniowej przy wykorzystaniu uogólnionego wskaźnika gotowości _____	19
Dariusz Andraha, Lech Dzieńnis Wymagany poziom niezawodności oczyszczalni ścieków w świetle przepisów polskich i europejskich _	24
Andrzej J. Królikowski Problemy odprowadzania ścieków szpitalnych do komunalnych urządzeń kanalizacyjnych - wymagania i możliwości _____	29
Krzysztof Tiunajtis, Michał Świsłowski System do biologicznej neutralizacji odorów Biowent _____	34
Józef Dziopak Przeгляд systemowy stosowanych zbiorników retencyjnych w kanalizacji _____	39
Józef Dziopak, Daniel Słyś Zawory klapowe typu CONTRACT w wielokomorowych zbiornikach retencyjnych _____	46
Adam Kisiel, Maciej Mrowiec Rurowy zbiornik retencyjny jako proste, tanie i funkcjonalne rozwiązanie konstrukcyjne _____	52
Józef Dziopak, Daniel Słyś Modele hydrauliczne zbiorników grawitacyjno-pompowych w kanalizacji _____	59
Andrzej Kotowski Sposób dławienia przepływu cieczy układami kolan bądź łuków _____	65
Adam Kisiel, Robert Malmur Nowoczesne systemy przerzutu ścieków opadowych do odbiorników wodnych - zbiorniki przerzutowe __	71
Adam Kisiel, Jakub Kisiel Zbiorniki retencyjne płynnych nieczystości rekomendowane dla stacji zlewnych _____	78
Wojciech Dąbrowski, Piotr Stępień Dobór spadków kanałów w warunkach wiejskich _____	84
Marek Lebedowski, Wiesław Michałak Wykorzystanie rur profilowych PEHD/PP do konstrukcji małych reaktorów osadu czynnego _____	89
Ryszard Błażejowski Wymiarowanie a eksploatacja osadników gnilnych _____	98
Marek Zawilski, Agnieszka Brzezińska Bilansowanie zanieczyszczeń pogody mokrej dla zurbanizowanej zlewni odbiornika _____	104
Wojciech Dąbrowski, Barbara Dąbrowska Parametry projektowe i efektywność naturalnych metod oczyszczania ścieków deszczowych na terenach o niskiej gęstości zabudowy _____	112
Izabela Zimoch, Jolanta Gumińska Gospodarka wodami kopalnianymi - system odprowadzania wód dołowych "OLZA" _____	117
Katarzyna Garbarczyk Wybrane aspekty gospodarowania ściekami powstającymi w produkcji rolnej na terenach wiejskich __	123

Izabela A. Tałałaj, Lech Dzienis Charakterystyka jakościowych zmian odcieków ze składowiska odpadów _____	127
Joanna Dolecka Gospodarka ściekowa w gminnych jednostkach osadniczych województwa podlaskiego _____	132
Krystyna Rauba Rozwiązywanie problemów gospodarki ściekowej na wiejskich obszarach turystycznych _____	138
Karol Trojanowicz, Piotr Dusza Oczyszczanie ścieków w Rafinerii Nafty "GLIMAR" S.A. _____	143
Izabela Bartkowska, Lech Dzienis Efekt technologiczny i ekologiczny modernizacji oczyszczalni ścieków w Łapach _____	152
Dariusz Wawrentowicz Efektywność małych oczyszczalni ścieków typu SBR z napowietrzaniem powierzchniowym _____	161
Beata Pszczoła-Bryńska, Antoni W. Morawski Analiza technologii w oczyszczalni ścieków Gryfice po uzyskaniu pełnej zdolności produkcyjnej _____	166
Mirosław Skorbiłowicz, Elżbieta Skorbiłowicz, Lech Dzienis Oddziaływanie oczyszczalni ścieków na chemizm wód wybranych rzek zlewni górnej Narwi _____	171
Dariusz Boruszko Problemy eksploatacyjne oraz perspektywy modernizacji systemu na przykładzie miejskiej oczyszczalni ścieków w Sejnach _____	175
Małgorzata Rauba Wpływ ścieków odprowadzanych z miejskiej oczyszczalni ścieków w Giżycku na wody jeziora Grajewko _____	187
Hanna Obarska-Pempkowiak, Piotr Kowalik, Magdalena Gajewska, Agnieszka Tuszyńska Oczyszczalnie hydrofitowe: doświadczenia i perspektywy rozwoju _____	192
Iwona Skoczko, Katarzyna Ignatowicz Badania nad zastosowaniem koagulacji wspomagającej biologiczne usuwanie pestycydów _____	203
Ewa Wojciechowska, Andrzej Butarewicz Wpływ promieniowania mikrofalowego na zawartość mikroorganizmów wskaźnikowych w osadach ściekowych _____	209
Jacek Płoszaj, Marta Janosz-Rajczyk, Agata Rosińska Zmiany zawartości PCB w osadach ściekowych podczas stabilizacji tlenowej _____	216
Mirosław Krzemieniewski, Marcin Zieliński, Marcin Dębowski, Joanna Rodziewicz Technologia podczyszczania ścieków pralniczych przy wykorzystaniu reakcji Fentona modyfikowanej stałym polem magnetycznym _____	221
Agnieszka Karczmarczyk, Józef Mosiej Możliwość zwiększenia efektywności usuwania fosforu w hydrofitowych systemach oczyszczania ścieków _____	227
Józefa Wiater, Adam Łukowski, Henryk Fitko, Sławomir Stelmach, Aleksander Sobolewski, Jan Figa Wstępne badania aplikacyjne granulowanych nawozów organiczno-mineralnych na bazie osadów ściekowych _____	233
Bogumiła Łatkowska, Aleksander Sobolewski, Jan Figa Poligonowe badania adsorbcyjnego usuwania pestycydów ze ścieków przemysłowych _____	238

Anna Anielak, Krzysztof Piaskowski Wspomaganie oczyszczania ścieków zeolitami w reaktorze SBR	244
Anna Siemieniuk Wpływ anionowych środków powierzchniowo czynnych na efektywność oczyszczania ścieków metodą biologicznych złożeń obrotowych	251
Dariusz Boruszko Gospodarka wodami osadowymi - aspekty techniczno-ekonomiczne	258
Piotr Sorys, Ewa Zielewicz-Madej Bilans metali ciężkich w gospodarce osadowej oczyszczalni ścieków	268
Tadeusz Wierzbicki Rolnicze wykorzystanie komunalnych osadów ściekowych	272
Wojciech Dąbrowski Przeróbka oraz zagospodarowanie osadów z oczyszczalni ścieków przemysłu rolno-spożywczego w województwie podlaskim	277
Tomasz Breńko Możliwości wykorzystania kompostu z oczyszczalni w Sokółce w uprawie roślin ozdobnych	281
Dariusz Boruszko, Wojciech Dąbrowski, Lech Magrel Kompostowanie biomasy oraz osadów ściekowych na potrzeby produkcji leśnej leśnictwa	288
Marek R. Rynkiewicz Wpływ usuwania zanieczyszczeń stałych powstających podczas chowu pstrąga tęczowego na jakość odprowadzanych do środowiska wód poprodukcyjnych	294
Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Марпел Л. Фективностъ применения плазменных технологий в строительстве, включая очистку воды и сточных вод	299

Część IV. REFERATY SPONSOROWANE

Janusz Giełda, Ewa Kachel-Kowalska (Instalcompact) Wybrane zagadnienie dotyczące konstrukcji pompowni ścieków wynikające z aktualnych norm i przepisów	305
Łukasz Kaczmarek (Klimapol) Technologia suszenia osadów w warstwie fluidalnej suszarki typu SFO firmy Klimapol	312
Waldemar Wojcieszek (Huber Technology) Niskotemperaturowe instalacje do suszenia osadów KULT	316
Bogdan Majka, Jan Niewodowski (Gamrat) Rury kanalizacyjne z PVC-U w aspekcie dokumentów normalizacyjnych	321

Contents

VOLUME I

Part I. INTRODUCTORY PAPERS

Rafał Miłaszewski Economic Consequence Of European Union Water Policy For Poland _____	19
Gerhard Bartodziej, Michał Tomaszewski Issues Of Cost Accounting In Water Supply-And-Sewage Management _____	24
Józef Dziopak, Elena Neverova-Dziopak New Attitude On The Problems Of Water And Waste Water Management _____	34
Piotr K. Tuz, Andrzej J. Królikowski Water-Sewage System At Petrol Stations _____	41
Gerhard Bartodziej, Zdzisław Korzuch, Michał Tomaszewski Application Of Gis Data Bases And Economic Calculation For Environmental Protection _____	48
Alfred Dubicki, Halina Florczyk-Gołowin The Pollution Reduction Of The River Odra Water As A Result Of Realization Of Protection Investment In The Quic Operation Programme _____	54
Eugeniusz Sroczan, Andrzej Urbaniak Intelligent Measuring Devices And Actuators In The Systems For Environmental Engineering _____	59
Roman Mielcarek Application Oriented Aspects Of The Radiotelephone Or Wired Remote Control System - RST In Monitoring And Controlling Water-Supply And Sewage Systems _____	66
Piotr K. Tuz, Joanna Gwoździej-Mazur Water-Sewage System At Dry-Cleaners _____	74
Ewa Rauba Central Water Supply And Wastewater Collection And Treatment _____	82
Andrzej Butarewicz, Agnieszka Kowaluk-Krupa, Marzena Matejczyk, Stanisław Rosochacki The Hazard Of Viruses In Water, Sludge And Sewage Sludge _____	88

Part II. WATER

Janusz Rak, <u>Artur Wieczysty</u> Examples Of Emergency In Water Supply Systems _____	97
Sławczo Denczew Security Analysis Of Water Supply Systems (Wss) For Agricultural & Industrial Regions _____	102
Jarosław Bajer Principles Of Reliability Tests For Subsystems Of Water Intake From Rivers Endangered By Occasional Water Contaminations _____	108

Jacek Dawidowicz, Paweł Podwójci, Maria Mikołajczyk Damage Analysis Of Water Conduit In Plock In Course Of The Year 2001	117
Janusz Rak, Barbara Tchórzewska-Cieślak Failure Rate Of Water-Pipe Network In The Towns Of Podkarpackie Province	123
Maria Orzechowska The Failure Frequency Of Water - Pipe Networks	130
Krzysztof Głód, Jarosław Bajer, Teresa Lubowiecka Influence Of Service Reservoirs Capacity On Water Supply Systems Reliability - Method Of Assessment	134
Agnieszka Trębicka, Wojciech Kruszyński The Application Of Computer Technic And Information System In Modelling Demounds In Water System	140
Jacek Piekarski, Marcin Lubierski Computer Design Of Ion-Exchange Units	144
Agnieszka Trębicka The Practical Computer Modelling Aspects Of Białystok Net Water In Modernization And Development Process	152
Katarzyna Ignatowicz, Joanna Struk-Sokołowska Effect On Narew River Purity Of Pesticide Pollutants In Supraśl River	156
Joanna Jeż-Wałkowiak, Marek M. Sozański Research On Chlorine, Hydrogen Peroxide And Ozone Application For Chemical Oxidation And Disinfection At Surface Water Treatment Plants	162
Agnieszka Kowaluk-Krupa, Joanna Szczykowska The Monitoring Of The Content Of Chlorophyll A In The Narew River In The Area Of The Narew National Park	170
Henryk Manteuffel-Szoega, Agnieszka Sobolewska Impact Of Modernisation Of The Farm Animal Excrements Management On The Nitrogen Emissions To Surface And Groundwaters	176
Józef Malej, Bogdan Jankowski Orthophosphates Removal On Contact Filter	183
Agnieszka Kowaluk-Krupa, Andrzej Butarewicz, Stanisław Rosochacki, Marzena Matejczyk The Hazard Connected With <i>Giardia</i> Parasites In Water Contamination	190
Andrzej Butarewicz Occurrence And Detection Of Protozoan From Genus <i>Cryptosporidium</i> In Different Water Environments	196
Jerzy Kozłowski The Sense Of Health Risk Modifier For Assessment Of Quality Of Water Intended For Human Consumption	202
Paweł Biedka Evaluation Of Natural Biodegradability Of Selected Lakes In Suwałki-Augustów Lake District	208
Katarzyna Ignatowicz, Iwona Skoczko Seasonal Fluctuations Of Agrochemical Pollutants Quality In Płoska River	216
Janina Piekutin The Treatment Of Infiltration Water In Reverse Osmosis Process	222

Joanna Dolecka, Maria Orzechowska The Capacity Of Rural Waterworks Stations _____	227
Janusz Rak Drinking Water Consumption In The Town Of Sanok _____	232
Jerzy Bryłka, Lech Magreł, Iwan Źarski, Władimir Marcuł, Ewa Więckowska Variant Bring Of Water From The Grasp To Water Purification Unit „Uroczysko” In Jurowce _____	238
Maria Walery Evaluation Of Water Pollution In Rivers Of Podlaskie Voivodship _____	243
Hanna Labijak Condition Of Water System Supply And Prospects For Development For Communities Surrounding The City Of Gorzów Wlkp. _____	254
Joanna Dolecka, Maria Orzechowska Water Resources And Water Supply State In The Countries Of The Podlaskie Voivodship _____	263
Elwira Tomczak Quality Of Tap And Ground Water In Widawa Region _____	270
Joanna Szczykowska The Estimation Of The Pollution Of Well Water Located In Białystok City _____	276
Lech Magreł Small Retention Programm On The Area Of Voivodeship Podlaskie _____	281
Elżbieta Skorbiłowicz, Aleksander Kiryłuk, Adam Łukowski The Influence Of Agricultural And Vital Activity Onto Salinity Of Shallow Underground Waters ____	290
Mirosław Skorbiłowicz, Józefa Wiater, Karol Tomkiel The Influence Of Agricultural And Vital Activity Onto Content Of Biogenic Compounds In Shallow Underground Waters _____	295
Katarzyna Garbarczyk The Water Management In Meat Processing Plants _____	298
Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Маргель А. Перспективы применения плазменных технологий в водопроводно-канализационном строительстве и очистке вод _____	302

VOLUME II

Part III. SEWAGE SYSTEMS, WASTEWATER AND SEWAGE SLUDGE

Teresa Lubowiecka, Jadwiga Kapcia Method Of Vacuum Sewer Systems Reliability Evaluation On Basis Of General Availability Indicator	19
Dariusz Andraka, Lech Dzienis Required Reliability Level Of Wastewater Treatment Plants According To European And Polish Regulations	24
Andrzej J. Królikowski Problems Of Sewage Input Of Municipal Sewage System - Requirements And Possibilities	29
Krzysztof Tiunajtis, Michał Świsłowski Biowent The System For Odour Biological Neutralization	34
Józef Dziopak The System Review Of The Storage Reservoirs Application In Sewage Systems	39
Józef Dziopak, Daniel Słyś CONTRACT Type Flap Valves In Multichamber Storage Reservoirs	46
Adam Kisiel, Maciej Mrowiec Tubular Detention Tank As Uncomplicated, Cheap And Practical Solution	52
Józef Dziopak, Daniel Słyś Hydraulic Models Of Pump-Gravitational Reservoirs In Sewage Systems	59
Andrzej Kotowski Procedure Of Throttling The Liquid Flow Through The Turn Or Bend Systems	65
Adam Kisiel, Robert Malmur The Modern Systems Of Transfer Sewages To Water Receiver Sets - The Transfer Reservoirs	71
Adam Kisiel, Jakub Kisiel Storage Reservoirs For Fluid Wasted Which Are Recommended For Cast Station	78
Wojciech Dąbrowski, Piotr Stępień Prediction Of Minimal Sewer Slopes In Rural Areas	84
Marek Lebedowski, Wiesław Michałak Use Profiled Pipes PEHD/PP To Construct Small Activated Sludge Reactors	89
Ryszard Błażejowski Design Versus Maintenance Of Septic Tanks	98
Marek Zawilski, Agnieszka Brzezińska Balancing Wet Weather Pollutions For Urbanized Catchment Of A Receiver	104
Wojciech Dąbrowski, Barbara Dąbrowska Design Criteria And Removal Rates For Stormwater Treatment In Rural Areas	112
Izabela Zimoch, Jolanta Gumińska Mine Water Economics - The System Of Mine Water Disposal „OLZA”	117
Katarzyna Garbarczyk The Management Of Sewage Formed As Result Of Agricultural Production In Village Grounds	123

Izabela A. Tałałaj, Lech Dzieńis Characterisation Of Quality Changes In Leachates From Municipal Landfill	127
Joanna Dolecka Sewage Management In Rural Communities Of The Podlaskie Voivodship	132
Krystyna Rauba The Problem Solving Of The Sewage Economy In Country - Tourist Areas	138
Karol Trojanowicz, Piotr Dusza Wastewater Treatment In Oil Refinery „GLIMAR”S.A.	143
Izabela Bartkowska, Lech Dzieńis Technological And Ecological Modernization Effect Of WWTP Łapy	152
Dariusz Wawrentowicz Effectiveness Of Small S.B.R. Wastewater Treatment Plants Using Surface Aeration	161
Beata Pszczoła-Bryńska, Antoni W. Morawski Analysis Of Gryfice Wastewater Treatment Technology After Achievement Of The Full Production Capacity	166
Mirosław Skorbiłowicz, Elżbieta Skorbiłowicz, Lech Dzieńis The Influence Of Sewage Treatment Plant Onto Waters Chemistry Of Selected Rivers Of Upper Narew Basin	171
Dariusz Boruszko Supernatants Management - Technician And Economic Aspects	175
Małgorzata Rauba The Influence Of Sewage Accompanied From The Municipal Refinery Of Sewage In Giżycko On Waters Of The Lake Grajewko	187
Hanna Obarska-Pempkowiak, Piotr Kowalik, Magdalena Gajewska, Agnieszka Tuszyńska Constructed Wetland Systems: Experiences From The Past And Future Needs	192
Iwona Skoczko, Katarzyna Ignatowicz Investigation Above Use Of Coagulation Helping Biological Removing Of Pesticides	203
Ewa Wojciechowska, Andrzej Butarewicz Reduction Of Indicator Microorganisms Number In Sludge Processed By Microwave R-Diation	209
Jacek Płoszaj, Marta Janosz-Rajczyk, Agata Rosińska The Changes Of Selected Pcb In Sewage Sludge During Aerobic Stabilization	216
Mirosław Krzemieniewski, Marcin Zieliński, Marcin Dębowski, Joanna Rodziewicz Laundry Wastewater Pretreatment Technology Using The Fenton Process Modified By Direct Magnetic Field	221
Agnieszka Karczmarczyk, Józef Mosiej Upgrading Of Phosphorus Removal From Wastewater In Constructed Wetlands	227
Józefa Wiater, Adam Łukowski, Henryk Fitko, Sławomir Stelmach, Aleksander Sobolewski, Jan Figa Preliminary Investigation Aplikative Of Granulate Fertilizer Organic-Mineral On Base Of Sewage Sludges	233
Bogumiła Latkowska, Aleksander Sobolewski, Jan Figa Pilot Research Work On Adsorptive Removal Of Pesticides From Industrial Wastewater	238
Anna Anielak, Krzysztof Piaskowski Biological Treatment Of Municipal Wastes In A Sequencing Batch Reactor With Natural Zeolites	244

Anna Siemieniuk		
	The Influence Of Anion Surface Active Substances On The Effectiveness Of Sewage Treatment Using The Metod Of A Biological Deposit _____	251
Dariusz Boruszko		
	Supernatants Management - Technician And Economic Aspects _____	258
Piotr Sorys, Ewa Zielewicz-Madej		
	The Heavy Metals Balance In Sludge From Municipal Treatment Plant _____	268
Tadeusz Wierzbicki		
	Agricultural Use Of Municipal Sewage Sludge _____	272
Wojciech Dąbrowski		
	Final Utilization And Management Of Sewage Sludge From Food Processing Wastewater Treatment Plants Located In Podlaskie Province _____	277
Tomasz Breńko		
	Possibility Of Using Sewage Sludge From Wastewater Treatment Plant Located In Sokółka For Cultivate Plants _____	281
Dariusz Boruszko, Wojciech Dąbrowski, Lech Magrel		
	Composting Of Biomass And Sewage Sludge For Forest Plant Production _____	288
Marek R. Rynkiewicz		
	The Impact Of The Removal Of Particles Pollutants Produced During Rainbow Trout Rearing On Quality Of Process Water Removed To The Environment _____	294
Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Магрел Л.		
	Ффективность применения плазменных технологий в строительстве, включая очистку воды и сточных вод _____	299

Part IV. SPONSORED PAPERS

Janusz Giełda, Ewa Kachel-Kowalska (Instalcompact)		
	Selected Project Issues Concerning Wastewater Lifting Plant Construction And Equipment Resulting From Current Standards And Regulations _____	305
Łukasz Kaczmarek (Klimapol)		
	The Technology For Drying Sludge In Fluidal Layer - The SFO Drier By Klimapol Company _____	312
Waldemar Wojcieszek (Huber Technology)		
	Low Temperature Equipment For Drying Sludge KULT _____	316
Bogdan Majka, Jan Niewodowski (Gamrat)		
	PVC-U Sewage Pipes In An Aspect Of Standarization Documents _____	321

SYSTEMY KANALIZACYJNE, ŚCIEKI I OSADY ŚCIEKOWE



METODA OCENY NIEZAWODNOŚCI FUNKCJONOWANIA KANALIZACJI PODCIŚNIENIOWEJ PRZY WYKORZYSTANIU UOGÓLNIONEGO WSKAŹNIKA GOTOWOŚCI

Streszczenie

W pracy przedstawiono metodę oceny niezawodności podciśnieniowych systemów kanalizacyjnych. Ocena ta możliwa jest dzięki wykorzystaniu metody przeglądu stanów pracy systemu.

Wstęp

Odpowiedni poziom infrastruktury technicznej jest jednym z ważniejszych stymulatorów rozwoju gospodarczego kraju. Takie elementy infrastruktury jak drogi, łączność, sieć elektroenergetyczna, zaopatrzenie w wodę, odprowadzenie ścieków poprawiają nie tylko standard życia mieszkańców, ale w odniesieniu do obszarów wiejskich przyczyniają się do zwiększenia atrakcyjności inwestycyjnej i zapobiegają w znacznym stopniu odpływowi wykwalifikowanych mieszkańców wsi do dużych aglomeracji miejskich.

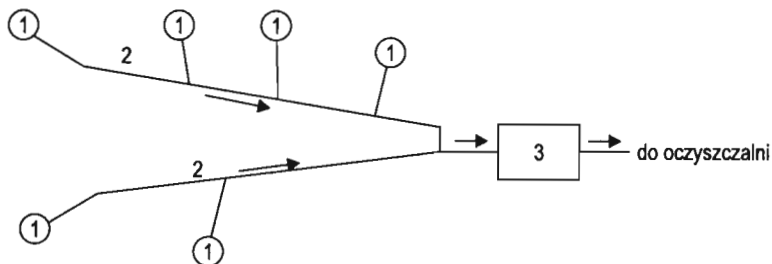
W obliczu niedoboru wody i postępującej degradacji środowiska na terenach wiejskich poszerza się zainteresowanie jego stanem. Wpływ rolnictwa na skażenie wód w Polsce jest bardzo duży. Źródła zagrożeń to nawozy, chemiczne środki ochrony roślin, a także brak kanalizacji lub niesprawną kanalizacją. Kanalizację na wsi wciąż „załatwia się szambem z dziurą w dnie, żeby za często beczkowóz nie musiał przyjeżdżać”. Kanalizacją na wsi jest przedsięwzięciem jednak często przekraczającym możliwości mieszkańców. Na koniec 2000 roku zaledwie około 17% wsi w Polsce posiadało zbiorczą sieć kanalizacyjną, co dawało 2 przykanaliki na 100 mieszkańców (dane Departamentu Rozwoju Wsi). Na szczęście coraz częściej mówi się nie tylko o wodociągach dla wsi, ale także o sieci kanalizacyjnej i o oczyszczaniu ścieków, zwanych dalej systemem usuwania ścieków (SusŚ), dla obszarów o rolniczym zagospodarowaniu. Problem kanalizacji rozwiązuje się najczęściej wykorzystując sprawdzone systemy (kanalizację grawitacyjną) oraz sięga się po nowe, ekonomiczne rozwiązania. Do takich rozwiązań sieci kanalizacyjnej należą niekonwencjonalne systemy, tj. kanalizacja ciśnieniowa oraz kanalizacja podciśnieniowa. Znajdują one na obszarach wiejskich coraz więcej zwolenników.

Współczesne metody badania i projektowania systemów technicznych powinny uwzględniać aspekt niezawodnościowy, a nawet niezbędne staje się wykorzystanie współczesnych osiągnięć teorii niezawodności czy teorii bezpieczeństwa. Dzięki teorii niezawodności można systemy lub ich elementy składowe oceniać i określać ich funkcjonowanie za pomocą charakterystyk jakościowych i ilościowych. To zaś umożliwia stawianie konkretnych warunków co do poziomu niezawodności rozpatrywanego systemu np. przewidywanie okresu jego bezawaryjnej pracy. W szczególności teoria ta pozwala kompleksowo porównywać różne warianty rozwiązań technicznych, celem wybrania optymalnego.

I. Zasada działania kanalizacji podciśnieniowej

Układ kanalizacji podciśnieniowej w zależności od charakteru zabudowy i topografii gruntu składa się z pojedynczego przewodu podciśnieniowego lub rozgałęzieniowej sieci takich przewodów. Na końcu systemu zlokalizowane są zawsze urządzenia wytwarzające podciśnienie oraz zbiornik główny, w którym gromadzone są wszystkie zassane ścieki. Na początku systemu montuje się studzienki z zaworami i komorą zbiorczą do gromadzenia ścieków, spływających przewodami grawitacyjnymi (przykanalikami) z gospodarstw domowych. Automatyczne zawory na przewodzie podciśnieniowym umożliwiają zassanie ścieków oraz powietrza do przewodu podciśnieniowego. Powietrze jest tu czynnikiem transportującym ścieki. Zawór otwiera się gdy w komorze zbiorczej studzienki próżniowej zgromadzi się odpowiednia ilość ścieków. Na skutek różnicy ciśnień pomiędzy powietrzem atmosferycznym a podciśnieniem panującym w przewodzie próżniowym ścieki są wysysane z komory zbiorczej [1, 3]. Ogólny schemat kanalizacji podciśnieniowej przedstawia rysunek 1.

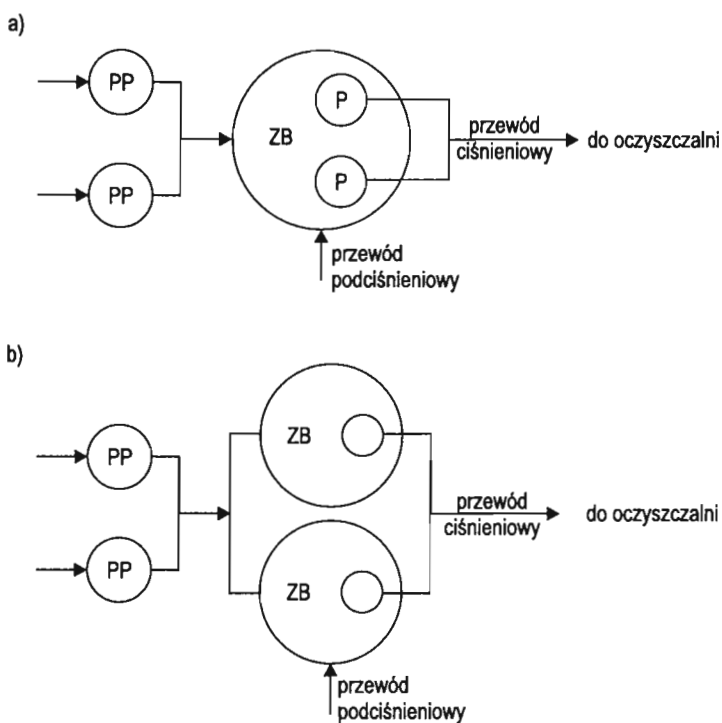
Rysunek 1. Schemat kanalizacji podciśnieniowej



1 – studzienka przydomowa z zaworami, 2 – przewód podciśnieniowy, 3 – stacja próżniowa

Stacja próżniowa powinna znajdować się w najniższym punkcie układu i w miarę centrycznie w stosunku do całej sieci przewodów. Najważniejszymi elementami stacji są zbiorniki próżniowe (1 lub 2), pompy próżniowe oraz pompy do tłoczenia ścieków wraz z orurowaniem i sterowaniem. W zależności od systemu występują dwa zbiorniki próżniowe, każdy z jedną pompą zatapialną lub jeden większy zbiornik z dwoma pompami zatapialnymi, z których jedna stanowi 100% rezerwy. Obrazują to schematy na rysunku 2.

Rysunek 2. Schemat stacji próżniowej: a) z jednym zbiornikiem próżniowym, b) z dwoma zbiornikami próżniowymi



PP – pompa próżniowa, ZB – zbiornik próżniowy, P – pompa tłoczna.

2. Opis proponowanej metody określania niezawodności funkcjonowania podciśnieniowego systemu kanalizacyjnego

Przez niezawodność funkcjonowania omawianego systemu należy rozumieć jego właściwość polegającą na zdolności do realizacji narzuconych mu funkcji, czyli ciągłego i prawidłowego odprowadzenia nominalnej ilości ścieków Q_n z terenu objętego kanalizacją w zadanym okresie czasu lub gotowości do jej realizacji w dowolnej chwili, w danych warunkach eksploatacyjnych. Nominalna ilość ścieków Q_n jest to ilość, na którą został zaprojektowany system i odpowiada maksymalnej dobowej ilości ścieków wytwarzanych przez jednostkę. Uwzględniając strukturę funkcjonowania systemu wyodrębnione zostały trzy podsystemy:

- 1) ugrupowanie studni – podsystem A,
- 2) rurociąg podciśnieniowy transportujący ścieki ze studni do stacji próżniowej – podsystem B,
- 3) stacja próżniowa, z której ścieki odprowadzane są za pomocą pomp do stacji oczyszczania ścieków – podsystem C.

Proponuje się, żeby do oceny niezawodności funkcjonowania obiektu będącego przedmiotem niniejszej pracy przyjąć metodę dwuparametryczną opartą na wskaźniku gotowości K oraz uogólnionym wskaźniku niezawodności K_u . Wskaźnik gotowości K określa prawdopodobieństwo tego, że obiekt w dowolnej chwili t , dostatecznie odległej od początku włączenia do ruchu, w danych warunkach eksploatacyjnych będzie sprawny natomiast wartość uogólnionego

wskaźnika niezawodności określa stopień zaspokojenia potrzeb użytkowników SUsŚ w jednej dobie obliczeniowej. Wyodrębnione podsystemy współpracują ze sobą w układzie szeregowym. Stąd można napisać:

$$K(S) = K(A) \cdot K(B) \cdot K(C) \quad (1)$$

oraz

$$Ku(S) = Ku(A) \cdot Ku(B) \cdot Ku(C) \quad (2)$$

gdzie:

K (S) – wskaźnik gotowości systemu,
 K (A) – wskaźnik gotowości podsystemu A,
 K (B) – wskaźnik gotowości podsystemu B,
 K (C) – wskaźnik gotowości podsystemu C,
 Ku (S) – uogólniony wskaźnik niezawodności systemu,
 Ku (A) – uogólniony wskaźnik niezawodności podsystemu A,
 Ku (B) – uogólniony wskaźnik niezawodności podsystemu B,
 Ku (C) – uogólniony wskaźnik niezawodności podsystemu C.

Wskaźniki niezawodności: K oraz Ku należy określić oddzielnie dla każdego z podsystemów odpowiednio do struktury technicznej każdego z nich.

Podsystem A

Pojedynczy element podsystemu stanowi studnia przydomowa z zaworami i komorą zbiorczą, w której gromadzone są ścieki spływające przewodami grawitacyjnymi (przykanalikami) z gospodarstw domowych. Liczba studni (użytkowników) przynależnych do systemu wynosi n. Traktując jednakowo każdego z użytkowników systemu usuwania ścieków sprawność każdej studni jest więc jednym z warunków sprawności całego systemu. Przyjmując jednorodność tych elementów możemy napisać [4, 5]:

$$K(A) = C_n^0 \cdot K(\text{Stp})^{n-0} \cdot (1 - K(\text{Stp}))^0 \quad (3)$$

gdzie:

K (Stp) – wskaźnik gotowości pojedynczej studni przydomowej,
 n – liczba wszystkich studni przydomowych,
 C_n^0 – liczba kombinacji z n elementów po 0.

oraz

$$Ku(A) = 1 - \frac{EN}{Qn} \quad (4)$$

gdzie:

EN – wartość oczekiwana nieodprowadzonej ilości ścieków
 Qn – wydajność nominalna systemu

Wartość oczekiwaną nieodprowadzonej ilości ścieków EN należy wyznaczyć stosując metodę przeglądu zupełnego opartą na przeglądzie stanów niezawodnościowych z uwzględnieniem wartości nie odprowadzonej ilości ścieków N_i jaka pojawi się w czasie wystąpienia awarii w obrębie systemu kanalizacyjnego. Tak więc wartość oczekiwana nieodprowadzonej ilości ścieków E (N) wynika z iloczynu nieodprowadzonej ilości ścieków w różnych stanach systemu N_i oraz prawdopodobieństwa wystąpienia tych stanów p_i czyli:

$$E(N) = \frac{\sum_{i=1}^I N_i \cdot p_i}{\sum_{i=1}^I p_i} \quad (5)$$

gdzie:

i – numer stanu systemu,
 N_i – ilość nieodprowadzonych ścieków w i-tym stanie,
 p_i – prawdopodobieństwo zajścia i-tego stanu,
 I – liczba wszystkich stanów.

Prawdopodobieństwo zajścia i-tego stanu określa wzór:

$$p_i = \prod_{\substack{j=1 \\ j \in e1}}^n K_j \prod_{\substack{j=1 \\ j \in e0}}^n (1 - K_j) \quad (6)$$

gdzie:

- n – liczba elementów w systemie,
- K_j – wskaźnik gotowości j -tego elementu,
- e_1 – zbiór elementów, które w i -tym stanie są sprawne,
- e_0 – zbiór elementów, które w i -tym stanie są niesprawne.

Przy jednorodności elementów wzór (5) przyjmuje postać:

$$E(N) = \frac{\sum_{k=0}^n C_n^k \cdot K(\text{Stp})^{n-k} (1 - K(\text{Stp}))^k \cdot N_k}{\sum_{k=0}^n C_n^k \cdot K(\text{Stp})^{n-k} (1 - K(\text{Stp}))^k} \quad (7)$$

gdzie:

- k – liczba równoczesnych uszkodzeń (studni),
- n – liczba wszystkich studni,
- $K(\text{Stp})$ – wskaźnik gotowości pojedynczej studni,
- N_k – ilość nieodprowadzonych ścieków przy zajściu k – równoczesnych uszkodzeń,
- C_n^k – liczba kombinacji z n po k .

Uwzględniając współzależność elementów budujących studnie przydomową wskaźnik gotowości pojedynczej przydomowej studni $K(\text{Stp})$ należy wyznaczyć ze wzoru:

$$K(\text{Stp}) = K(\text{Prz}) \cdot K(\text{St}) \cdot K(\text{Arm}) \quad (8)$$

gdzie:

- $K(\text{Stp})$ – wskaźnik gotowości studni przydomowej,
- $K(\text{Prz})$ – wskaźnik gotowości przykanalika,
- $K(\text{St})$ – wskaźnik gotowości studni z komorą zbiorczą,
- $K(\text{Arm})$ – wskaźnik gotowości armatury (zawory).

Wartości powyższych wskaźników można określić przy pomocy wzoru:

$$K = \frac{T_{p_j}}{T_{p_j} + T_{n_j}} \quad (9)$$

gdzie:

- K_j – wskaźnik gotowości j -tego elementu,
- T_{n_j} – średni czas pracy pomiędzy uszkodzeniami j -tego elementu,
- T_{p_j} – średni czas odnowy j -tego elementu.

Wyznaczenie wielkości do powyższego wzoru wymaga prowadzenia badań studialnych, dostarczających informacji na temat uszkodzalności elementów budujących system.

Podsystem B

W odniesieniu do podsystemu B można rozważać dwa przypadki:

uwzględnia się odcinek przewodu podciśnieniowego, dla którego masa wzdłuż drogi się nie zmienia i transportuje 100% Q_n ,

uwzględnia się cały przewód podciśnieniowy, dla którego przepływ odbywa się masą zmienną skokowo wzdłuż drogi.

Pierwszy przypadek, znacznie prostszy, oznacza możliwość zajścia dwóch stanów:

$i = 1$ – przewód jest sprawny,

$i = 2$ – przewód jest niesprawny.

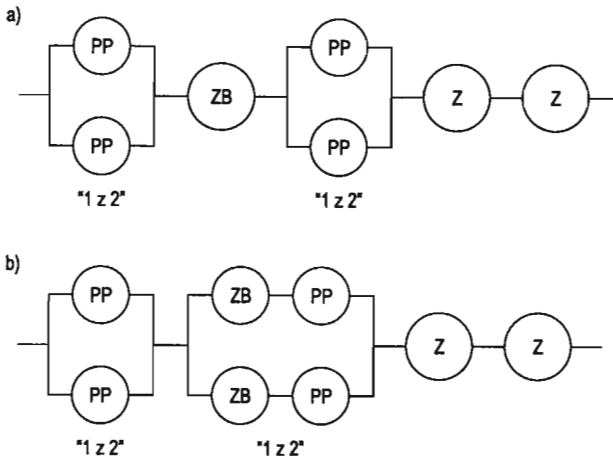
„Niedobór” pojawia się tylko w drugim stanie i wynosi 100% Q_n . W drugim przypadku liczba stanów będzie pochodną przyjętego skoku zmienności przepływu. Każdy stan będzie scharakteryzowany odpowiednio ilością nieodprowadzonych ścieków.

Do obliczeń wskaźnika gotowości podsystemu B-K (B) należy zastosować wzór (9). Wymaga to wiedzy na temat uszkodzalności przewodów podciśnieniowych. Uogólniony wskaźnik niezawodności podsystemu B-Ku (B) w każdym z rozpatrywanych przypadków można określić stosując relacje (4), (5), (6).

Podsystem C

W rozważaniach ograniczono się tylko do podstawowych elementów tego podsystemu. Uwzględniono zbiornik próżniowy, pompy próżniowe, pompy tłoczne. Elementy budujące podsystem C odtwarzają z punktu widzenia niezawodności funkcjonowania mieszaną strukturę niezawodnościową typu szeregowo-równoległą. W zależności od zastosowanego rozwiązania (1 zbiornik lub 2) schemat struktury przedstawia rysunek 3.

Rysunek 3. Schemat niezawodnościowy stacji próżniowej: a) z jednym zbiornikiem próżniowym, b) z dwoma zbiornikami próżniowymi



PP – pompa próżniowa, ZB – zbiornik próżniowy, P – pompa tłoczna, Z – zasuwa

Wskaźnik gotowości dla takiej struktury wynosi:
przypadek a)

$$(1 - (1 - K(PP))^2) \cdot (1 - (1 - K(P))^2) \cdot K(Z)^2 \quad (10)$$

przypadek b)

$$(1 - (1 - K(PP))^2) \cdot (1 - ((1 - K(ZB))(1 - K(P)))^2) \cdot K(Z)^2 \quad (11)$$

gdzie:

- K (C) – wskaźnik gotowości podsystemu C,
- K (PP) – wskaźnik gotowości pompy próżniowej,
- K (P) – wskaźnik gotowości pompy tłocznej,
- K (Z) – wskaźnik gotowości zasuwy.

Do wyznaczenia uogólnionego wskaźnika niezawodności podsystemu C $K_u(C)$ należy posłużyć się wzorami: (4), (5), (6) uwzględniając w przypadku a) $n = 7$ natomiast w przypadku b) $n = 8$. Ilość nieodprowadzonych ścieków w poszczególnych stanach podsystemu N_i jest pochodną uszkodzonych elementów w i-tym stanie.

Podsumowanie

Proponowana metoda zdaje się być stosunkowo prosta. Jej zaletą jest możliwość określenia równocześnie dwóch parametrów. Uogólniony wskaźnik gotowości pozwala oszacować skutki zaistniałych awarii. Metoda oparta na uogólnionym wskaźniku gotowości bardzo dobrze sprawdziła się w przypadku systemów zaopatrzenia w wodę. Należy sądzić, że i dla systemów usuwania ścieków znajdzie szerokie zastosowanie. Aplikacja metody do omawianych systemów wymaga określenia estymatorów niezawodnościowych elementów budujących kanalizację podciśnieniową.

Literatura

- [1] Heidrich Z., *Wodociągi i kanalizacja*, Wydawnictwa Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1999.
- [2] Kapcia J, Lubowiecka T, Wieczysty A., *Monografia badań niezawodności syfonów kanalizacyjnych*, Politechnika Krakowska, Kraków 1997.
- [3] Weismann D., *Komunalne przepompownie ścieków*, Seidel-Przywecki Sp.z o.o., Warszawa 2001.
- [4] Wieczysty A., *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Skrypt PK, Kraków 1990.
- [5] Wieczysty A. i in., *Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę*, Kraków 2001.

METHOD OF VACUUM SEWER SYSTEMS RELIABILITY EVALUATION ON BASIS OF GENERAL AVAILABILITY INDICATOR

Summary

A method of vacuum water systems reliability evaluation was developed. On the grounds of an operating states revision a reliability assessment of such systems can be conducted.

WYMAGANY POZIOM NIEZAWODNOŚCI OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W ŚWIETLE PRZEPISÓW POLSKICH I EUROPEJSKICH

Streszczenie

W referacie zaprezentowane zostały podstawowe pojęcia związane z niezawodnością działania oczyszczalni ścieków oraz wymagania odnośnie jakości ścieków odprowadzanych z oczyszczalni, obowiązujące w przepisach polskich i europejskich. Następnie opisano metody określania niezawodności działania oczyszczalni ścieków. W części aplikacyjnej referatu zostały zaprezentowane wyniki obliczeń i symulacji wymaganego poziomu niezawodności technologicznej oczyszczalni w odniesieniu do wymagań określonych przepisami polskimi i europejskimi oraz przeprowadzono dyskusję uzyskanych rezultatów.

Wstęp

Niezawodność działania oczyszczalni ścieków wciąż należy do tematów będących rzadko obiektem zainteresowania zarówno naukowców, jak i praktyków inżynierii środowiska. Wykorzystanie wybranych metod i technik teorii niezawodności może się okazać bardzo przydatne w praktyce eksploatacyjnej oczyszczalni ścieków, pomagając w osiągnięciu podstawowego celu jakim jest uzyskanie odpływu z oczyszczalni o wymaganej jakości.

Niezawodność oczyszczalni jest powszechnie definiowana jako *zdolność do unieszkodliwiania przewidywanej ilości ścieków w stopniu wymaganym ze względu na odbiornik ścieków przy określonych warunkach istnienia i eksploatacji oczyszczalni, w ciągu założonego okresu czasu eksploatacji oraz przy losowych zmianach charakterystyk funkcjonalnych elementów oczyszczalni* [1]. Z uwagi na różnorodność możliwych do zastosowania oraz występujących w praktyce układów technologicznych, stosowanych urządzeń technicznych, a przede wszystkim ze względu na specyfikę działania bazującą na dynamicznych procesach biologicznych, trudno zastosować w badaniach niezawodności oczyszczalni ścieków klasyczne metody analizy niezawodnościowej (jak na przykład analiza struktury niezawodnościowej obiektu i wyznaczenie wskaźnika gotowości obiektu).

Z praktycznego punktu widzenia, łatwiej jest wykorzystać przedstawione poniżej wskaźniki niezawodnościowe związane ze sprawnością technologiczną oczyszczalni ścieków:

Zawodność technologiczna pracy oczyszczalni

$$q = \frac{L_{n.od}}{L_{n.dop}} \quad (1)$$

gdzie:

$L_{n.od}$ – nadmierny ładunek (dobowy, godzinowy) zanieczyszczeń na odpływie z oczyszczalni,
 $L_{n.dop}$ – nadmierny ładunek zanieczyszczeń, który powinien być zatrzymany w oczyszczalni.

Wskaźnik ten może przybrać trzy charakterystyczne wartości:

- $q = 1$ – oczyszczalnia nie pracuje lub wykazuje brak obniżki zanieczyszczeń,
- $q = 0$ – nie występuje nadmierny ładunek zanieczyszczeń na odpływie, oczyszczalnia pracuje poprawnie,
- $0 < q < 1$ – oczyszczalnia pracuje z obniżoną efektywnością w stosunku do wymagań.

Wskaźnik technologicznej sprawności oczyszczalni ścieków

Określa on prawdopodobieństwo uzyskania w odpływie z oczyszczalni stężenia zanieczyszczeń nie przekraczającego wartości dopuszczalnej dla danego obiektu:

$$P_{so} = P(S < S_{dop}) \quad (2)$$

gdzie:

S – zmienna losowa określająca wartość danego wskaźnika zanieczyszczeń,
 S_{dop} – wartość dopuszczalna danego wskaźnika zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych [2].

Oba wymienione wyżej wskaźniki wyrażają oczywiste kryterium poprawnej pracy oczyszczalni, którym jest nie przekroczenie dopuszczalnych wartości stężeń (lub ładunków) zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do odbiornika. Kryterium to znajduje odzwierciedlenie w przepisach obowiązujących w Polsce, jak i krajach Unii Europejskiej (co powinno być szczególnie interesujące w aspekcie oczekującej nas akcesji do UE).

Obowiązująca w krajach UE od 1991 roku dyrektywa RWE nr 91/271/EEC [3], dotycząca oczyszczania ścieków miejskich, określa w załączniku nr 1 wartości dopuszczalne stężeń zanieczyszczeń w ściekach miejskich odprowadzanych do odbiorników, jak również częstotliwość monitoringu oczyszczalni oraz dopuszczalną liczbę próbek, które mogą nie spełniać warunków określonych w dyrektywie.

W Polsce, do końca 2002 r. obowiązywało rozporządzenie MOŚZNiL z dnia 11 listopada 1991 r. [4], które określało jedynie dopuszczalne wartości stężeń zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do wód lub do ziemi (załącznik 2), pomijając zupełnie zasady monitoringu oczyszczalni. Od 1 stycznia 2003 r. weszło w życie nowe rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 r. w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi... [5], które jest wyraźnym przejawem dostosowania przepisów polskich do obowiązujących w UE. Określa ono, oprócz wartości dopuszczalnych stężeń zanieczyszczeń w ściekach, także minimalną liczbę próbek pobieranych w ciągu roku i liczbę próbek, które mogą nie spełniać wymagań stawianych ściekom oczyszczonym. Zestawione najbardziej istotne z punktu widzenia omawianego zagadnienia wymagania stawiane ściekom odprowadzanym z oczyszczalni komunalnych przedstawiono w tabelach 1, 2 i 3.

Tabela 1. Dopuszczalne stężenia zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych z oczyszczalni lub minimalny procent ich redukcji w przepisach polskich (PL) i Unii Europejskiej (UE)

Parametr		Wartości dopuszczalne (S_{dop}) lub minimalny procent redukcji zanieczyszczeń (η_{min}) przy RLM									
		< 2.000		2.000-9.999		10.000-14.999		15.000-99.999		> 100.000	
		S_{dop}	η_{min}	S_{dop}	η_{min}	S_{dop}	η_{min}	S_{dop}	η_{min}	S_{dop}	η_{min}
		mg/dm ³	%	mg/dm ³	%	mg/dm ³	%	mg/dm ³	%	mg/dm ³	%
BZT ₅	PL	40	-	25	70-90	25	70-90	15	90	15	90
	UE			25	70-90	25	70-90	25	70-90	25	70-90
ChZT	PL	150	-	125	75	125	75	125	75	125	75
	UE			125	75	125	75	125	75	125	75
Zawiesiny ogólne	PL	50	-	35	90	35	90	35	90	35	90
	UE			35	90	35	90	35	90	35	90
Azot ogólny	PL	30 ¹⁾	-	15 ¹⁾	-	15 ¹⁾	-	15	80	10	85
	UE					15 ²⁾	70-80	15 ²⁾	70-80	10 ²⁾	70-80
Fosfor ogólny	PL	5 ¹⁾	-	2 ¹⁾	-	2 ¹⁾	40 ¹⁾	2	85	1	90
	UE					2 ²⁾	80 ²⁾	2 ²⁾	80 ²⁾	1,5 ²⁾	80 ²⁾

¹⁾ wartości wymagane jedynie w ściekach odprowadzanych do jezior i ich dopływów ²⁾ wartości wymagane dla zrzutów ścieków do obszarów wodnych podatnych na eutrofizację

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Minimalna liczba pobieranych próbek ścieków dopływających i odpływających z oczyszczalni w przepisach polskich (PL) i Unii Europejskiej (UE)

-	Minimalna liczba pobieranych próbek w ciągu roku przy RLM							
	< 2.000		2.000-14.999		15.000-49.999		> 50.000	
PL	4 ¹⁾	2 ²⁾	12 ¹⁾	4 ²⁾	12	12	24	24
UE			12 ¹⁾	4 ²⁾	12	12	24	24

¹⁾ liczba próbek pobieranych w pierwszym roku obowiązywania pozwolenia wodnoprawnego

²⁾ liczba próbek pobieranych w kolejnych latach, pod warunkiem że w pierwszym roku ścieki spełniały wymagane warunki

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 3. Maksymalna liczba próbek oczyszczonych ścieków komunalnych, które mogą nie spełniać warunków określonych w tabeli 1 w odniesieniu do BZT₅, ChZT lub zawiesin ogólnych (wybór)

Liczba próbek pobranych w danym roku	-	1-3	4-7	8-16	17-28	...	172-178	...	351-365
Liczba próbek, które mogą nie spełniać wymaganych warunków	PL	0	1	2	3	...	14	...	25
	UE	-							

Źródło: opracowanie własne.

Wymagany poziom niezawodności technologicznej

Dysponując wystarczającą ilością pomiarów jakości ścieków odprowadzanych z oczyszczalni, przy zastosowaniu różnych metod (np. analiza rozkładu statystycznego, analiza szeregów czasowych) możemy wyznaczyć oraz prognozować niezawodność technologiczną (lub inaczej – wskaźnik sprawności technologicznej) tej oczyszczalni [6, 7]. Pozwala to operatorowi oczyszczalni na określenie prawdopodobieństwa z jakim na jego obiekcie zostanie

osiągnięta wymagana sprawność oczyszczania. Pozostaje jednak pytanie, czy to prawdopodobieństwo jest na tyle wysokie, aby zapewnić uzyskanie pozytywnego wyniku w czasie kontroli prowadzonej przez organy PIOŚ? Problem ten sprowadza się wobec tego do wyznaczenia wymaganego poziomu niezawodności technologicznej, zdefiniowanego jako niezawodność zapewniająca uzyskanie wymaganej jakości ścieków oczyszczonych w czasie okresowych kontroli, prowadzonych z częstotliwością określoną odpowiednimi przepisami (tabela 2, 3).

W dalszej analizie przyjęto założenie, że kontrola pracy oczyszczalni jest prowadzona wg najprostszego schematu, tzn. planu pojedynczego pobierania próbek do kontroli jakości [8]. W takim przypadku, prawdopodobieństwo pobrania określonej liczby próbek nie spełniających wymagań podlega rozkładowi hipergeometrycznemu i może być wyliczone jako:

$$p_i = \frac{\binom{D}{i} \cdot \binom{N-D}{n-i}}{\binom{N}{n}} \quad (3)$$

gdzie:

p_i – prawdopodobieństwo pobrania „ i ” próbek nie spełniających wymagań jakościowych,

i – liczba pobranych próbek nie spełniających wymagań,

D – liczba dni w roku, w których ścieki nie są odpowiednio oczyszczane (nie spełniają wymagań),

N – liczba dni w roku (przy założeniu, że próbka może być pobrana każdego dnia z takim samym prawdopodobieństwem),

n – liczba pobranych ogółem prób w ciągu roku.

Suma prawdopodobieństw p_i dla „ i ” przyjmującego wartość od 0 do „ c ” (gdzie „ c ” jest dopuszczalną liczbą próbek nie spełniających wymagań), określana jest jako *ryzyko konsumenta* β :

$$\beta = \sum_{i=0}^c p_i \quad (4)$$

i oznacza prawdopodobieństwo zakwalifikowania oczyszczalni pracującej wadliwie przez D dni w roku jako oczyszczalni spełniającej wszystkie wymagania. Ryzyko konsumenta przyjmuje się najczęściej na poziomie 10%.

Z punktu widzenia operatora oczyszczalni, ważniejszy wydaje się być wskaźnik przeciwny, określany jako *ryzyko producenta* α :

$$\alpha = 1 - \beta \quad (5)$$

określający prawdopodobieństwo uzyskania negatywnej oceny (tj. przekroczenia dopuszczalnej liczby próbek nie spełniających wymagań) przy założeniu, że oczyszczalnia pracuje wadliwie przez D dni w roku. Ryzyko producenta przyjmuje się zwykle na poziomie 5% ($\alpha = 0,05$).

Przy założeniu stałych wartości parametrów N , n oraz c , z zależności 3, 4 i 5 możemy określić graniczną wartość D_{dop} , przy której zostanie osiągnięty wymagany poziom ryzyka konsumenta lub producenta. Przykładowo, dla ryzyka producenta przyjętego na poziomie $\alpha = 0,05$, wartość D_{dop} będzie oznaczała maksymalną liczbę dni w ciągu, w których oczyszczalnia może pracować wadliwie (jakość ścieków oczyszczonych nie odpowiada wymaganiom), przy której prawdopodobieństwo uzyskania oceny negatywnej (czyli stwierdzenia większej niż dopuszczalna liczby próbek nie odpowiadających wymaganiom), będzie mniejsze niż 5%.

Wykorzystując estymator wskaźnika sprawności technologicznej P_{so}^* obliczany z zależności:

$$P_{so}^* = \frac{m}{n+1} \quad (6)$$

gdzie:

m – liczba wyników badań jakości ścieków odpowiadających wymaganiom ze względu na określony wskaźnik jakości,

n – liczba wszystkich wyników badań jakości ścieków ze względu na określony wskaźnik jakości,

możemy wyznaczyć wymaganą wartość wskaźnika sprawności technologicznej (wymagany poziom niezawodności technologicznej) przy zadanym poziomie ryzyka producenta:

$$P_{,\alpha} = \frac{N-D}{N+1} \cdot \alpha \quad (7)$$

gdzie:

$P_{dop,\alpha}$ – wymagany poziom niezawodności technologicznej oczyszczalni przy ryzyku operatora α ,

N – liczba dni w ciągu roku,

$D_{dop,\alpha}$ – liczba dni, w których oczyszczalnia nie spełnia wymogów przy ryzyku operatora α , określana ze wzorów (3), (5), przyjmując wartości n oraz c zgodnie z obowiązującymi przepisami (tabela 2 i 3).

Przykładowo, dla oczyszczalni ścieków obsługującej od 15 do 49,9 tys. RLM częstotliwość pobierania próbek ścieków oczyszczonych nie może być mniejsza niż 12 w ciągu roku ($n = 12$), przy czym dwie z tych próbek mogą nie odpowiadać wymaganiom ($c = 2$). Zakładając poziom ryzyka operatora $\alpha = 0,05$, powinna być spełniona równość:

$$\alpha = 1 - \beta = 1 - \sum_{i=0}^2 p_i = 0,05 \quad (8)$$

Podstawiając wyrażenia ze wzoru (3) otrzymujemy:

$$\sum_{i=0}^2 p_i = \frac{\binom{D}{0} \cdot \binom{365-D}{12-0}}{\binom{365}{12}} + \frac{\binom{D}{1} \cdot \binom{365-D}{12-1}}{\binom{365}{12}} + \frac{\binom{D}{2} \cdot \binom{365-D}{12-2}}{\binom{365}{12}} = 0,95 \quad (9)$$

Z powyższego równania wyznaczamy wartość $D_{dop,0,05}$, która w tym przypadku wynosi 27 dni. Oznacza to, że dana oczyszczalnia, pracując niewłaściwie przez 27 dni w ciągu roku, wciąż daje 95% szans na pozytywne „przejście” procedury kontrolnej (oczywiście w odniesieniu tylko do jednego badanego wskaźnika zanieczyszczeń w ściekach). W związku z tym, wymagany jednostkowy (tzn. dla jednego wskaźnika zanieczyszczeń) poziom niezawodności technologicznej dla tej wielkości oczyszczalni powinien wynosić:

$$P_{dop,0,05} = \frac{365 - 27}{365 + 1} = 0,9235 \quad (10)$$

Zgodnie z powyższą procedurą wyznaczono wartości graniczne D_{dop} dla oczyszczalni o różnej wielkości, przy dwóch różnych poziomach ryzyka operatora oczyszczalni ($\alpha = 0,05$ i $\alpha = 0,01$). Na tej podstawie określone zostały wartości wymaganego poziomu niezawodności technologicznej dla wybranego wskaźnika zanieczyszczeń w ściekach. Wyniki tych obliczeń zestawiono w tabeli 4.

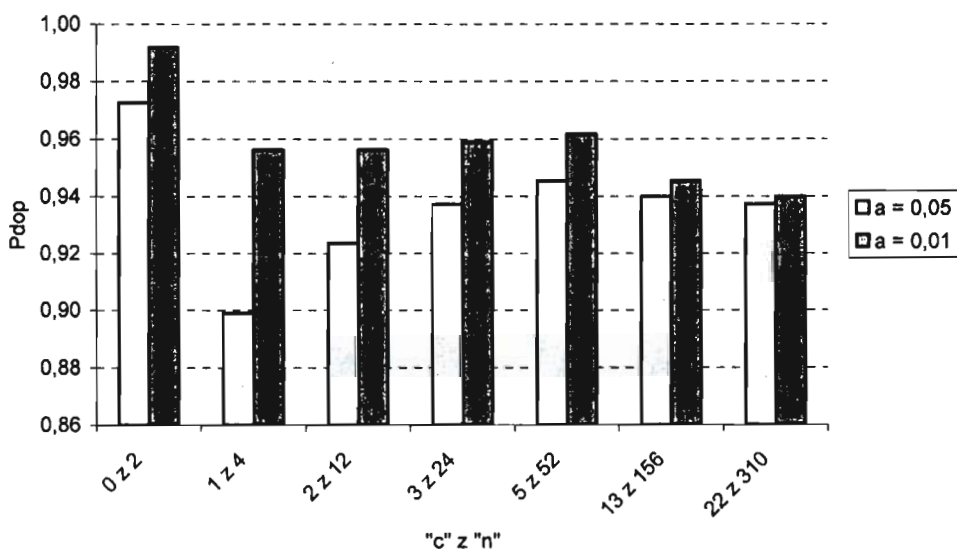
Tabela 4. Wymagany jednostkowy poziom niezawodności technologicznej dla oczyszczalni ścieków różnej wielkości, przy poziomie ryzyka $\alpha = 0,05$ i $\alpha = 0,01$

	Wymagana niezawodność technologiczna przy RLM							
	< 2.000		2.000-14.999		15.000-49.999		> 50.000	
	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
D_{dop} [d]	9	2	36	15	27	15	22	14
P_{dop}	0,9727	0,9918	0,8989	0,9563	0,9235	0,9563	0,9372	0,9590

Źródło: opracowanie własne.

Oprócz obliczeń wymaganego poziomu niezawodności, przeanalizowany został również wpływ częstotliwości pobierania próbek na wartość wymaganego poziomu niezawodności, dla oczyszczalni o różnej przepustowości wyrażonej RLM. Wyniki obliczeń przedstawia rysunek 1.

Rysunek 1. Zależność wymaganego poziomu niezawodności od ilości próbek pobieranych w ciągu roku przy różnych poziomach ryzyka operatora α



P_{dop} – wymagany poziom niezawodności, n – liczba próbek pobranych w ciągu roku, c – dopuszczalna liczba próbek nie odpowiadających wymaganiom

Jak pokazują obliczenia, najwyższym poziomem niezawodności powinny się charakteryzować oczyszczalnie najmniejsze (obsługujące mniej niż 2000 mieszkańców równoważnych), a co za tym idzie – najrzadziej kontrolowane. Wynika to z podstawowego warunku, jaki muszą one spełnić – żadna pobrana próbka ścieków nie może być zakwalifikowana jako nie spełniająca wymagań. Należy przy tym zauważyć, że warunek ten występuje tylko w polskich przepisach, gdyż Dyrektywa RWE nie określa ani wymaganej jakości ścieków oczyszczanych, ani też częstotliwości poboru próbek dla oczyszczalni tej wielkości.

Traktując małe oczyszczalnie (RLM < 2000) jako przypadek szczególny, wymagający odrębnej interpretacji, można też zauważyć, że wymagany poziom niezawodności oczyszczalni powyżej 2000 mieszkańców równoważnych nie zależy w istotny sposób od ilości próbek ścieków oczyszczonych. Przy założeniu poziomu ryzyka operatora $\alpha = 0,05$ zawiera się on w granicach od 0,8989 do 0,9454, natomiast przy $\alpha = 0,01$ waha się od 0,9399 do 0,9617.

Podsumowanie

Obowiązujące od niedawna rozporządzenie w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi... [5] jest wyraźnym przejawem dostosowywania polskiego prawodawstwa do przepisów UE i w dużej mierze stanowi odzwierciedlenie dyrektywy RWE nr 91/271/EEC z 1991 roku (tabela 1, 2, 3).

Dla eksploatatorów oczyszczalni ścieków zawiera ono jeszcze jeden ważny aspekt praktyczny – obligatoryjnie ustalone częstotliwości i metodykę kontrolowania oczyszczalni oraz warunki, które należy spełnić aby uznać obiekt za sprawny. Dzięki temu, możliwe stało się wyznaczenie miarodajnych wartości wymaganego poziomu niezawodności technologicznej oczyszczalni ścieków (tabela 4), który kształtuje się średnio na poziomie $P_{dop,05} = 0,933$ przy 5% ryzyku operatora oraz $P_{dop,01} = 0,966$ przy ryzyku 1%.

Analizując wyznaczone wartości wymaganego poziomu niezawodności oczyszczalni ścieków, warto zauważyć, że częstotliwość kontrolowania oczyszczalni (ilość pobieranych próbek „n”), nie zawsze koreluje z wymaganym poziomem niezawodności, tzn. że częstsza kontrola nie musi oznaczać konieczności zapewnienia wyższej niezawodności technologicznej. Wynika to oczywiście z przyjętej w przepisach dopuszczalnej liczby przekroczeń wartości dopuszczalnej w pobranych próbkach ścieków oczyszczonych („c”), która rośnie wraz ze wzrostem liczby pobieranych próbek.

Możliwe też jest wskazanie zalecanych wartości wskaźnika niezawodności technologicznej dla komunalnych oczyszczalni ścieków. Wydaje się, że dla oczyszczalni ścieków obsługujących powyżej 2000 mieszkańców równoważnych, niezawodność technologiczna na poziomie $P_{dop} = 0,96$ daje operatorowi oczyszczalni swego rodzaju „pewność” (przy ryzyku 1%), że w przypadku kontroli jego obiekt uzyska ocenę pozytywną, zaś niezawodność na poziomie $P_{dop} = 0,95$ zwiększa ryzyko operatora do 5%.

Literatura

- [1] Kwietniewski M., Roman M., Kłos-Trębaczkiwicz H., *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, Arkady, Warszawa 1993.
- [2] Rak J., Kurbiel J., Wiczysty A., *Propozycja podziału oczyszczalni ścieków na kategorie ze względu na niezawodność procesu oczyszczania*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna 1989 nr 6, s. 115-118.
- [3] *Council Directive of 21 may 1991 concerning urban waste water treatment (91/127/EEC)*, O.J.L 135/40 (May 30, 1991).
- [4] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 11 listopada 1991 r., w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód lub od ziemi, Dz.U. Nr 119/91, poz. 503.
- [5] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 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 212/02, poz. 1799.
- [6] Andraka D., *Prognozowanie niezawodności oczyszczalni ścieków na przykładzie Miejskiej Oczyszczalni w Grajewie*, w: *Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych*, Rajgród 1997.
- [7] Andraka D., *Wykorzystanie modelu niezawodnościowego do oceny działania Białostockiej Oczyszczalni Ścieków*, w: *Eksploatacja oczyszczalni ścieków*, Sielcia/Cedzyna 1997.
- [8] Błażejowski R., Muratowa S., *O sposobach poboru próbek ścieków w badaniach kontrolnych*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna 1993 nr 5, s. 132-133.

REQUIRED RELIABILITY LEVEL OF WASTEWATER TREATMENT PLANTS ACCORDING TO EUROPEAN AND POLISH REGULATIONS

Summary

The paper discusses problem of technological reliability of wastewater treatment (WWT) plants in reference to obligatory regulations for effluent quality from the plants. Basic definitions and methods of evaluation of plant reliability are described in the paper and then calculations of required reliability level for different WWT plants are presented.

PROBLEMY ODPROWADZANIA ŚCIEKÓW SZPITALNYCH DO KOMUNALNYCH URZĄDZEŃ KANALIZACYJNYCH - WYMAGANIA I MOŻLIWOŚCI

Streszczenia

W referacie zaprezentowano wybrany fragment obowiązujących przepisów dotyczących wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych stanowiących mienie komunalne oraz analizę możliwości ich spełnienia na przykładzie wprowadzenia do tych urządzeń specyficznych ścieków z obiektów medycznych i weterynaryjnych, które powinny być wcześniej poddane procesowi dezynfekcji.

Wstęp

Ogłoszone przed kilkoma laty, oczekiwane przez środowisko specjalistów z zakresu oczyszczania ścieków i obecnie obowiązujące przepisy, dotyczące warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych stanowiących mienie komunalne [4] wprowadziły szereg ograniczeń odnośnie składu ścieków oraz ich nabytych domieszek, w tym również odpadów. W §4 ust.1 tych przepisów wymieniono m.in. substancje chemiczne (palne, wybuchowe, żrące i toksyczne) oraz odpady (stałe, płynne z hodowli zwierząt), a także ścieki z tej hodowli i produkcji kiszonek (punkty 1-5), których wprowadzanie do komunalnych urządzeń kanalizacyjnych jest zabronione. Ograniczenia te obowiązywały w większości już wcześniej i potrzeba ich przypomnienia nie podlega już dyskusji, zwłaszcza w interesie odbiorców ścieków, eksploatujących miejską sieć kanalizacyjną i oczyszczalnie ścieków komunalnych.

Natomiast niewątpliwym novum tych przepisów jest zakaz wprowadzania do komunalnych urządzeń kanalizacyjnych nie zdezynfekowanych ścieków ze szpitali i sanatoriów oraz z zakładów weterynaryjnych (pkt. 6). Wprawdzie od ponad 40 lat obowiązywały przepisy zarządzenia Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej z dnia 28.06.1962 roku w sprawie usuwania nieczystości z zakładów lecznictwa zamkniętego [5], które m.in. obowiązywały do podczyszczania i dezynfekcji ścieków odprowadzanych z pawilonów zakaźnych i pulmonologicznych oraz anatomii patologicznej prosektur, położonych na terenie szpitali, do miejskich systemów kanalizacyjnych, ale aktualne wymagania objęły wszystkie rodzaje ścieków powstających w obiektach szpitalnych i sanatoryjnych. Jest to problem trudny i złożony, dlatego warto poświęcić mu trochę uwagi analizując obowiązujące wymagania i oceniając możliwości ich praktycznej realizacji.

I. Charakter ścieków powstających w szpitalach

Poza ściekami pochodzącymi z wody zużytej do celów gospodarczo-higienicznych pacjentów i personelu, z części oddziałów medycznych i gospodarczych odpływają ścieki o specyficznym składzie. Należy do nich zaliczyć:

- ścieki z oddziałów zakaźnych i pulmonologicznych oraz prosektur,
- ścieki z kuchni, pralni i dezynfektorni,
- ścieki zanieczyszczone substancjami chemicznymi z laboratoriów analitycznych i fotograficznych,
- ścieki skażone izotopami promieniotwórczymi z oddziałów onkologicznych [3].

Poza pierwszą, ścieki z następnych grup przed odprowadzeniem do ogólnej sieci kanalizacyjnej szpitala wymagają podczyszczenia i unieszkodliwienia lub rozcieńczenia. Natomiast ścieki z oddziałów zakaźnych i pulmonologicznych oraz prosektur – podczyszczania i dezynfekcji. Ścieki te posiadają skład zbliżony do ścieków z innych oddziałów szpitalnych, ale mogą być ponadto zanieczyszczone mikroorganizmami chorobotwórczymi. W stosunku do ścieków bytowo-gospodarczych z gospodarstw domowych wykazują one nieco wyższe wartości podstawowych wskaźników zanieczyszczeń – BZT₅ średnio o około 90 mg O₂/dm³, ChZT średnio o około 800 mg O₂/dm³, zawiesinę ogólną średnio o około 300mg/dm³ [2].

Według dotychczasowej praktyki ścieki o charakterze zakaźnym były na wstępie podczyszczane (mechanicznie lub biologicznie), a następnie dezynfekowane związkami chloru. Zakres podczyszczania był zależny od pochodzenia ścieków i rodzaju ich odbiornika. Od tych wymagań pochodzących z przepisów [5] istniały wyjątki, po spełnieniu których nie trzeba było podczyszczać i dezynfekować ścieków zakaźnych, a mianowicie:

- odprowadzanie ścieków z wymienionych wyżej oddziałów liczących łącznie nie więcej niż 100 łóżek, jeśli zostaną one rozcieńczone innymi ściekami szpitalnymi w stosunku nie mniejszym niż 1:500,

- w szczególnych przypadkach w uzgodnieniu z lokalnymi władzami samorządowymi i sanitarnymi, stosunek rozcieńczenia ścieków zakaźnych pozostałymi 1:500, mógł być liczony w stosunku do ilości ścieków przepływających w kanale miejskim bezpośrednio poniżej wlotu ścieków ze szpitala [1].
W dużych obiektach szpitalnych (powyżej 600 łóżek) korzystano w przeszłości dość często z tej możliwości.

2. Warunki spełnienia wymagań obowiązujących przepisów

Wspomniane wyżej przepisy [4] obowiązują formalnie od pierwszych dni września 1999 roku. Wątpię, aby w obecnej sytuacji ekonomicznej służby zdrowia w naszym kraju mogły być spełnione zawarte w nich wymagania. Przy wymogu dezynfekcji całej ilości ścieków odprowadzanych ze szpitala lub sanatorium, w ilości wahającej się od 150 do nawet 1000m³/d nie ma możliwości ich podczyszczania, jeśli odbiornikiem jest miejska sieć kanalizacyjna. Nie pozostanie to bez wpływu na wielkości dawki środka dezynfekcyjnego, która powinna być skuteczna. Ogólnie wiadomo, że podczyszczanie ścieków przed ich dezynfekcją zwiększa jej skuteczność i stwarza możliwość zastosowania niewielkiej dawki środka dezynfekcyjnego. Najlepsze efekty uzyskuje się bowiem stosując urządzenia biologiczne, działające na zasadzie uproszczonego osadu czynnego, bardziej elastycznego niż złoża biologiczne i lepiej tolerującego obecność w ściekach leków i środków odkażających. W ściekach bardziej zanieczyszczonych rośnie liczba złożonych związków organicznych reagujących wolno z chlorem. Duża dawka środka dezynfekcyjnego i w konsekwencji znaczna wartość chloru pozostałego w zdezynfekowanych ściekach, odprowadzanych następnie do miejskiej sieci kanalizacyjnej zakończonyj oczyszczalnią ścieków komunalnych, może negatywnie oddziaływać na przebieg i efektywność biologicznych procesów oczyszczania ścieków w tej oczyszczalni, zwłaszcza w niewielkich miastach, w których ścieki z obiektów szpitalnych stanowią znaczącą część w ogólnej ilości oczyszczanych ścieków.

Dezynfekowanie całej ilości ścieków powstających w szpitalu lub sanatorium, odprowadzanych następnie do komunalnych urządzeń kanalizacyjnych będzie wymagało:

- doboru odpowiedniego rozwiązania technologicznego urządzeń i instalacji do dezynfekcji ścieków,
- ustalenia optymalnej dawki środka dezynfekcyjnego,
- ustalenia właściwego rozwiązania technicznego obiektu chlorowni,
- spełnienia warunków lokalizacji chlorowni w konkretnej rzeczywistości urbanistycznej szpitala lub sanatorium,
- dostosowania układu sieci kanalizacyjnej na terenie szpitala do nowych potrzeb, tj. dezynfekcji wszystkich odprowadzanych ścieków,
- spełnienia warunku dotrzymania w odprowadzanych ściekach dopuszczalnych wartości chloru pozostałego wolnego i całkowitego chloru pozostałego.

Z dotychczasowych wyników badań zaprezentowanych w pracy [2] i praktyki wynika, że do dezynfekcji ścieków ze szpitali, zawierających bakterie chorobotwórcze i wirusy najbardziej nadają się jako silne utleniacze związki chloru, a wśród nich przede wszystkim chlor gazowy i podchloryn sodowy. Wśród nich powinien być dokonany właściwy wybór, ponieważ mogące być również stosowane metody fizyczne nie są tak skuteczne jak chemiczne.

Dobór optymalnej dawki wybranego środka dezynfekcyjnego powinien następować albo na podstawie doświadczeń eksploatacyjnych albo rezultatów badań.

Ze względu na miejsce lokalizacji chlorowni, powinna ona być zblokowana i obudowana, również z uwagi na bezpieczeństwo dla otoczenia. Lokalizacja chlorowni w istniejących obiektach szpitalnych, zwłaszcza w miastach będzie niezwykle kłopotliwa, zwłaszcza dla zachowania wymaganej strefy ochronnej i odległości od istniejących budynków. Przykładowo, w Poznaniu, na 22 istniejące szpitale tylko w dwóch lokalizacja chlorowni nie nastęrczy poważniejszych trudności.

Również często kłopotliwe będzie dostosowanie układu sieci kanalizacyjnej na terenie szpitala do koniecznej dezynfekcji wszystkich (poza opadowymi) powstających ścieków, zwłaszcza wtedy, gdy szpital ma odpływy do 2 lub 3 kanałów miejskich położonych w otaczających go ulicach.

Wreszcie również ważne jest, aby zdezynfekowane związkami chloru ścieki na terenie szpitala nie zawierały zgodnie z obowiązującymi przepisami [4] chloru pozostałego wolnego powyżej 2 mgCl/dm³ i chloru pozostałego całkowitego więcej niż 5 mgCl/dm³.

3. Metody i urządzenia stosowane do dezynfekcji ścieków szpitalnych i sanatoryjnych

Dezynfekcja ścieków szpitalnych powinna:

- zapewniać zabicie bakterii chorobotwórczych i wirusów,
- nie dopuszczać do wytworzenia się produktów toksycznych,
- zmniejszać do minimum ujemny wpływ zdezynfekowanych ścieków na odbiornik [1].

Stosowana dotychczas dezynfekcja ścieków szpitalnych (głównie zakaźnych) odbywa się przy pomocy związków chloru. O jej skuteczności decyduje przede wszystkim dawka środka dezynfekcyjnego i czas jego kontaktu ze ściekami. Dawka środka dezynfekcyjnego zależnie od pochodzenia ścieków może wahać się w granicach od 10 do 30 mgCl/dm³, natomiast czas kontaktu – 0,5 h. Wzrost dawki chloru powoduje zwiększenie organicznych związków azotowych i chloropochodnych, natomiast wydłużenie czasu kontaktu z chlorem wpływa na wzrost zawartości chloropochodnych związków organicznych, przy jednoczesnej stabilizacji zawartości azotu organicznego. Nadwyżka

wolnego chloru, jak wynika z przeprowadzonych badań nie powinna być większa niż $2 \text{ mgCl}^{\text{I}}/\text{dm}^3$ w przypadku ścieków zakaźnych i $5 \text{ mgCl}^{\text{I}}/\text{dm}^3$ w przypadku ścieków z oddziałów pulmonologicznych [2].

W procesie dezynfekcji ścieków związkami chloru przebiegają następujące reakcje:

- I grupa – reakcje podstawowe – chlor z azotem amonowym; powstają chloraminy, – reakcje uboczne – niekorzystne reakcje chloru do chlorków. Obie te reakcje są względem siebie konkurencyjne;
- II grupa – procesy chemiczne, wpływające na przebieg chlorowania – reakcje chloru z domieszkami organicznymi występującymi w ściekach.

Dezynfekcja związkami chloru zależy więc od obecności w ściekach azotu amonowego, azotynowego i związków organicznych. Chlor utlenia azotyny do azotanów i tworzy związki chlorowcopochodne organiczne (haloformy). Chlorowanie przebiega w dwóch fazach:

- I faza – wraz ze wzrostem dawki chloru następuje wzrost zawartości chlorowców organicznych wzrastających do maksimum;
- II faza – proces utleniania – przy ciągłym wzroście dawki chloru następuje spadek zawartości chlorowców organicznych.

Efekt dezynfekcji pozostaje w ścisłym związku ze stężeniem substancji organicznych w ściekach. Dla pewnych zakresów stężenia związków organicznych można uzyskać wysokie efekty bakteriobójcze. Przykładowo, przy dawce chloru $10 \text{ mg Cl}_2/\text{dm}^3$, na podstawie przeprowadzonych badań zaprezentowanych w pracy [2]:

a) wysoka bakteriobójczość występuje, gdy:

- utlenialność $\leq 13 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$ i $\geq 23 \text{ O}_2/\text{dm}^3$,
- ChZT $\leq 65 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$ i $\geq 130 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$;

b) wysoka przeżywalność bakterii ma miejsce, gdy

- $13 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3 < \text{utlenialność} < 23 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$,
- $65 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3 < \text{ChZT} < 130 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$.

Reakcje chloru z domieszkami organicznymi są konkurencyjne w stosunku do reakcji, w wyniku których następuje niszczenie bakterii. W ściekach bardziej zanieczyszczonych rośnie liczba złożonych związków organicznych wolno reagujących z chlorem, co pozwala uzyskać wzrost efektu bakteriobójczego. Ogólnie można stwierdzić, że dezynfekcja ścieków szpitalnych związkami chloru pozwala zmniejszyć liczbę bakterii o 95 i więcej procent, zależnie od stopnia oczyszczenia dezynfekowanych następnie ścieków, dawki chloru oraz czasu jej kontaktu ze ściekami.

Do chlorowania ścieków z obiektów leczniczych najbardziej nadają się następujące rozwiązania [2]:

Urządzenia do chlorowania wodą chlorową, przygotowaną i dostarczaną z gotowych urządzeń – chloratorów, w których chlor gazowy jest uprzednio rozpuszczany w wodzie. Jednym z najbardziej znanych i często stosowanych jest chlorator typu C-7, produkowany przez Fabrykę Armatury i Urządzeń Komunalnych „PoWoGaz” w Poznaniu. Jest urządzeniem podciśnieniowym i służy do chlorowania ścieków metodą chlorowania pośredniego. Przeznaczono go przede wszystkim do układów beciśnieniowych, ale stosując agregat pompowy i specjalne wyposażenie można też używać tego chloratora do układów ciśnieniowych. Produkowany jest łącznie z automatycznym wyłącznikiem chloru, w wypadku zaniku ciśnienia, w czterech zakresach natężenia przepływu chloru. Ciśnienie naciskowe wody zasilającej chlorator powinno wynosić 0,2-0,6 MPa. W skład urządzenia do chlorowania ścieków wchodzi następujące zespoły:

- chlorator tablicowy typu C-7,
- dawkownik typu D-3, dawkujący wodę chlorową w zależności od ilości ścieków przepływających przez urządzenie syfonowe,
- elektryczny zespół sterujący elektromagnetycznym zaworem na dopływie wody do chloratora i odpływem wody chlorowej do dawkownika.

Podstawowe dane techniczne – wydajność chloratora 100-3000 gCl_2/h , przepływ odkazanych ścieków zależnie od dawki chloru – 10-30 m^3/h . Zaletą tego urządzenia jest m.in. możliwość zautomatyzowania procesu chlorowania.

Urządzenia do chlorowania za pomocą podchlorynu sodu a wśród nich chlorator CS2, przygotowujący roztwór podchlorynu, umożliwiającą dezynfekcję ok. 180 m^3/d ścieków szpitalnych. Chlorator ten składa się z następujących części:

- przeponowej pompy ssąco-tłoczącej,
- zbiornika na dezynfekujący roztwór podchlorynu sodu o pojemności 50 dm^3 , z polietylenu,
- przewodu dopływającego,
- przewodu odprowadzającego.

Chlorator ten, zależnie od wywołanego w nim przeciwcisnienia ma możliwość dawkowania podchlorynu sodu w zakresie od ok. 60 do 11 400 cm^3/h , co przy 1% stężeniu roztworu pozwala uzyskać dawkę środka odkazającego w granicach od 0,6 do 114 Cl/h .

Dawkę chloru do dezynfekcji ścieków należy przede wszystkim ustalać na podstawie badań technologicznych. Przybliżona jego dawka powinna się mieścić w granicach 10-30 $\text{mg Cl}^{\text{I}}/\text{dm}^3$. Przy większych niż podano wyżej stężeniach chloru pozostałego scieki wymagają dechloracji. Zwiększona dawka chloru jest niekiedy konieczna dla skutecznego unieszkodliwiania zarazków chorobotwórczych (w tym gruźliczych oraz wirusów).

Chlorownia może być wydzieloną częścią budynku związanego z gospodarką ściekową szpitala (np. oczyszczalni ścieków), który nie jest przeznaczony do stałego pobytu ludzi. Jeśli natomiast pojawia się jako obiekt dodatkowy w istniejącym szpitalu lub sanatorium, będzie to z pewnością obiekt samodzielny.

W skład chlorowni działającej w oparciu o wodę chlorową powinny wchodzić następujące pomieszczenia:

- przedsionek, spełniający rolę dyżurki i pomieszczenia izolującego obsługę chlorowni przed bezpośrednim kontaktem z chlorem gazowym,

- magazyn środków dezynfekcyjnych z miejscem do pionowego ustawienia butli z chlorem, wagi do kontroli poboru chloru z butli oraz w pozycji poziomej opróżnionych butli,
- pomieszczenia chloratorów, z jednym urządzeniem, jeśli chlorownia może pracować okresowo lub z dwoma, jeśli przewiduje się stałą dezynfekcję ścieków,
- ewentualnie pomieszczenie instalacji do unieszkodliwiania chloru – urządzenia do chemicznego wiązania chloru za pomocą wodorotlenku sodowego. Jest ono niezbędne przy dużych ilościach używanego chloru. W małych i średnich obiektach leczniczych nie będzie ono potrzebne [2].

Chlorownia na podchloryn sodu wg systemu „AKWAKLAR” składa się z dwóch pomieszczeń:

- magazynu z pojemnikami podchlorynu sodu, zazwyczaj o pojemności 50 dm³ każdy,
- pomieszczenia chloratorów (jednego lub więcej), zależnie od potrzeb i sposobu dezynfekcji ścieków [2].

Pomieszczenie chlorowni powinno być wyposażone w instalacje zimnej wody, ciepłej wody, kanalizacyjną oraz ogrzewania i wentylacji. Temperatura w poszczególnych pomieszczeniach chlorowni powinna wahać się od +10°C (pomieszczenie dechloracji) do +18-22°C (magazyn środków dezynfekcyjnych i pomieszczenie chloratorów). Zaleca się stosowanie ogrzewania wodnego. Chlorownia powinna mieć działającą ciągle wentylację grawitacyjną i mechaniczną. Wentylacja mechaniczna powinna zapewniać dziesięciokrotną wymianę powietrza w pomieszczeniu w wypadku chlorowni na chlor gazowy i pięciokrotną – w wypadku stosowania podchlorynu sodu. Zapas chloru w magazynie zależy od wielkości jego zużycia w ciągu doby i powinien wahać się od maksimum 100 kg przy zużyciu do 1kg/d do 400 kg przy zużyciu do 10 kg/d.

Odległość chlorowni od innych budynków przeznaczonych na stały pobyt ludzi nie powinna być mniejsza niż 20 m, przy zapasie chloru do 1000 kg.

Miejsce dawkowania środka dezynfekcyjnego (chloru) do ścieków powinno zagwarantować wymagany czas kontaktu przed ich zrzutem do kanału miejskiego lub odbiornika. Gdy brak takiej możliwości, konieczne jest wybudowanie specjalnej komory kontaktowej, w której będzie możliwość dobrego wymieszania chloru ze ściekami i jego bakteriobójczego działania. Najczęściej w szpitalnych i sanatoryjnych oczyszczalniach ścieków są stosowane labiryntowe, przepływowe komory kontaktowe, których lokalizacja wymaga jednak odpowiedniego miejsca i powierzchni terenu.

Podsumowanie

Z przeprowadzonej analizy i charakterystyki metod dezynfekcji ścieków ze szpitali i sanatoriów wynika, że w przypadku dużej ilości ścieków (> 300m³/d) właściwy będzie wybór chlorowni na chlor gazowy. Natomiast przy niewielkim odpływie ścieków rozwiązanie technologiczne ich dezynfekcji powinno obejmować instalację na podchloryn sodu.

Lokalizacja chlorowni w istniejących obiektach szpitalnych i sanatoryjnych, zwłaszcza w miastach będzie bardzo kłopotliwa i nie wszędzie wystąpi możliwość zachowania obowiązujących wymagań urbanistycznych. To samo dotyczy konieczności przebudowy układu kanalizacyjnego w rejonie lokalizacji chlorowni.

Pojawienie się urządzeń do dezynfekcji ścieków w szpitalach i sanatoriach, w których dotychczas ścieków nie chlorowano będzie wymagało wprowadzenia sposobu monitoringu skuteczności dezynfekcji ścieków i zaangażowania fachowców do obsługi i eksploatacji urządzeń chlorowni.

Pomimo upływu okresu prawie 4 lat od dnia obowiązywania wspomnianych przepisów [4], ścieki ze znakomitej większości szpitali i sanatoriów nie są dezynfekowane przed odprowadzeniem do kanału miejskiego bądź odbiornika. Sadzę, że na przeszkodzie we wprowadzeniu tego obowiązku stoją: zbyt krótkie *vacatio legis*, brak środków inwestycyjnych w służbie zdrowia, wspomniane już trudności lokalizacyjne oraz przypuszczalnie tolerancja organów państwowej inspekcji sanitarnej. Obawiam się, że przepis ten jeszcze przez kilka lat pozostanie jedynie „na papierze”.

Literatura

- [1] Królikowski A., *Wytyczne projektowania szpitali ogólnych*, Zeszyt 1 *Gospodarka wodno-ściekowa*, MZiOS, Warszawa 1984.
- [2] Królikowski A., *Oczyszczanie ścieków szpitalnych i sanatoryjnych. Podstawy technologiczne projektowania i eksploatacji*, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 1989.
- [3] Królikowski A., *Metody unieszkodliwiania ścieków szpitalnych*, Materiały konferencji naukowo-technicznej „SANMED'98” PZITS, Łódź 1998.
- [4] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 19 maja 1999 roku w sprawie warunków wprowadzenia ścieków do urządzeń kanalizacyjnych stanowiących mienie komunalne (Dz.U. Nr 50, poz. 501).
- [5] Zrządzenie Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej z dnia 28 czerwca 1962 roku w sprawie usuwania nieczystości z zakładów lecznictwa zamkniętego (M.P. Nr 56, poz. 268).

PROBLEMS OF SEWAGE INPUT OF MUNICIPAL SEWERAGE SYSTEM - REQUIREMENTS AND POSSIBILITIES

Summary

The paper presents selected fragment of valid regulations concerning sewage drained to a municipal sewerage system as well as analysis of their fulfillment possibilities. An example describes medical and veterinary sewage as an input of sewerage system; such special sewage should be subject to disinfection process before.

SYSTEM DO BIOLOGICZNEJ NEUTRALIZACJI ODORÓW BIEWENT

Streszczenie

W wyniku procesów biologicznych zachodzących podczas przesyłu i oczyszczania ścieków powstają znaczne ilości odorotwórczych zanieczyszczeń powietrza. Jedną ze stosowanych technologii neutralizacji odorów jest metoda biologicznego oczyszczania powietrza. Systemem spełniającym warunki wymagane w procesie biofiltracji jest typoszereg Biowent. System Biowent składa się z urządzeń dostosowanych do typowych aplikacji komunalnych i przemysłowych. W celu optymalizacji warunków pracy systemu, zostały przeprowadzone badania w pełnej skali technicznej. Skuteczność działania systemu Biowent została potwierdzona zarówno wynikami badań jak i poprzez pierwsze realizacje.

Wstęp

Efektym ubocznym rozwoju cywilizacyjnego są ogromne ilości odpadów stałych, ścieków oraz zanieczyszczeń powietrza. W wielu przypadkach przekraczają one możliwość do naturalnego samooczyszczania się środowiska. W niektórych regionach prowadzi to do zachwiania równowagi ekologicznej.

Dzięki postępowi cywilizacyjnemu tworzy się również świadomość ekologiczna, a wraz z nią postępuje rozwój nauki i techniki ochrony środowiska. Jedną z najważniejszych i najprężniej rozwijających się dziedzin jest ochrona wód i powietrza.

Powszechne zaopatrzenie ludzi w wodę, wysoki standard sanitarny oraz wyposażenie gospodarstw domowych w wodochłonne urządzenia powoduje ciągły wzrost ilości ścieków. Z problemem przesyłu i oczyszczania ścieków nieodłącznie związana jest emisja gazów odorotwórczych. Problem ten jest szczególnie wyczuwalny w okolicach przepompowni i oczyszczalni ścieków. Aktualny rozwój metod oczyszczania powietrza i ścieków oparty na procesach biologicznych oraz dostępność odpowiednich urządzeń umożliwia prawidłowe rozwiązanie tego problemu.

I. Opis procesu

W procesie biologicznego oczyszczania powietrza, substancje odorotwórcze usuwane są za pomocą wyselekcjonowanych mikroorganizmów zasiedlonych na złożu pochodzenia naturalnego. Produktami końcowymi powstającymi w wyniku przemian metabolicznych są dwutlenek węgla i woda. Substancje odorotwórcze mogą powstawać w wyniku zagniwania ścieków, jak również jako efekt uboczny niektórych procesów przemysłowych. Szczegółowy skład chemiczny tych substancji podano w tabeli 1.

Wyszczególnione w tabeli 1 związki chemiczne stanowią źródło substancji odżywczych dla wyspecjalizowanych bakterii z grupy *Thiobacillus*, *Pseudomonas* lub *Acinetobacter*.

Na efektywność procesu mają wpływ następujące czynniki: odpowiednia struktura złoża, gabaryty urządzenia, właściwie dobrana mikroflora bakteryjna, wilgotność i temperatura powietrza. Prawidłowe dostosowanie ww parametrów do warunków aplikacyjnych zapewni osiągnięcie 100% skuteczności procesu.

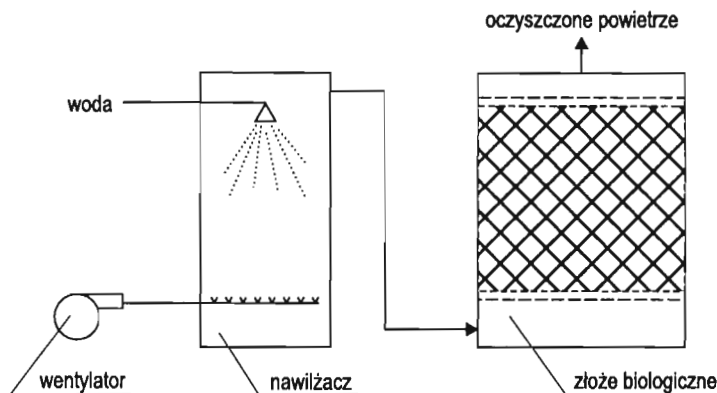
Tabela 1. Skład substancji odorotwórczych.

Emitor	Substancje odorotwórcze
Oczyszczalnie ścieków. Przepompownie	metan, siarkowodór, amoniak, merkaptany, siarczki, aminy, aldehydy, ketony, kwasy tłuszczowe
Przemysł celulozowy	siarkowodór, merkaptan metylu, siarczek metylu
Lakierne	ketony, alkohole, estry
Produkcja płyt wiórowych	formaldehyd, fenol
Przetwórstwo ryb	trójetyloamina, ketony, aldehydy, kwasy tłuszczowe
Fermy hodowlane	amoniak, siarkowodór, indol, skatol, fenol
Przemysł tekstylny-włókienniczy	amoniak, anilina, aceton, formaldehyd
Ubojnie, rzeźnie	amoniak, siarkowodór, aldehydy, związki azotu

Źródło: [1].

Proces składa się z wstępnego nawilżania powietrza oraz właściwej filtracji na złożu biologicznym. Schemat instalacji do biologicznej neutralizacji odorów przedstawiono na rysunku 1. Zanieczyszczone powietrze tłoczone jest za pomocą wentylatora A do nawilżacza B, gdzie osiąga niezbędną wilgotność. Następnie powietrze tłoczone jest pod złożo biofiltra C. Powietrze przepływa przez złożo zasiedlone przez mikroorganizmami. Na złożu następuje sorpcja zanieczyszczeń oraz ich biodegradacja. Oczyszczone powietrze opuszcza zbiornik biofiltra i ulatuje do atmosfery.

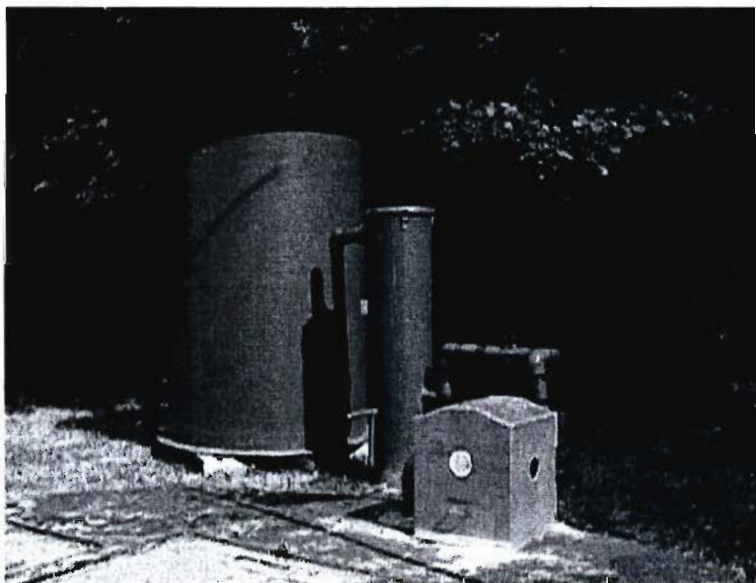
Ryunek 1. Schemat instalacji do biologicznej neutralizacji odorów



2. Budowa systemu Biowent

System do neutralizacji odorów działający na obszarze przepompowni PK-5 w Stegnie województwo pomorskie pokazano na rysunku 2. System składa się z wentylatora, nawilżacza i filtra wypełnionego złożem biologicznym.

Rysunek 2. Instalacja Biowent do oczyszczania powietrza z przepompowni w Stegnie województwo pomorskie od lewej: wentylator, nawilżacz, złożo biologiczne



System Biowent jest zaprojektowany tak, aby osiągnąć całkowitą redukcję związków odorotwórczych oraz zapewnić niezawodność działania w każdych warunkach stosowania. Urządzenia wchodzące w skład systemu wykonane są z wysokiej jakości materiałów, są proste w obsłudze oraz wymagają jedynie niewielkich nakładów inwestycyjnych i eksploatacyjnych.

Zbiornik biofiltra wykonany jest z laminatu poliestrowego wzmocnionego włóknem szklanym, co zapewnia wymaganą wytrzymałość, odporność na korozję oraz estetyczny wygląd. Cała konstrukcja przystosowana jest do transportu urządzenia w całości.

Parametry prowadzonego procesu oczyszczania powietrza są kontrolowane i sterowane automatycznie co znacząco obniża koszty eksploatacyjne. Standardowo urządzenie wyposażone jest w system alarmowy informujący o zaistniałych nieprawidłowościach. Opcjonalnie sygnał alarmowy może być przekazywany drogą radiową lub telefoniczną bezpośrednio do eksploatatora. Istnieje również możliwość automatycznego sterowania przepływem powietrza w zależności od poziomu zanieczyszczeń.

3. Badania procesu biologicznego oczyszczania powietrza

W celu określenia podstawowych parametrów i charakterystyk umożliwiających prawidłowe zaprojektowanie systemu do biologicznego oczyszczania powietrza wykonano szereg badań na instalacji pilotowej w pełnej skali technicznej. Badania zostały przeprowadzone we współpracy z pracownikami Politechniki Gdańskiej i Warszawskiej.

Główne koszty eksploatacyjne systemu związane są ze zużyciem energii elektrycznej przez wentylator. Moc wentylatora w znacznej mierze zależy od wielkości oporów przepływu powietrza stawianych przez złożo biologiczne. Przy użyciu organicznego kompostu trzeba się liczyć z dość dużymi, dochodzącymi do 3000 Pa/m oporami przepływu powietrza w biofiltrze. Stosując mieszaniny kompostu z torfem oraz wypełnieniami typu kora drzew, uzyskuje się znacznie niższe opory wynoszące poniżej 1000 Pa/m [2]. W publikacji [3] rozważano szereg cytowanych w literaturze sposobów obliczania oporów przepływu. Stwierdzono, że najprostszą i przy tym wystarczająco dokładną metodą wyznaczania oporów przepływu podczas przepływu powietrza przez wypełnienie biofiltra jest równanie Leva:

$$\frac{\Delta P}{h} = \alpha_1 \cdot u^{\beta_1} \quad (1)$$

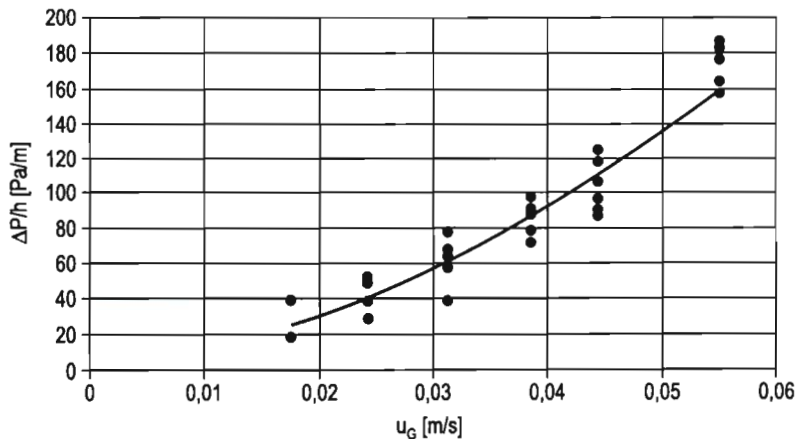
gdzie:

α_1, β_1 stałe

Wobec takiego ujęcia oporów przepływu, spadek ciśnienia P na złożu o wysokości h odniesiono do pozornej prędkości powietrza u_G w zbiorniku biofiltra o średnicy 1,6 m. Wyniki przedstawiono na rysunku 3. Linią ciągłą zaznaczono linię trendu o współczynniku korelacji 0,9 i równaniu:

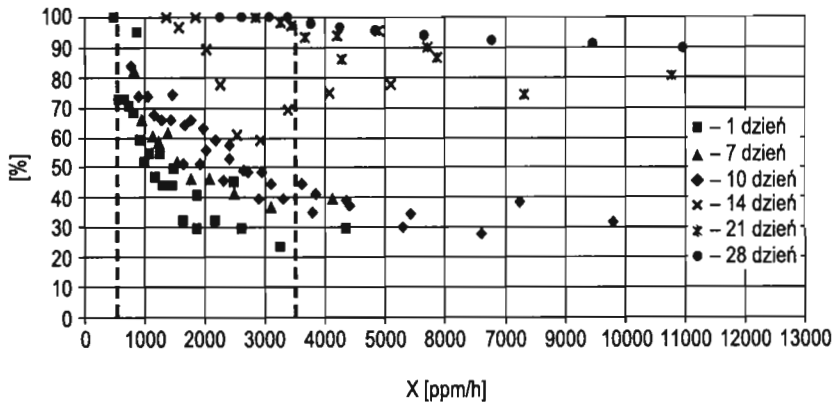
$$\frac{\Delta P}{h} = 18557 \cdot u^{1,643} \quad (2)$$

Rysunek 3. Charakterystyka hydrodynamiczna wypełnienia stosowanego w instalacji Biowent



W wyniku przeprowadzonych badań, wyznaczono progowe wartości obciążenia złoża biologicznego dla 100% skuteczności usuwania substancji odorotwórczych w przeliczeniu na zawartość siarkowodoru w oczyszczanym powietrzu (rysunek 4).

Rysunek 4. Sprawność procesu biologicznego oczyszczania powietrza w funkcji obciążenia złoża stosowanego w instalacji Biowent

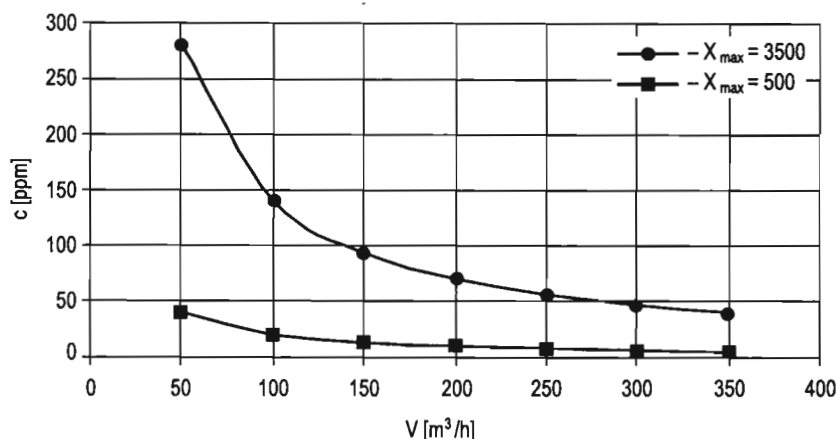


Po 21 dniach od uruchomienia instalacji, wartość maksymalnego obciążenia złoża wzrosła siedmiokrotnie od 500 do 3500 ppm/h. Pomiary prowadzone w następnym dniu nie wykazały już dalszego wzrostu tej wartości.

Znajomość wartości maksymalnego obciążenia złoża jest użyteczna do określania parametrów procesowych, dla których biofiltr będzie pracował ze skutecznością 100%. Przyjmując objętość złoża filtracyjnego odpowiadającą wielkości instalacji badawczej można określić dopuszczalne wartości stężeń substancji odorotwórczych w powietrzu wlotowym dla danych wartości natężenia przepływu powietrza.

Zaszczepienie złoża odpowiednimi bakteriami zwiększa jego możliwości filtracyjne ($X_{\max} = 3500$). Z przedstawionej na rysunku 5 charakterystyki wynika, że na przykład dla przepływu powietrza 200 m³/h można oczyszczać powietrze zawierające 75 ppm H₂S. Przed zaszczepieniem złoża ($X_{\max} = 500$), dopuszczalnym stężeniem H₂S dla tej samej ilości powietrza było 10 ppm. Różnica ta pogłębia się dla niższych przepływów powietrza.

Rysunek 5. Dopuszczalne wartości stężenia H₂S w powietrzu wlotowym w zależności od natężenia przepływu powietrza dla różnych wartości maksymalnego obciążenia złoża



Podsumowanie

Biorąc pod uwagę potrzebę dostosowania polskich norm dotyczących ochrony środowiska do standardów Unii Europejskiej postuluje się podejmowanie kroków w celu neutralizacji substancji zanieczyszczających powietrze.

Instalacja Biowent zapewnia całkowitą redukcję gazowych substancji odorotwórczych. System jest niewrażliwy na korozję, zmiany temperatury otoczenia, oraz okresowy brak dopływu powietrza. Dzięki zastosowaniu automatycznego sterowania parametrami procesu i instalacji alarmowej informującej o nieprawidłowościach zaistniałych w trakcie eksploatacji, system nie wymaga stałej obsługi. Niewątpliwą zaletą systemu jest możliwość powiększenia złoża w trakcie eksploatacji przez nadbudowę modułów oraz niewielka powierzchnia zajmowana przez urządzenia.

Możliwymi aplikacjami systemu BIOWENT[®] powinny być: wyciągi wentylacyjne z budynków oczyszczalni ścieków a w szczególności budynku krat, piaskowników oraz odwadniania osadu, przepompownie i systemy kanalizacji. Kolejnym obszarem zastosowań systemu BIOWENT[®] mogą być również instalacje przemysłowe emitujące związki odorotwórcze do otoczenia.

Kompleksowe badania przeprowadzone na instalacji do biologicznego oczyszczania powietrza Biowent pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

- przebadane złożo biologiczne zapewnia 100% redukcję substancji odorotwórczych pod warunkiem, że obciążenie złoża nie przekroczy maksymalnej wartości;
- po przekroczeniu maksymalnego obciążenia redukcja związków odorotwórczych jest nadal bardzo wysoka, np. dla dwukrotnie większego obciążenia niż dopuszczalne redukcja spada jedynie o 10%;
- spadek ciśnienia na złożu może być opisany równaniem Leva. Współczynniki występujące w tym równaniu należy określić doświadczalnie dla danego złoża;
- dla prawidłowego rozwoju mikroorganizmów niezbędne jest utrzymywanie temperatury powietrza powyżej 5^o C.

Przeprowadzone badania potwierdzają wysoką skuteczność neutralizacji odorów przez system Biowent. Wyniki badań wskazują również na niewielkie zużycie energii elektrycznej związanej z niskim spadkiem ciśnienia na zastosowanym złożu oraz znikome zużycie wody do nawilżania powietrza. W związku z tym prawidłowo zaprojektowana instalacja nie stanowi kłopotów dla eksploatatora.

Literatura

- [1] Szklarczyk M., *Biologiczne oczyszczanie gazów odlotowych*, Wyd. P. Wr., Wrocław 1991.
- [2] Maćkowiak J., „Przemysł drzewny” 1991 nr 8, s. 18-20.
- [3] Palica M., Waluś J., Wilczek A., „Ochr. Pow. i Probl. Odp.” 1997 nr 31, s. 212-216.

Objaśnienie symboli

- C – koncentracja substancji odorotwórczej w powietrzu wlotowym, [ppm]
- ΔP – spadek ciśnienia na złożu biologicznym, [Pa]
- h – wysokość złoża biologicznego, [m]
- u_G – prędkość przepływu powietrza przez złożo biologiczne, [m / s]
- V_G – objętościowe natężenie przepływu powietrza, [m³/h]
- X – obciążenie złoża biologicznego, [ppm / h]

BIOWENT THE SYSTEM FOR ODOUR BIOLOGICAL NEUTRALIZATION

Summary

The biological processes proceeding during the sewage treatment produce a grate number of odorous air contaminants. The biological air purification technology is used for the neutralization of odors. The series of types Biowent satisfies requirements of the biofiltration process. The Biowent system is accommodated to the typical industrial applications. The optimization of the process has benn made in the full technical scale. The efficiency of the Biowent system has been confirmed by the experimental data as well as firsts applications.

PRZEGLĄD SYSTEMOWY STOSOWANYCH ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH W KANALIZACJI

Streszczenie

Biorąc pod uwagę wyniki dotychczasowych badań i wychodząc naprzeciw problemowi efektywnego retencjonowania ścieków opracowano kilkanaście nowatorskich rozwiązań wielokomorowych zbiorników do retencjonowania ścieków w różnych układach hydraulicznych. Innowacyjne rozwiązania stanowią trzy generacje odmiennych typów zbiorników wielokomorowych, które poprzez swą specyfikę i możliwości funkcjonalne stanowią efektywną alternatywę dla klasycznych rozwiązań zbiorników retencyjnych. Zaprezentowano stosowane i możliwe do zastosowania rozwiązania zbiorników w różnych systemach kanalizacyjnych i podane ich układy w planie i współdziałanie z siecią. Jak wykazano w referacie dokonanie właściwego wyboru modelu hydraulicznego zbiornika do określonego celu jest uzależnione od pełnionej funkcji w systemie, efektywności jego działania, a często głównie od uwarunkowań terenowych mogących sprzyjać, ograniczać, względnie eliminować jego zastosowanie; zwłaszcza dotyczy to zbiorników o działaniu grawitacyjnym. Zastosowanie zbiorników retencyjnych przy budowie nowych sieci kanalizacyjnych pozwala w określonych warunkach na osiągnięcie istotnych efektów ekonomicznych. Dotyczy to szczególnie przypadków, gdy znaczne ilości ścieków deszczowych są transportowane na duże odległości i przy uśrednianiu ilości ścieków transportowanych bezpośrednio do oczyszczalni. Zbiorniki retencyjne mogą spełniać również istotną rolę w zakresie ochrony odbiorników, zarówno, gdy współdziałają one z oczyszczalnią ścieków, jak i wtedy, gdy odpływ z nich kierowany jest bezpośrednio do odbiorników. Ostatnia generacja rozwiązań zbiorników grawitacyjno-pompowych, której jeden przykładowy model zaprezentowano, powinna spełniać oczekiwania projektantów i inwestorów.

Wstęp

Inwestycje kanalizacyjne należą do najdroższych w ramach funkcjonujących sieci infrastruktury technicznej miast, gdyż pochłaniają średnio prawie połowę wszystkich kosztów na ich realizację. Zasadniczą część kosztów przeznaczają się na budowę sieci do odprowadzania ścieków deszczowych z uwagi na konieczność transportowania ekstremalnych przepływów w bardzo krótkich przedziałach czasowych. Krytyczne przepływy obliczeniowe ścieków deszczowych trwają średnio 20-30 minut, są w trakcie opadu bardzo zmienne i do tego pojawiają się sporadycznie, średnio raz na dwa lata i przekraczają od 10 do 100-krotnie pozostałe ilości ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych.

Transport dodatkowych objętości ścieków z nowych osiedli i ze zlewni o zintensyfikowanej zabudowie powoduje przeciążenie już eksploatowanych sieci. Rozwiązanie tego problemu jest trudne i sprowadza się najczęściej do retencjonowania ścieków w kanalizacyjnych zbiornikach retencyjnych, co każdorazowo powinno być potwierdzone pełną analizą techniczno-ekonomiczną.

Biorąc pod uwagę wyniki dotychczasowych badań oraz wychodząc temu problemowi naprzeciw, głównie w odniesieniu do eksploatowanych sieci ogólnospławnych, opracowano kilkanaście nowatorskich rozwiązań wielokomorowych zbiorników do retencjonowania ścieków w różnych układach hydraulicznych. Innowacyjne rozwiązania stanowią trzy generacje odmiennych typów zbiorników wielokomorowych, które poprzez swą specyfikę i możliwości funkcjonalne stanowią efektywną alternatywę dla klasycznych rozwiązań zbiorników retencyjnych.

I. Aktualność problemu

Podejmowanie wielu tematów w zakresie unowocześnienia sposobów spływu i unieszkodliwiania ścieków deszczowych w skali międzynarodowej potwierdza cel prowadzonych od wielu lat badań. Obejmuje on problemy efektywnego odprowadzania wód deszczowych z terenów zurbanizowanych przy wykorzystaniu wszystkich możliwych etapów ich retencjonowania, czyli przy racjonalnym uwzględnianiu retencji powierzchniowej, kanałowej i za pomocą budowy różnego typu rozwiązań technicznych zbiorników retencyjnych [1].

Należy podkreślić, że zainteresowanie kanalizacyjnymi zbiornikami retencyjnymi ciągle wzrasta, w tym także w kraju i stanowią one nieodłączny element współczesnych sieci kanalizacyjnych dowolnego systemu grawitacyjnego. Racjonalne ich stosowanie umożliwia głównie przyłączenie do istniejących sieci nowych obszarów zlewni zurbanizowanych, bez przeciążenia tych systemów i konieczności ich rozbudowy, najczęściej w centralnych i zabytkowych

dzielnicach miast. Jednak zasadność uwzględniania zbiorników przy projektowaniu rozbudowywanych i modernizowanych systemów kanalizacyjnych powinna wynikać ze względów ekonomicznych i uwzględniać również efektywność ich oddziaływania na sieć poniżej zbiornika przy ustalaniu miarodajnych przepływów, poziom redukcji zanieczyszczeń w oczyszczalni ścieków i jakość wód odbiornika.

Inne kryteria obowiązują przy ustalaniu założeń projektowych i przy opracowywaniu metod wymiarowania zbiorników odciążających hydraulicznie kolektory, zbiorników akumulacyjnych dla zatrzymania pierwszej fali zanieczyszczeń oraz zbiorników oczyszczających, pełniących funkcję oczyszczalni mechanicznej tych ścieków.

Znane rozwiązania zbiorników wielokomorowych są przeznaczone do retencjonowania ścieków w systemach kanalizacji grawitacyjnej i zostały opracowane dla grawitacyjnego i grawitacyjno-podciśnieniowego sposobu ich działania.

Dokonanie właściwego wyboru modelu hydraulicznego zbiornika do określonego celu będzie uzależnione od pełnionej funkcji w systemie, efektywności jego działania, a często głównie od uwarunkowań terenowych mogących sprzyjać, ograniczać, względnie eliminować jego zastosowanie. W szczególności ograniczone może być stosowanie zbiorników o działaniu grawitacyjnym.

Nową grupę rozwiązań stanowią zbiorniki grawitacyjno-pompowe, których układy hydrauliczne dają możliwość ich stosowania praktycznie w każdych warunkach. Szczególnie ich przydatność jest uwarunkowana współdziałaniem tych zbiorników retencyjnych z oczyszczalnią ścieków.

2. Rozwiązania zbiorników retencyjnych w systemach kanalizacji

Uwzględniając praktyczne możliwości wykorzystania zbiorników retencyjnych do regulowania natężenia przepływu ścieków w kanalizacji można dokonać ich podziału systemowego, biorąc pod uwagę zarówno ich układy hydrauliczne, jak również sposób funkcjonowania zbiorników, nawiązując do najnowszych rozwiązań oraz odrębności ich funkcjonowania.

Stosując zróżnicowane kryteria, zbiorniki retencyjne można podzielić na pięć odmiennych grup, a każda z nich wyróżnia dalsze ich zróżnicowanie, głównie ze względu na uwarunkowania [2], którymi kolejno są:

- warunki przepływu,
- sposób współdziałania zbiornika retencyjnego z siecią,
- położenie zbiornika retencyjnego względem kanału,
- sposób dopływu i odpływu ścieków o różnym układzie hydraulicznym,
- użyte rozwiązanie konstrukcyjne zbiornika.

Należy podkreślić, że każdy zbiornik retencyjny ujęty w powyższych kryteriach może być w tym podziale klasyfikowany kilkakrotnie, a najważniejszymi cechami są pełniona funkcja w systemie i układ hydrauliczny zbiornika (rysunek 1), który zapewnia:

- grawitacyjny transport ścieków,
- grawitacyjno-pompowy transport ścieków,
- grawitacyjno-podciśnieniowy transport ścieków,
- pompowo-grawitacyjny transport ścieków,
- mieszany układ transportu ścieków.

Konkurencyjnym rozwiązaniem w odniesieniu do jednokomorowych zbiorników klasycznych są zbiorniki wielokomorowe dla grawitacyjnego, grawitacyjno-podciśnieniowego [3] i grawitacyjno-pompowego [4] sposobu akumulacji ścieków. Dokonanie wyboru typu zbiornika do zastosowania go w praktyce uzależnione jest od efektywności jego działania i od uwarunkowań terenowych, które mogą ograniczać lub eliminować jego zastosowanie.

Należy podkreślić, że o wyborze jednego z trzech przedstawionych poniżej modeli podstawowych generacji rozwiązań wielokomorowych zbiorników retencyjnych i efektywności działania analizowanych zbiorników decydują przede wszystkim cel, jakiemu ma ten obiekt służyć w danym układzie sieci i funkcja lub ewentualnie szereg odmiennych zadań, jakie ma określony zbiornik do spełnienia na sieci danego systemu kanalizacji.

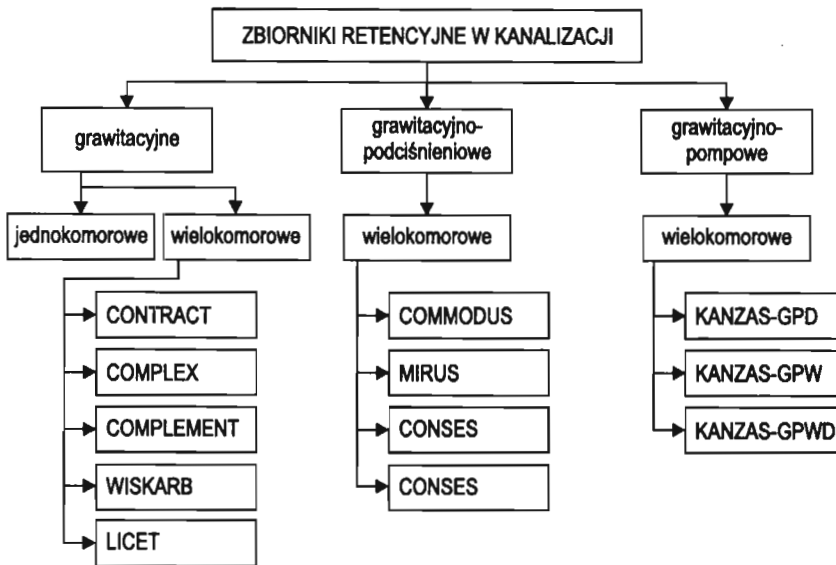
Niezależnie od podziału przedstawionego powyżej zbiorniki retencyjne w systemach kanalizacyjnych miejskich i przemysłowych można podzielić według kilku kryteriów. Jednym z nich, podawanym przez literaturę niemiecką, jest kryterium funkcjonalno-konstrukcyjne, według którego zbiorniki dzieli się zasadniczo na zbiorniki powrotne, przelewowe i zbiorniki osadniki, pełniące rolę oczyszczalni ścieków deszczowych.

Stosując inne kryteria zbiorniki deszczowe można podzielić na szereg grup, i tak:

- ze względu na warunki przepływu ścieków działają one jako przepływowe i nieprzepływowe;
- ze względu na sposób ich współdziałania z siecią kanalizacyjną mogą być bez przelewu lub z przelewem, umożliwiając odciążenie układu za zbiornikiem;
- ze względu na położenie względem kanału są zlokalizowane w osi kanału (kanał przechodzi przez zbiornik) lub z boku kanału jako zbiorniki w obejściu bocznym;
- ze względu na sposób rozwiązania konstrukcyjnego są budowane jako otwarte terenowe, otwarte, zamknięte lub zamknięte ze szczelnymi komorami podciśnieniowymi.

Każdy z wymienionych powyżej zbiorników może funkcjonować ze stałym bądź zmiennym natężeniem odpływu i zależy to głównie od przyjętego modelu hydraulicznego zbiornika.

Rysunek 1. Podział systemowy nowych generacji wielokomorowych zbiorników retencyjnych działających jako grawitacyjne, grawitacyjno-podciśnieniowe i grawitacyjno-pompowe

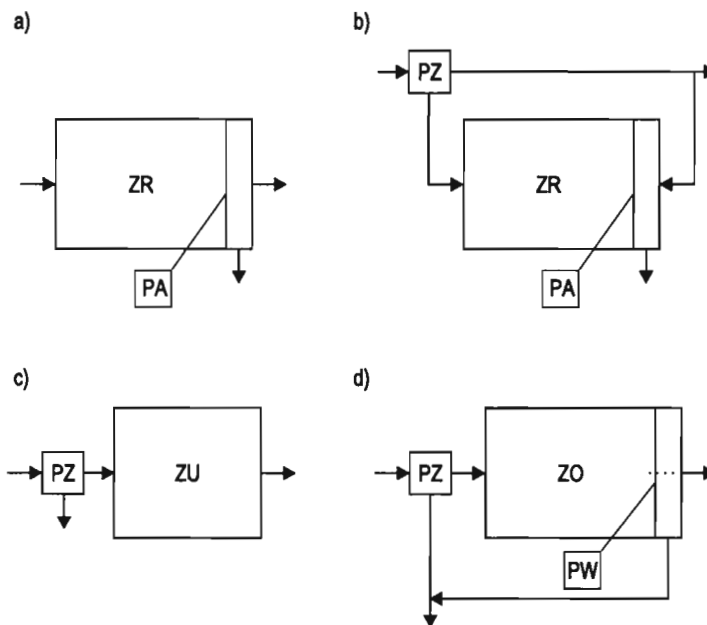


3. Funkcje pełnione przez zbiorniki retencyjne w kanalizacji

Warto zauważyć, że każdy zbiornik deszczowy może być w tym podziale klasyfikowany kilkakrotnie. Przedstawiona na wstępie klasyfikacja niemiecka może bardziej zwarta, lecz również nie jest w pełni jednoznaczna. Wydaje się, że najważniejszym kryterium jest funkcja, jaką spełnia zbiornik współpracując z siecią kanalizacyjną. Z tego punktu widzenia można zbiorniki retencyjne stosowane w kanalizacji podzielić następująco:

- zbiorniki odciążające hydraulicznie sieć i jej elementy ZR (rysunek 2a, b),
- zbiorniki uśredniające ZU (rysunek 2c),
- zbiorniki oczyszczające ścieki mechanicznie ZO (rysunek 2d).

Rysunek 2. Schematy działania zbiorników klasycznych w systemach kanalizacyjnych



Mogą one działać jako przepływowe (rysunek 2a) lub boczne (rysunek 2b), a decyduje o tym ukształtowanie terenu, głębokość posadowienia kanału odpływowego prowadzącego ścieki z osadami do oczyszczalni, a także możliwości finansowe inwestora.

Zbiorniki retencyjne ZR (rysunek 2a, b) służą do hydraulicznego odciążania sieci kanalizacyjnej oraz obiektów i urządzeń z nią współdziałających, zlokalizowanych poniżej tych zbiorników. Przy ich pomocy można również regulować odpływ ścieków deszczowych do odbiornika w sytuacjach, gdy przepustowość czynna kanałów i przepływy

w rzece nie są wystarczające dla przyjęcia lub transportu ścieków pojawiających się w czasie intensywnych opadów, oraz do regulowania zrztu ścieków przemysłowych do kanalizacji miejskiej. Zbiorniki tego typu nie zmieniają zasadniczo ładunku zanieczyszczeń zawartych w ściekach, gdyż zanieczyszczenia nagromadzone w czasie akumulacji ścieków są odprowadzane wraz z odpływającymi ściekami w fazie opróżniania. Zmieniają one natomiast chwilowe natężenie odpływu ładunku zanieczyszczeń do oczyszczalni lub do odbiornika. Według klasyfikacji niemieckiej zbiornik powrotny jest odpowiednikiem zbiornika odciążającego hydraulicznie sieć lub jej elementy.

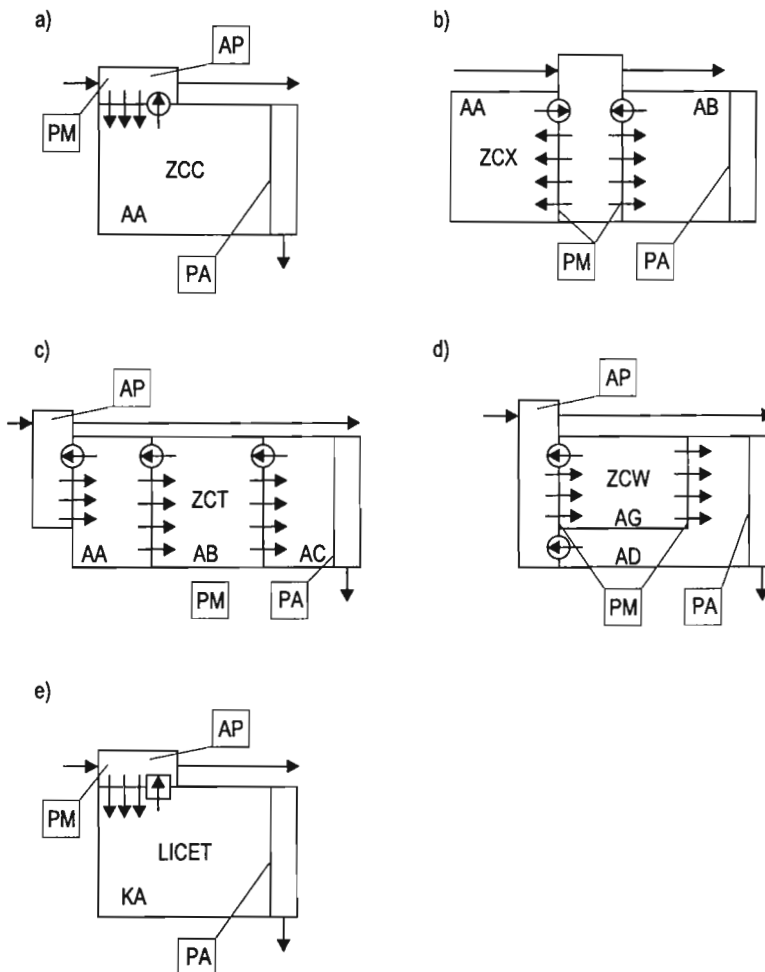
Zbiorniki uśredniające ZU (rysunek 2c) służą głównie do przechwytywania i gromadzenia fali znacznie zanieczyszczonych ścieków deszczowych, pochodzących zarówno ze zlewni zurbanizowanych zamieszkałych przez ludność, jak i obszarów przemysłowych, zawierających często splukane nieczystości i odpady chemiczne w postaci rozpuszczonej. Zbiorniki ZU nie zmniejszają w znacznym stopniu ładunku zanieczyszczeń zawartych w ściekach, natomiast ze względu na ich współdziałanie z oczyszczalnią stanowią podstawowy element odciążenia odbiornika od szczytowego ładunku zanieczyszczeń zawartych w ściekach deszczowych.

Zbiorniki oczyszczające ZO (rysunek 2d), w przeciwieństwie do zbiorników uśredniających, mają wewnętrzny przelew oczyszczający PW i pełnią rolę osadników do oczyszczania ścieków deszczowych i ogólnospławnych przy wykorzystaniu procesu sedymentacji. Podczyszczone ścieki odpływające z przelewu wewnętrznego PW do koryt odpływowych traktuje się jako mechanicznie oczyszczone i z reguły wprowadza się je wprost do odbiornika. Osady zgromadzone na dnie mogą być usunięte ze zbiornika i wprowadzone do kanałów, którymi odpływają do miejskiej cztery podstawowe fazy jego działania: fazę przepływową, fazę retencyjną, fazę sedymentacyjną i fazę opróżniającą. Zbiorniki oczyszczające są urządzeniami wielofunkcyjnymi, w których zachodzą procesy retencji, sedymentacji, flotacji i zagęszczania zawieszin.

4. Układy zbiorników wielokomorowych w planie

Bazując na publikowanych pracach [5,6] opracowano układy funkcjonowania wielokomorowych typów zbiorników retencyjnych o działaniu grawitacyjnym i grawitacyjno-podciśnieniowym, które służą do odciążenia hydraulicznego sieci kanalizacyjnej i jej elementów. Wydzielenie w nich części sterującej ilościowym przepływem ścieków oraz podział przestrzeni retencyjnej na wiele oddzielnych komór w różnym układzie wzajemnego położenia rozszerzają zakres praktycznych ich zastosowań.

Rysunek 3. Schematy działania zbiorników wielokomorowych grawitacyjnych w systemach kanalizacyjnych

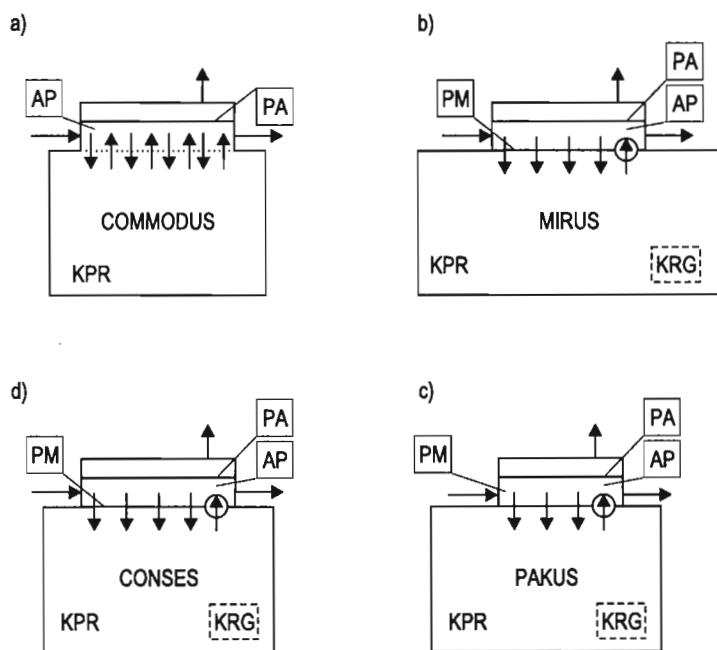


Wyróżniono pięć podstawowych modeli hydraulicznych zbiorników wielokomorowych o działaniu grawitacyjnym typu ZCC (rysunek 3a), ZCX (rysunek 3b), ZCT (rysunek 3c), ZCW (rysunek 3d) i LICET (rysunek 3e), które znane są z wielu publikowanych prac na ten temat. Ich główną zaletą jest duża efektywność kubaturowa, która wynika z sterującej roli komory przepływowej w procesie akumulacji ścieków.

Podobnie zaprezentowano kolejne cztery układy współdziałania z siecią kanalizacyjną zbiorników wielokomorowych grawitacyjno-podciśnieniowych typu COMMODUS (rysunek 4a), MIRUS (rysunek 4b), CONSES (rysunek 4c) i PARKUS (rysunek 4d). Badania nad ich wpływem na efektywność działania systemów kanalizacyjnych realizowano w ramach projektu badawczego [7], a najważniejsze wyniki badań również zaprezentowano w kilkudziesięciu publikacjach. Podstawową zaletą tych zbiorników jest pełne wykorzystanie powierzchni pod ich zabudowę i spłylenie zagłębienia kanału odpływowego.

Należy podkreślić, że o wyborze jednego z trzech podstawowych rozwiązań zbiorników decydują przede wszystkim cel, jakiemu ma ten obiekt służyć i funkcja, lub równocześnie kilka funkcji, jakie ma zbiornik do spełnienia w danym układzie lub systemie kanalizacji. Zatem stosowanie określonego rozwiązania należy zawsze poprzedzić pełnym rozeznaniem układów hydraulicznych stosowanych zbiorników i analizą procesu akumulacji znanych rozwiązań przy uwzględnieniu aktualnych osiągnięć krajowych i zagranicznych w tym zakresie.

Rysunek 4. Schematy działania zbiorników wielokomorowych grawitacyjno-podciśnieniowych w systemach kanalizacyjnych



5. Nowe koncepcje zbiorników grawitacyjno-pompowych

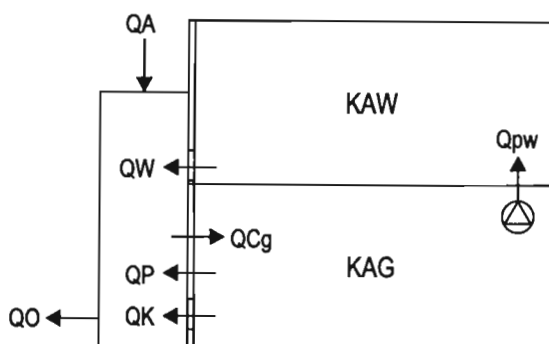
Przy tworzeniu nowych modeli hydraulicznych wielokomorowych zbiorników grawitacyjno-pompowych można wyróżnić trzy podstawowe układy ich funkcjonowania w odniesieniu do położenia komory pompowej. Największe zastosowanie powinny znaleźć zbiorniki z górną komorą akumulacyjną. Analizując szczegółowo wzajemne współdziałanie elementów tych zbiorników można wyodrębnić wiele zasadniczych ich wariantów, które charakteryzują się odmiennością rozwiązań. Zaprezentowano poniżej koncepcję jednego z opracowanych zbiorników wielokomorowych z górną komorą akumulacyjną, która wyróżnia się specyficznym układem hydraulicznym (rysunek 5).

Każdy model hydrauliczny wymaga formułowania odmiennych założeń i warunków brzegowych dla określenia modeli matematycznych, opisujących procesy akumulacji ścieków w czasie ich napełniania i opróżniania.

Cechami wspólnymi wszystkich zaproponowanych wariantów nowej generacji zbiorników grawitacyjno-pompowych z górną komorą retencyjną są następujące charakterystyczne ich elementy i sposób działania zbiorników tego typu (rysunek 5):

- wyodrębniona w kubaturze zbiornika górna komora akumulacyjna KAW,
- odpowiednio usytuowana komora przepływowa KP o działaniu regulującym i sterującym przepływem ścieków do komory grawitacyjnej i z pozostałych komór akumulacyjnych,
- wyodrębniona w części retencyjnej zbiornika grawitacyjna komora akumulacyjna KAG,
- sposób napełniania górnej komory akumulacyjnej KAW przy pomocy pomp ścieków,
- prosty grawitacyjny sposób opróżniania komór akumulacyjnych KAG i KAW,
- możliwość korzystnego zlokalizowania kanału odpływowego ze zbiornika na poziomie wlotu kanału dopływowego.

Rysunek 5. Schemat działania wariantu zbiornika KANZAS GPW z górną komorą akumulacyjną



Na rysunku 5 przedstawiono podstawowy układ hydrauliczny działania zbiornika typu KANZAS GPW z górną komorą akumulacyjną KAW. Specyfika tego rozwiązania polega na zlokalizowaniu komory retencyjnej KAW bezpośrednio nad grawitacyjną komorą retencyjną KAG. W trakcie opracowywania koncepcji tego rozwiązania sformułowano szereg wniosków, które dotyczą cech charakterystycznych dla tej koncepcji układu hydraulicznego zbiornika. Dwa zasadnicze podane poniżej, dotyczą kwestii o znaczeniu praktycznym, i tak:

- ścieki pozostające w zbiorniku, w procesie opróżniania górnej komory retencyjnej KAW, są odprowadzane poprzez wyprofilowany upust, z górnej komory akumulacyjnej KAW bezpośrednio do komory przepływowej KP zbiornika grawitacyjno-pompowego,
- proponowany układ hydrauliczny nadaje się doskonale przy prowadzeniu rekonstrukcji, rozbudowy i modernizacji eksploatowanych wielokomorowych zbiorników o układach grawitacyjnych, poprzez nadbudowę istniejących zbiorników retencyjnych.

Podsumowanie

Budowa, rozbudowa, a zwłaszcza modernizacja eksploatowanych obecnie systemów kanalizacyjnych, działających w ramach istniejącej infrastruktury podziemnej miast, jest aktualnym oraz szczególnie ważnym problemem naukowym i badawczym z uwagi na obserwowane konsekwencje wprowadzonych nowych przepisów, odnoszących się do zasad odprowadzania ścieków deszczowych z przelewów burzowych do wód powierzchniowych. W wielu krajach podjęto na szeroką skalę modernizację istniejących systemów i budowę nowych układów kanalizacyjnych z wykorzystaniem nowych technologii i materiałów zapewniających większą przepustowość i trwałość systemów odprowadzania ścieków. W Polsce w ostatnich latach również pojawiła się idea rozwijania problematyki odprowadzania ścieków i to nie tylko z terenów miejskich, lecz również z terenów małych miasteczek i wsi. Problem odprowadzania ścieków ze zlewni zurbanizowanych wymaga bardzo dużych nakładów finansowych, szczególnie na specjalistyczne budowle inżynierskie niezbędne do prawidłowego ich funkcjonowania. Do tych budowli zalicza się budowę zbiorników retencyjnych.

Zastosowanie zbiorników retencyjnych przy budowie nowych sieci kanalizacyjnych pozwala także na osiągnięcie istotnych efektów ekonomicznych. Dotyczy to szczególnie przypadków, gdy znaczne ilości ścieków deszczowych są transportowane na duże odległości. Nie należy przy tym pomijać istniejącej jednocześnie możliwości pewnego przewymiarowania sieci kanalizacyjnej powyżej zbiornika i stworzenia tym samym pewnej pojemności retencyjnej w samych kanałach. Uzyskanie pojemności retencyjnej drogą przewymiarowania kanałów może w przypadku niewielkich średnic okazać się tańsze od budowy zbiornika. Wynika to z faktu, że ze względu na technologię robót i wymaganą minimalną szerokość wykopu, koszty kanałów w zakresie niewielkich średnic rosną na ogół wolniej niż ich pojemność. Również przy podłączeniu nowych osiedli zastosowanie pojemności retencyjnej umożliwia wprowadzenie ścieków deszczowych do istniejącej sieci kanalizacyjnej, co z kolei pozwala uniknąć konieczności budowy nowych, długich, równoległych kanałów, pompowni ścieków lub odrębnych nowych oczyszczalni.

Zbiorniki retencyjne mogą spełniać również istotną rolę w zakresie ochrony odbiorników, zarówno, gdy współdziałają one z oczyszczalnią ścieków, jak i wtedy, gdy odpływ z nich kierowany jest bezpośrednio do odbiorników. Jednocześnie przy zastosowaniu odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych i eksploatacyjnych mogą one spełniać w pewnym zakresie niejako równoległe funkcję oczyszczalni ścieków i redukować globalną ilość zanieczyszczeń zrzucanych do odbiornika.

Kanalizacyjne zbiorniki retencyjne stanowią interesujące rozwiązanie służące do kontrolowania wielkości odpływu i ilości zanieczyszczeń zawartych głównie w ściekach deszczowych. Ich korzystny wpływ na działanie sieci i obiektów kanalizacyjnych, szczególnie oczyszczalni ścieków stanowi silną motywację do poszukiwania nowych rozwiązań regulujących odpływ ścieków w różnych systemach kanalizacyjnych. Ostatnia generacja rozwiązań zbiorników grawitacyjno-pompowych, której jeden przykładowy model zaprezentowano, powinna spełniać oczekiwania projektantów i inwestorów.

Literatura

- [1] Lohse M., Dziopak J., *Examples for the Waster water Disposal in the New Federal States of German*, „Environment Protection Engineering” 1998 Vol.24 pp. 12-28.
- [2] Dziopak J., Niemczynowicz J., Vacuum-driven CSO detention tanks, „Urban Water Journal” 1999 No.1 pp. 105-107.
- [3] Dziopak J., Kisiel A., *Badanie wpływu sposobów retencjonowania ścieków w wielokomorowych zbiornikach grawitacyjno-podciśnieniowych na efektywność działania systemów kanalizacyjnych*, Projekt badawczy KBN nr 7 T07G 003.09, Politechnika Częstochowska-Politechnika Krakowska 1995-1998 s. 207.
- [4] Dziopak J., Słyś D., *Postęp w rozwoju konstrukcji wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji*, w: *Infrastruktura podziemna miast*, Politechnika Wroclawska, Wrocław 2002.
- [5] Dziopak J., *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*, Monografia nr 125, Politechnika Krakowska, Kraków 1992.
- [6] Kisiel A., *Hydrauliczna analiza działania grawitacyjno-podciśnieniowych zbiorników kanalizacyjnych*, Monografia nr 238, Politechnika Krakowska, Kraków 1998.
- [7] Dziopak J., Neverova-Dziopak E., Słyś D., *Analiza wpływu grawitacyjno-pompowych zbiorników wielokomorowych na efektywność działania systemów kanalizacyjnych i ochronę wód powierzchniowych*, Wniosek o finansowanie projektu badawczego przez KBN, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów styczeń 2003.

THE SYSTEM REVIEW OF THE STORAGE RESERVOIRS APPLICATION IN SEWAGE SYSTEMS

Summary

More than ten innovatory solutions of multichamber storage reservoirs in different hydraulic systems are elaborated considering the results of modern researches and the necessity of effective retention of waste waters. The innovatory solutions are presented by 3 generations of different types of multichamber storage reservoirs, which are the alternative solutions because of their specific characteristics. The constructions of storage reservoirs applied in different sewage systems are presented as well as their location plan and joint action with the net. As noted in the paper the choice of the appropriate model of retention reservoir for proper purpose depends on its function in the system, its effectivity and the local ground conditions, especially for the gravitational reservoirs. The application of the retention reservoirs in new building sewage systems allows to reach the significant economical effects, especially in the case of long distance waste water transportation or hydraulic relief of waste water treatment plant. The storage reservoirs can also play a great role for the protection of receipient in the case of their joint action with waste water treatment plant as well as in the case of direct outflow to the water body. The last generation of pump-gravitational storage reservoirs must comply with the requirements of the designers and investors. One of the models of such solution is presented in the paper.

ZAWORY KLAPOWE TYPU CONTRACT W WIELOKOMOROWYCH ZBIORNIKACH RETENCYJNYCH

Streszczenie

W układach hydraulicznych odprowadzania i zagospodarowania ścieków deszczowych i ogólnospławnych znajdują zastosowanie różnorodne konstrukcje wielokomorowych zbiorników retencyjnych, których podstawowym i oryginalnym elementem składowym jest komora przepływowa i zawór klapowy typu CONTRACT. Uzyskano w ten sposób układy hydrauliczne zbiorników, które pozwalają na sprawniejsze i bardziej ekonomiczne retencjonowanie ścieków w stosunku do rozwiązania klasycznego. Układ ten obejmuje część przepływowo-regulacyjną zbiornika, która odbywa się w wydzielonej części zbiornika zwaną komorą przepływową oraz część akumulacyjną zbiornika. Zawór klapowy CONTRACT umożliwia samoczynne opróżnianie ścieków z komór akumulacyjnych w fazach opróżniania zbiorników wielokomorowych. Zawory klapowe są lokalizowane w przestrzeni otworów przepływowych przegród od strony komory przepływowej, a otwierane w sposób samoczynny w kierunku komory przepływowej w wyniku różnicy ciśnień hydrostatycznych po obu stronach przegrody w fazie opróżniania zbiornika. Ich geometria jest ściśle uzależniona od natężenia przepływu ścieków przez otwór przepływowy, którego powierzchnia jest wyznaczana dla określonych wartości prędkości przepływu, mającej bezpośredni wpływ na wielkość strat hydraulicznych. Na podstawie przeprowadzonej analizy teoretycznej oraz doświadczeń wynikających z działania zaworów klapowych na istniejących obiektach, sformułowano ogólne propozycje konstrukcyjne rozwiązań tych elementów, które zostały przedstawione w referacie w formie typoszeregu zaworów klapowych do stosowania w inwestycjach kanalizacyjnych, a zwłaszcza w zbiornikach retencyjnych.

Wstęp

Narastająca urbanizacja powoduje zwiększenie powierzchni nowych terenów o wysokiej wartości współczynnika spływu. Konsekwencją takich działań jest wzrost ilości wód opadowych, które ze zlewni przedostają się do sieci kanalizacyjnych. Ponadto obserwowana likwidacja naturalnych odbiorników w formie zagłębień terenowych i nisz, powoduje konieczność odprowadzania i zagospodarowywania dodatkowych ilości wód deszczowych.

W miastach, gdzie wody opadowe w większości trafiają do systemów kanalizacyjnych, a ilość ich przekracza nawet ponad dwudziestokrotnie ilości ścieków sanitarnych w odniesieniu do przepływów obliczeniowych jest istotnym problemem, zarówno dla zapewnienia stabilnego działania oczyszczalni ścieków, jak również ochrony wód odbiorników przed nadmiernym ich zanieczyszczeniem bezpośrednim zrzutem ścieków deszczowych z kanalizacji deszczowej lub ścieków ogólnospławnych z przelewów burzowych.

W układach hydraulicznych odprowadzania i zagospodarowania ścieków deszczowych i ogólnospławnych znajdują zastosowanie różnorodne konstrukcje wielokomorowych zbiorników retencyjnych. Pozwalają one na akumulację części przepływów w okresach ich kulminacyjnych natężeń, dzięki czemu ilości ścieków ogólnospławnych dopływających do oczyszczalni i na przelewy mogą być znacząco zredukowane. Wpływa to korzystnie na funkcjonowanie obiektów oczyszczalni, ich stabilne działania, jak również ogranicza częstość zrzutów ścieków nieoczyszczonych do wód odbiornika.

Modele działania wielokomorowych zbiorników retencyjnych o układach hydraulicznych grawitacyjnych, grawitacyjno-podciśnieniowych i grawitacyjno-pompowych akumulacji ścieków powstały w wyniku innowacyjnego podziału kubatury zbiornika na część przepływową oraz części akumulacyjne [1-3]. Uzyskano w ten sposób układy hydrauliczne zbiorników, które pozwalają na sprawniejsze i bardziej ekonomiczne retencjonowanie ścieków w stosunku do rozwiązania klasycznego. Układ ten obejmuje część przepływowo-regulacyjną zbiornika, która odbywa się w wydzielonej części zbiornika zwaną komorą przepływową oraz część akumulacyjną zbiornika. W zależności od typu i konstrukcji zbiornika przestrzeń akumulacyjna składa się odpowiednio:

w zbiornikach grawitacyjnych z komory lub komór akumulacyjnych, których układy są o grawitacyjnym sposobie akumulacji ścieków;

w zbiornikach grawitacyjno-podciśnieniowych z:

- komory grawitacyjnej i komory podciśnieniowej,
- komory grawitacyjno-podciśnieniowej;

w zbiornikach grawitacyjno-pompowych z:

- komory grawitacyjnej i komory pompowej dolnej,
- komory grawitacyjnej i komory pompowej górnej.

Komora przepływowa zbiornika działa jako komora sterująca w stosunku do komór retencyjnych, determinując warunki hydrauliczne w procesie napełniania i opróżniania zbiornika retencyjnego. Zasadniczymi elementami tej komory o działaniu sterującym w układzie komora przepływowa – komora akumulacyjna grawitacyjna, biorącymi bezpośredni udział i wpływającymi na przebieg i wielkość akumulacji są:

przegroda lub przegrody międzykomorowe, których górne krawędzie pełnią równocześnie rolę przelewów i mogą być sytuowane na różnych poziomach, są wyposażone w dennej części w otwory przepływowe, zawory klapowe zlokalizowane w otworach przepływowych przegród od strony komory przepływowej, otwierane w sposób samoczynny w kierunku komory przepływowej w wyniku różnicy ciśnień hydrostatycznych po obu stronach przegrody w fazie opróżniania zbiornika.

I. Model działania zaworu klapowego typu CONTRACT

Funkcjonowanie zaworu klapowego determinowane jest warunkami hydraulicznymi panującymi po obu stronach przegrody międzykomorowej oddzielającej komorę przepływową od komory akumulacyjnej grawitacyjnej. W zależności od panujących warunków, klapa zaworu może znajdować się w różnych charakterystycznych położeniach:

- zerowe położenie klapy ma miejsce wtedy, gdy klapa jest swobodnie zawieszona przysłaniając otwór przepływowy bez docisku do uszczelnienia zaworu;
- otwarte położenie klapy występuje, gdy ścieki przepływają z komory akumulacyjnej do komory przepływowej i można wyróżnić tu dodatkowe charakterystyczne położenia klapy:
- pełne otwarcie zaworu odpowiada maksymalnemu wychyleniu klapy i maksymalnemu przepływowi ścieków przez otwór zaworu przy najwyższych położeniach zwierciadła ścieków w komorach przepływowej i akumulacyjnej,
- częściowe otwarcie zaworu występuje przy napełnieniach i wychyleniu klapy mniejszemu od wartości maksymalnych, a stopień jej odchylenia jej wprost proporcjonalny do wartości natężenia przepływających ścieków przez otwór przepływowy;
- zamknięte położenie klapy jest osiągane w chwili dociskania klapy zaworu do uszczelnienia w wyniku położenia poziomu napełnień w komorze przepływowej wyższych od poziomu ścieków w komorze akumulacyjnej.

Na klapę zaworu działają siły po obu jej stronach w zależności od jej położenia, które powodują powstanie charakterystycznych momentów sił, a do zasadniczych należy zaliczyć:

- uchylające momenty sił, w wyniku których dochodzi do otwarcia zaworu klapowego i rozpoczęcia procesu opróżniania zbiornika i przepływu ścieków przez otwór przepływowy; oznacza to przejście z położenia zerowego do położenia otwarcia klapy,
- powrotne momenty sił, które dążą do zamknięcia klapy i ma to miejsce przy przejściu jej z położenia otwarcia do położenia zerowego;
- zamykające momenty sił, które pochodzą od wypadkowego parcia ścieków po stronie komory przepływowej, powodujące doszczelnienie zamknięcia zaworu klapowego,
- otwierające momenty sił, które powstają w wyniku wypadkowego parcia ścieków od strony komory akumulacyjnej.

Wszystkie stawiane wymagania i konieczność zapewnienia odpowiednich warunków działania zaworu klapowego instalowanego na otworze przepływowym, wynikają z generalnego założenia, że przepływ ścieków przez otwór może odbywać się tylko w jednym kierunku i przy małych różnicach poziomów ścieków.

Na podstawie przeprowadzonych analiz [4] sformułowano zależność (1), która pozwala na określenie geometrii otworu przepływowego, który bezpośrednio przylega do zaworu klapowego.

$$Fz = \eta_Q QK \mu_k^{-1} (2g h_{max})^{-0,5} (1 - \eta_Q^{1/n})^{-0,5} \quad (1)$$

Wyznaczono również wzór (2) na określenie różnicy poziomów ścieków po obu stronach przegrody międzykomorowej, niezbędnej do otwarcia zaworu klapowego.

$$h_o = (1 - \eta_Q^{1/n}) h \eta_Q^{-1/n} \quad (2)$$

gdzie:

- n – wykładnik potęgi określający warunki przepływu ścieków i n = 0,5 przy opróżnianiu komory przepływowej przewodem ciśnieniowym lub wartość n = 1,5 dla przewodu bezcisnieniowego lub dla przelewu szczelinowego,
- η_Q – założone zmniejszenie przepływu QK, przy którym wystąpi różnica poziomów zwierciadeł ścieków h_o , a powodująca otwarcie klapy i zapoczątkowanie procesu opróżniania komory akumulacyjnej; $\eta_Q = 0,96 \div 0,99$,
- h_{max} – maksymalna wysokość napełnienia zbiornika; m,
- μ_k – współczynnik wydatku odnoszący się do otworu przepływowego,
- g – przyspieszenie siły ciężkości; m/s^{-2} ,
- QK – maksymalny wydatek odprowadzany poprzez komorę przepływową do kanału odprowadzającego ścieki ze zbiornika dla maksymalnego ciśnienia hydrostatycznego h_{max} w komorze przepływowej; m^3/s .

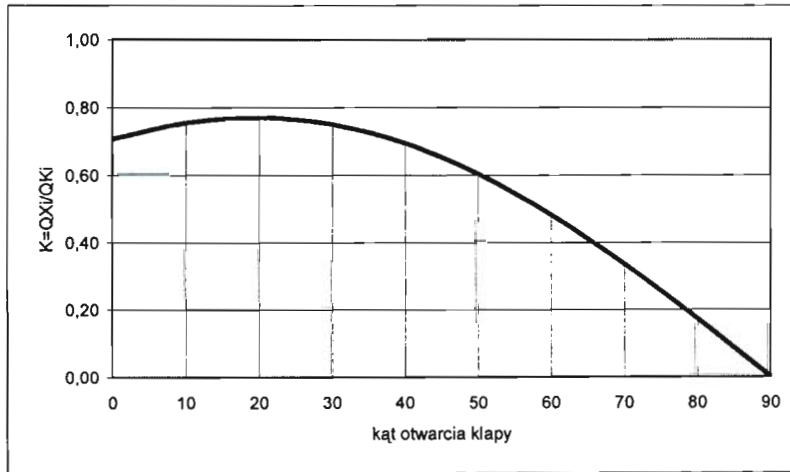
Dla wartości $\eta_Q = 0,99 \div 0,96$ i napełnienia $h = 2,5$ m, różnica poziomów zwierciadła ścieków między komorami akumulacyjną i przepływową wynosi odpowiednio $h_0 = 0,05 \div 0,21$ m.

W wyniku przepływu ścieków z komory akumulacyjnej przez otwór przepływowy do komory przepływowej, część przepływającego strumienia oddziałuje hydrodynamicznie na powierzchnię kłapy zaworu. Zależność ta została odzwierciedlona we współczynniku oddziaływania hydrodynamicznego K określanego zależnością (3):

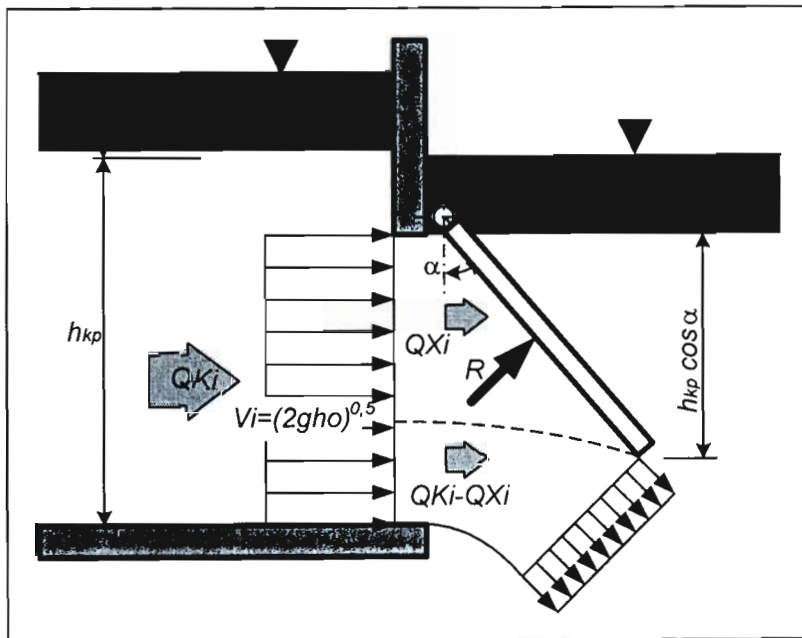
$$K = 0,707 \cos \alpha (1 + \sin \alpha)^{0,5} \quad (3)$$

Jego interpretację przedstawiono także w formie graficznej na rysunku 1. Współczynnik K określa, jaka część strumienia ścieków Q_{Ki} przepływającego przez otwór zaworu oddziałuje na płaską powierzchnię kłapy Q_{Xi} , powodując jej wychylenie ze stanu równowagi (rysunek 2). Na kolejnym rysunku 3 przedstawiono schematy funkcjonowania zaworu klapowego w zależności od wielkości kąta wychylenia kłapy oraz udziału strumienia ścieków Q_{Xi} , który oddziałuje w układzie hydrodynamicznie na cały strumień ścieków przepływających przez zawór klapowy Q_{Ki} .

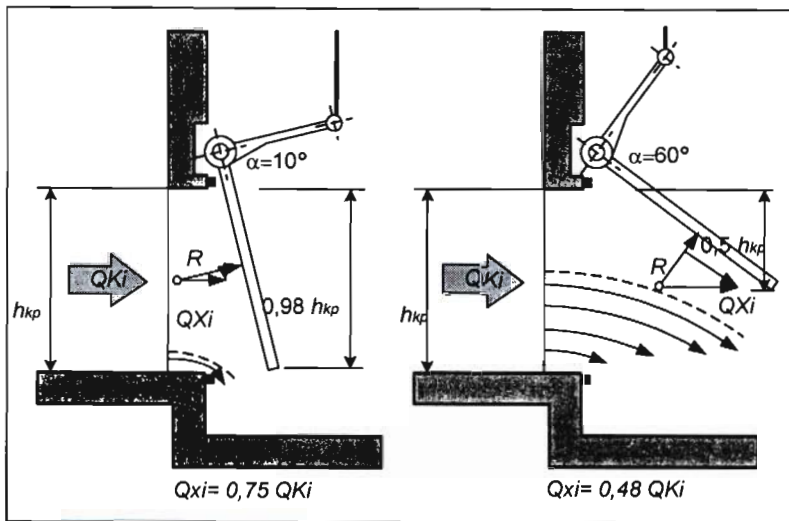
Rysunek 1. Krzywa zależności współczynnika K od kąta otwarcia kłapy



Rysunek 2. Schemat oddziaływania hydrodynamicznego strumienia ścieków na klapę



Rysunek 3. Schematy oddziaływania hydrodynamicznego strumienia ścieków na klapę wychyloną o kąt $\alpha = 10^\circ$ i $\alpha = 60^\circ$



2. Zastosowanie i funkcjonowanie zaworów klapowych typu CONTRACT w zbiornikach retencyjnych

Zbiorniki wielokomorowe o jednej lub większej liczbie komór akumulacyjnych wyróżniają się odmiennymi modelami hydraulicznymi, a ich odrębność jest szczególnie widoczna przy formułowaniu charakterystycznych faz ich działania. Z punktu widzenia działania zaworu klapowego w procesie akumulacji i opróżniania zbiornika można wyróżnić kilka zasadniczych etapów jego działania.

Etap I. W okresach przepływów bezdeszczowych w sieciach ogólnospławnych występują napełnienia w komorze przepływowej zbiorników wielokomorowych, których poziom znajduje się poniżej dolnej krawędzi kłapy. Ścieki nie oddziałują na klapę, a zatem nie powodują one szczelnego zamknięcia zaworu klapowego i jej dociśnięcia do uszczelnienia. Kłapa zaworu znajduje się zatem w pozycji zerowej.

Etap II. Przy dopływie ścieków do zbiornika w ilościach przekraczających możliwości przepustowe kanału odpływowego $Q_A > Q_O$ dochodzi do ich spiętrzenia. Napełniania w komorze przepływowej zbiornika powodują jej zatopienie oraz dociśnięcia kłapy zaworu do uszczelnienia. Kłapa zaworu znajduje się wówczas w położeniu zamknięcia, aż do końca trwania fazy napełniania zbiornika, co teoretycznie odpowiada pełnej akumulacji ścieków w zbiorniku.

Etap III. Z chwilą, gdy spełniony zostaje warunek na przepływ $Q_A < Q_O$ i wystąpi różnica poziomów ścieków między komorą akumulacyjną i przepływową o wartość równą sumie oporów hydraulicznych i wypadkowej utrzymującej klapę w pozycji otwartej następuje wypływ ścieków przez otwór przepływowy. Odbywa się ten proces w fazach opróżniania zbiornika. Rozpatrując dalej sytuację, w której komora akumulacyjna jest opróżniana, także obniża się poziom ścieków w komorze przepływowej przy ciągłym otwarciu kłapy zaworu. Zatem w zależności od różnicy napełnień w komorach akumulacyjnej a przepływowej dochodzi do otwarcia częściowego lub całkowitego kłapy.

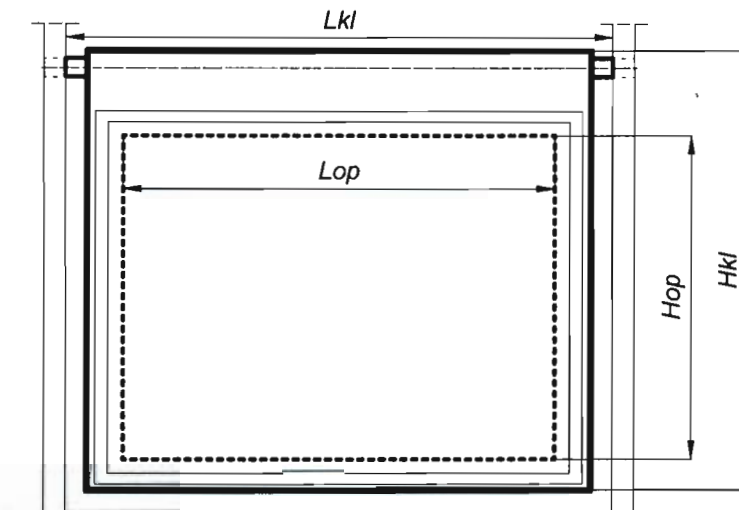
Biorąc pod uwagę zapotrzebowanie na tego typu rozwiązania opracowano konstrukcję zaworu klapowego, który może być wykonany z różnych materiałów. Zaleca się użycie do jego produkcji połączenia metalu z poliuretanami PEHD lub innego zestawu. Wskazane jest także użycie tworzyw sztucznych do ich wykonania ze względu na wiele zalet tego materiału.

Tabela 1. Wymiary zaworu klapowego i otworu przepływowego wielokomorowych zbiorników retencyjnych

	Wymiary	Długość L_{op}	Wysokość H_{op}	Grubość ścianki	Powierzchnia
Rodzaj elementu		mm	mm	mm	m^2
Otwór przepływowy	OP1	450	300	60	0,135
	OP2	600	450	70	0,270
	OP3	900	600	80	0,540
	OP4	1200	900	90	1,080
	OP5	1500	1200	100	1,800
Kłapa	KL1	650	620	15	0,403
	KL2	800	770	15	0,616
	KL3	1100	920	20	1,012
	KL4	1400	1220	25	1,708
	KL5	1700	1520	30	2,584

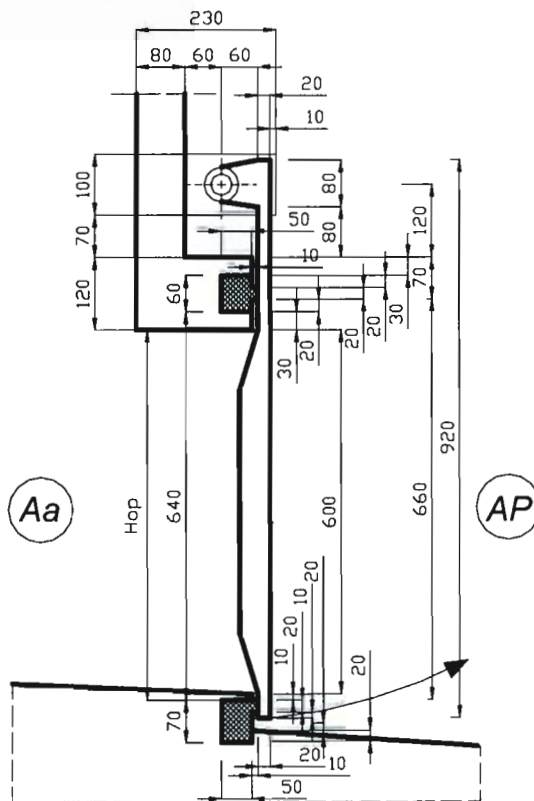
Typoszereg zaworów klapowych, które zaleca się stosować w zbiornikach wielokomorowych o działaniu grawitacyjnym, grawitacyjno-podciśnieniowych i grawitacyjno-pompowych, został opracowany przez autora podstawowego rozwiązania zbiornika dwukomorowego [5]. Wymiary zaworu klapowego zestawiono w tabeli 1, zaś jej schemat pokazano na rysunku 4.

Rysunek 4. Schemat umieszczenia zaworu klapowego w otworze przepływowym



Sposób działania, usytuowania i montażu zaworu klapowego w przydennej strefie komory przepływowej i jej osadzenia w świetle otworu przepływowego pokazano na rysunku 5.

Rysunek 5. Schemat wykonania zaworu klapowego i jego usytuowania w komorze przepływowej zbiornika



Podsumowanie

Zawory klapowe typu CONTRACT stanowią nieodłączny element wszystkich typów zbiorników wielokomorowych z uwagi na ich charakterystyczny układ hydrauliczny. Ich geometria jest ściśle uzależniona od natężenia przepływu ścieków przez otwór przepływowy, którego powierzchnia jest wyznaczana dla określonych wartości prędkości przepływu, mającej bezpośredni wpływ na wielkość strat hydraulicznych.

Na podstawie przeprowadzonej analizy teoretycznej oraz doświadczeń wynikających z działania zaworów klapowych na istniejących obiektach, sformułowano ogólne propozycje konstrukcyjne rozwiązań tych elementów, które zostały przedstawione w formie typoszeregu zaworów klapowych do stosowania w inwestycjach kanalizacyjnych, a zwłaszcza w zbiornikach retencyjnych.

Projektując zawory klapowe należy dążyć do rozwiązań najprostszych konstrukcyjnie, a jednocześnie niezawodnych i odpowiadających wymaganiom wytrzymałościowym.

Kształt kłapy powinien być zbliżony do kwadratu, a punkt obrotu powinien być przesunięty w poziomie względem środka ciężkości o taką odległość, aby kłapa niezrównoważona swym ciężarem była dociskana odpowiednią siłą do otworu przepływowego.

Zastosowanie elementów przeciwwagi, balastu lub dźwigni zwiększa sprawność hydrauliczną zaworu, gdyż pozwala na szybsze inicjowanie procesu otwarcia kłapy dzięki zmianie momentów sił oraz na całkowite opróżnianie komór akumulacyjnych przy małych różnicach napełnień po obu stronach przegrody, a które występują w ostatnich fazach opróżniania zbiornika.

Literatura

- [1] Dziopak J., *Multi-chamber Storage Reservoirs in the Sewerage System*, Publishing Office of Technical University of Częstochowa, Częstochowa 1977, pp. 144.
- [2] Dziopak J., Kisiel A., *Badania wpływu sposobów retencjonowania ścieków w wielokomorowych zbiornikach grawitacyjno-podciśnieniowych na efektywność działania systemów kanalizacyjnych*. Raport z realizacji grantu badawczego KBN nr 7 T07G 003 09, Politechnika Częstochowska, Częstochowa 1998.
- [3] Dziopak J., Neverova-Dziopak E., Słyś D., *Grawitacyjno-pompowe zbiorniki retencyjne w systemach kanalizacyjnych*, w: *Infrastruktura podziemna miast*, Politechnika Wroclawska, Wrocław 2002, s.61-72.
- [4] Dziopak J. i inni, *Program Ogólny Rozbudowy i Modernizacji Gospodarki Ściekowej w Głogowie. Budowa „Pod klucz” oczyszczalni ścieków w Głogowie – Modernizacja sieci kanalizacyjnej z uwzględnieniem retencjonowania ścieków w zbiornikach wielokomorowych*, Praca badawcza dla PURAC WATER w Gdańsku i BP-C PROSAN w Warszawie, 139 stron. Politechnika Częstochowska, Kraków-Częstochowa 1997.
- [5] Dziopak J., *Zbiornik retencyjny w kanalizacji*, Patent UP PRL Nr 130256, Warszawa 1986.

CONTRACT TYPE FLAP VALVES IN MULTICHAMBER STORAGE RESERVOIRS

Summary

In hydraulic systems of storm and waste water transportation and management the different constructions of multichamber storage reservoirs are applied. The main original element of these reservoirs is inflow-chamber and flap valve of Contract type. It allows for more efficient sewage retention than classical constructions of reservoirs. The hydraulic system includes the separate inflow-regulating part which is called inflow-chamber, and accumulating part. The flap valve of Contract type makes it possible the automatic emptying of accumulating chamber in the appropriate phases. The flap valves are installed in the outlets of inflow-chamber. The automatic opening of the flap valves is the result of hydrostatic pressure differences near the both sides of partition between the chambers during the phase of emptying of reservoir. The geometry of chambers depends on waste waters inflow through the inflow outlet. The surface of this outlet is defined for definite rates of flow velocity which influence the level of hydraulic losses. On the base of theoretical analysis and the experience of exploitation of flap valves the general propositions of different constructions of these elements which can be used in canalization investments, especially in storage reservoirs are presented.

RUROWY ZBIORNIK RETENCYJNY JAKO PROSTE, TANIE I FUNKCJONALNE ROZWIĄZANIE KONSTRUKCYJNE

Streszczenie

Zbiorniki retencyjne ścieków deszczowych należą do bardzo kosztownych inwestycji, a o nakładach finansowych związanych z ich budową decyduje przede wszystkim ich kubatura. Koncepcja wykonania zbiorników retencyjnych z odcinków rur o dużych średnicach umożliwia znaczące uproszczenie procesów projektowania oraz wykonawstwa. W artykule zaprezentowano innowacyjną konstrukcję zbiornika rurowego, który charakteryzuje się nieskomplikowaną budową oraz wysoką efektywnością hydraulicznego działania w odniesieniu do dotychczas opracowanych zbiorników. Ustalono ścisłą zależność wielkości uzyskiwanych efektów ekonomicznych od stopnia redukcji przepływu β , co umożliwi osiągnięcie znaczących oszczędności inwestycyjnych przy stosowaniu zbiornika rurowego typu Longus.

Wstęp

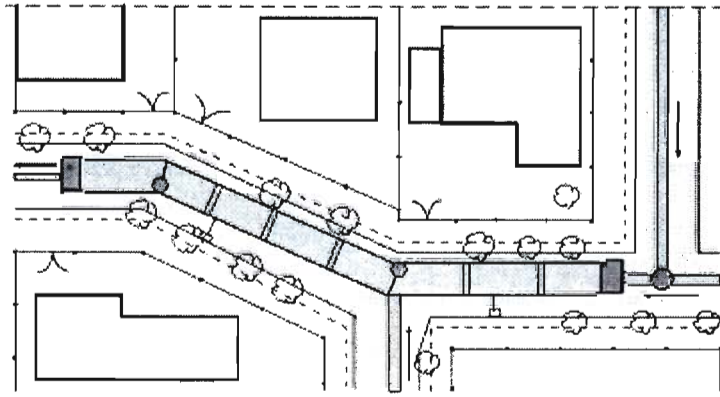
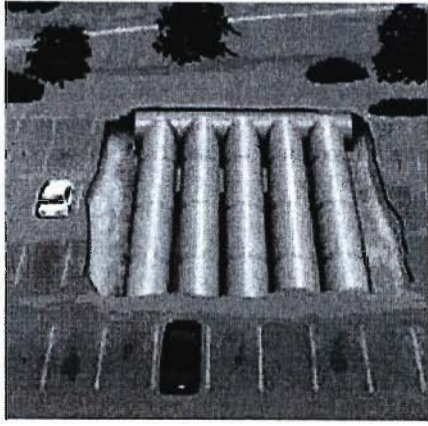
Postępujące procesy uszczelniania zlewni na obszarach zurbanizowanych skutkują zwiększoną objętością wód opadowych, które mogą powodować lokalne podtapianie budynków, a czasami całych ulic czy też dzielnic. Jednym z najbardziej efektywnych sposobów regulacji przepływów wód opadowych w kanalizacji jest stosowanie zbiorników retencyjnych. Umożliwiają one przechwycenie i czasowe zatrzymanie nadmiaru ścieków deszczowych, a następnie odprowadzenie ich do sieci kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej w sposób hydraulicznie kontrolowany [2, 3].

Idea wykonywania konstrukcji zamkniętych zbiorników retencyjnych jako odcinków kanałów o dużych średnicach nie jest nowatorska. Pierwsze, pojedyncze konstrukcje rurowych zbiorników retencyjnych powstawały już w latach trzydziestych w Niemczech. Były to konstrukcje murowane, które w późniejszych latach zostały stopniowo wyparte przez prefabrykowane betonowe odcinki rur. Powszechne stosowanie tworzyw sztucznych, a przede wszystkim polipropylenu wysokiej gęstości (PEHD) w produkcji rur kanalizacyjnych umożliwiło znaczący postęp także w zakresie realizacji zbiorników retencyjnych na terenach zurbanizowanych. Wykorzystanie odcinków rur PEHD o dużej średnicy jako komór retencyjnych zbiornika posiada wiele zalet [1, 5, 7], z których najważniejsze to:

- nieskomplikowane obliczenia wytrzymałościowe,
- modułarny charakter zbiornika – całość wykonana i składana jest z gotowych elementów prefabrykowanych,
- duży zakres możliwych do wykonania średnic (nawet do 3000 mm).
- możliwość wykonywania nietypowych elementów wyposażenia zbiornika, na przykład studzienek funkcjonujących jako przelewy burzowe czy komory pompowe,
- ułatwiony transport i montaż,
- korzystne właściwości materiału: odporność na ścieranie, korozję i „starzenie się”,
- optymalne własności hydrauliczne (współczynnik chropowatości bezwzględnej około $k = 0,05\text{mm}$),
- możliwość łączenia z innymi materiałami.

Najczęściej będą one realizowane jako zbiorniki liniowe bądź jako zbiorniki boczne z przelewem (rysunek 1a, 1b). W przypadku zbiorników bocznych objętość retencyjna będzie uzyskiwana poprzez równoległe łączenie odcinków rur, wszędzie tam gdzie dostępna pod budowę jest powierzchnia poza pasem drogowym. Przykładem takiej konstrukcji jest zbiornik na wody deszczowe wykonany na Gieldzie Rolnej w Broniszach koło Ożarowa Mazowieckiego, gdzie równoległe ułożone zbiorniki o średnicy 2,6 m zainstalowano pod powierzchnią parkingową. Należy jednak podkreślić, że na terenach zurbanizowanych znajduje się mało obszarów nadających się pod budowę zbiorników retencyjnych. Sytuację tę pogarsza fakt, że istnieją dodatkowe ograniczenia w wyborze lokalizacji zbiornika wynikające z wysokościowego układu sieci kanalizacyjnej czy też istniejącej w ulicy infrastruktury. Dlatego też na tych obszarach na szczególną uwagę zasługują zbiorniki budowane w układzie liniowym (szeregowym), w którym ścieki deszczowe przepływają przez całą jego długość. Przy tego rodzaju ograniczeniach co do miejsca usytuowania, zbiorniki mają na ogół znaczną długość, przy niewielkich w stosunku do niej wymiarach przekroju poprzecznego. Zaletą jest z pewnością fakt, iż całość konstrukcji może być wykonana w pasie drogowym, bez ingerencji w przylegające do niego działki.

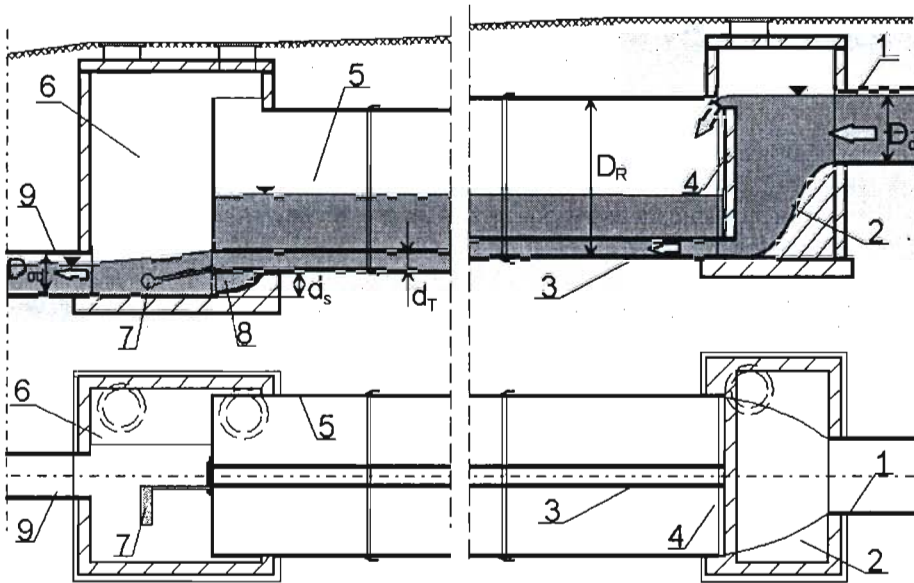
Rysunek 1. Przykład wykonania retencyjnych zbiorników rurowych: a) bocznego, b) szeregowego



I. Budowa rurowego zbiornika retencyjnego typu LONGUS

Zbiornik retencyjny typu Longus [6, 7, 8], (rysunek 2) stanowi podstawowe rozwiązanie z tych wersji zbiorników rurowych, które opracowane zostały dla zapewnienia zwiększonej efektywności ich działania w odniesieniu do rozwiązania typu Canalis. Istota nowatorskiego rozwiązania polega tu na zastosowaniu dodatkowej przegrody oddzielającej komorę wlotową od komory retencyjnej, która w strefie przydennej posiada wlot do przewodu tranzytowego o średnicy d_T , ułożonego na całej długości komory retencyjnej. Odpływ z komory retencyjnej do komory wylotowej umożliwia otwór spustowy, znajdujący się w najniższym punkcie komory zbiornika. Natężenie odpływu ścieków przez otwór spustowy regulowane jest zaworem pływakowym, którego zadziałanie uzależnione jest od poziomu ścieków w komorze wylotowej. Wprowadzona innowacja zapewnia wykorzystanie w pełni zdolności akumulacyjnej zbiornika i przepustowości hydraulicznej kanału odpływowego. Zaprezentowana na rysunku konstrukcja jest tylko jednym z kilku możliwych wariantów wykonania zbiornika; szczególnie dużo zmian można dokonywać w zakresie wzajemnego wysokościowego usytuowania kanału dopływowego, korony przelewu szczytowego i kanału odpływowego względem otworu spustowego.

Rysunek 2. Rurowy zbiornik retencyjny Longus



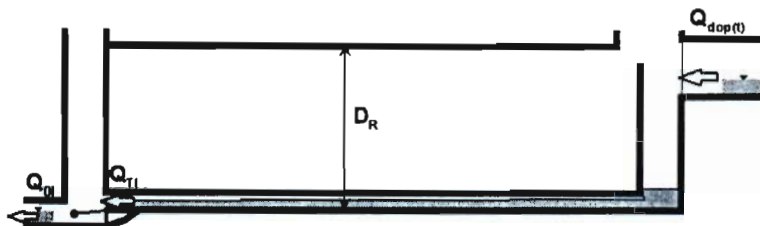
Oznaczenia: 1 – kanał dopływowy, 2 – komora wlotowa, 3 – przewód tranzytowy, 4 – przelew, 5 – komora retencyjna, 6 – komora wylotowa, 7 – zawór pływakowy, 8 – otwór spustowy, 9 – kanał odpływowy

2. Model hydraulicznego działania zbiornika retencyjnego typu LONGUS

Szczegółowy opis procesów napełniania i opróżniania zbiornika wymaga wprowadzenia odpowiednich oznaczeń wszystkich charakterystycznych parametrów hydraulicznych i geometrycznych zbiornika, które wykorzystane będą w modelu matematycznym.

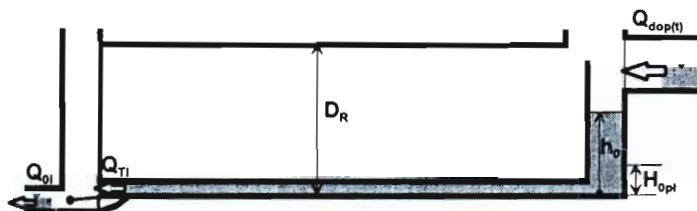
Faza przepływowa (rysunek 3) występuje przy niewielkich natężeniach dopływu ścieków do zbiornika, takich, które nie powodują piętrzenia ścieków w komorze wlotowej. W tym przypadku natężenie dopływu równe jest w przybliżeniu natężeniu odpływu $Q_0 \sim Q_{dop(t)}$, a sam przepływ przewodem tranzytowym odbywa się przy częściowym jego napełnieniu. Faza ta, w praktycznych obliczeniach nie jest uwzględniana, z uwagi na jej znikomy wpływ na kształt hydrogramu odpływu oraz wyznaczaną objętość zbiornika. Jednak w sytuacji, gdy zbiornik działa na sieci kanalizacji ogólnospławnej, zbiornik typu Longus ma tę zaletę, że przepływ ścieków sanitarnych w czasie pogody bezdeszczowej nie powoduje zanieczyszczania dna komory retencyjnej. Łatwiej jest też uzyskać minimalną prędkość samooczyszczania ze względu na bardziej korzystny hydraulicznie przekrój przewodu tranzytowego.

Ryunek 3. Faza przepływowa w zbiorniku typu Longus



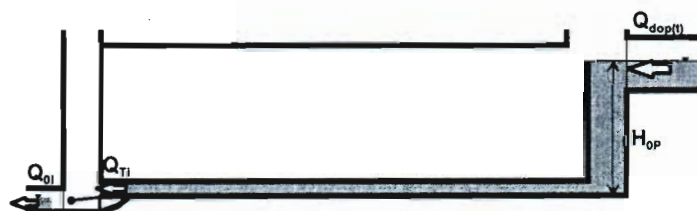
Faza napełniania komory wlotowej (rysunek 4). Wypełnianie komory wlotowej w tej fazie przebiega w sposób identyczny jak w zbiorniku klasycznym typu Simplex, powodując zwiększanie wartości natężenia odpływu przez przewód tranzytowy Q_{Ti} . Proces ten postępuje tu jednak znacznie szybciej ze względu na małą objętość komory wynoszącą zazwyczaj do kilku m^3 . Przy napełnieniu komory wlotowej do poziomu H_{Op} , któremu odpowiada natężenie odpływu Q_{Op} , następuje zamknięcie otworu spustowego komory retencyjnej zaworem pływakowym, powodując tym samym możliwość retencjonowania w niej ścieków bez możliwości jednoczesnego odpływu jak w zbiorniku typu Canalis.

Rysunek 4. Faza napełniania komory wlotowej zbiornika typu Longus



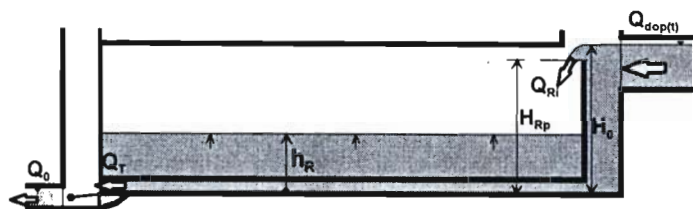
Stan chwilowy I – komora wlotowa wypełniona do poziomu korony przelewu (rysunek 5). Jest to charakterystyczny stan chwilowy działania zbiornika, kończący fazę wypełniania komory wlotowej i przepływu tranzytowego przez zbiornik. Do tego momentu komora retencyjna pozostaje pusta. Natężenie odpływu ścieków ze zbiornika osiąga maksymalną wartość przepływu tranzytowego i wynosi $Q_{0i} = Q_{Op} = Q_{TP}$.

Rysunek 5. Stan chwilowy I - komora wlotowa zbiornika typu Longus wypełniona do poziomu korony przelewu



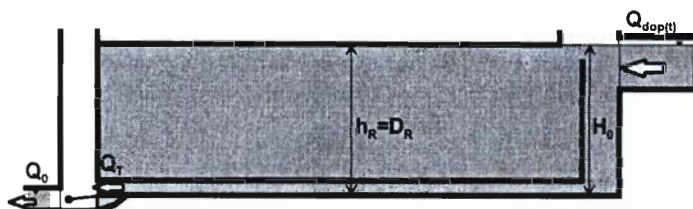
Faza napełniania komory retencyjnej (rysunek 6). Rozpoczyna się w momencie zadziałania przelewu $h_0 > H_{Op}$. Natężenie przepływających przez przelew ścieków Q_{Ri} stanowi różnicę pomiędzy dopływem $Q_{dop(t)}$ a odpływem Q_{0i} . Dla hydrogramu miarodajnego w kształcie trapezu należy tu wyodrębnić fazę, w której natężenie dopływu stale rośnie ($Q_{dop(t)} < Q_M$) aż do osiągnięcia swej maksymalnej wartości Q_M . Gdy $Q_{dop(t)} = Q_M$ następuje ustalenie się warstwy ścieków na przelewie h_p , a w konsekwencji ustalają się także warunki odpływu ($Q_{0i} = Q_0$). Faza ta w sposób zasadniczy decyduje o przebiegu procesu akumulacji oraz obliczeniowej objętości zbiornika. Trwa ona aż do momentu, gdy zwierciadło ścieków w komorze retencyjnej osiągnie poziom przelewu ($h_R = H_{Rp}$). Dalsze wypełnianie komory będzie realizowane poprzez przelew zatopiony, choć w praktycznych obliczeniach zakłada się, że objętość ta jest wypełniana analogicznie jak w zbiorniku typu Canalis.

Rysunek 6. Faza napełniania komory retencyjnej zbiornika typu Longus



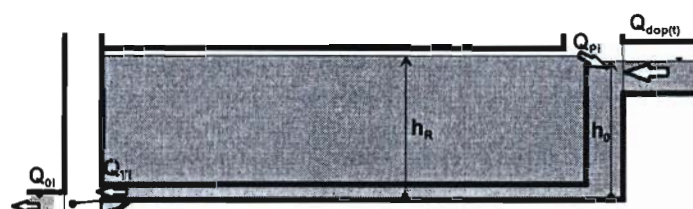
Stan chwilowy II – całkowite wypełnienie zbiornika ściekami (rysunek 7). Jest to stan, w którym zakończone zostało całkowite napełnianie zbiornika i równocześnie zapoczątkowana została faza jego opróżniania. Analogicznie jak we wszystkich zbiornikach wielokomorowych chwila ta odpowiada zrównaniu malejącego natężenia $Q_{dop(t)} < Q_M$ dopływu z natężeniem odpływu ze zbiornika $Q_{dop(t)} = Q_{oi}$.

Rysunek 7. Stan chwilowy II - całkowite wypełnienie ściekami zbiornika typu Longus



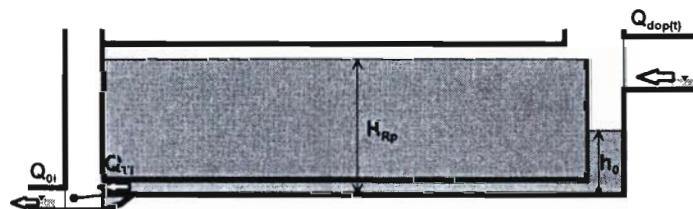
Faza opróżniania komory retencyjnej przez przelew (rysunek 8). Gdy wartość dopływu ścieków do zbiornika będzie mniejsza od wartości ich odpływu $Q_{dop(t)} < Q_{oi}$, nastąpi szybkie obniżenie zwierciadła ścieków w komorze wlotowej ($0 < h_0 < H_{op}$, $h_0 < h_R$). Umożliwi to opróżnianie komory retencyjnej odpływem ścieków przez przelew przy ciągle zamkniętym otworze spustowym. Czas trwania tej fazy jest uzależniony od wysokościowego usytuowania korony przelewu. W przypadku wykonania korony przelewu na wysokości równej średnicy rury retencyjnej faza ta w ogóle nie będzie występowała.

Rysunek 8. Faza opróżniania komory retencyjnej zbiornika typu Longus przez przelew



Faza opróżniania komory wlotowej (rysunek 9). Przepływ przez przelew ustaje w chwili obniżenia się poziomu zwierciadła ścieków w komorze retencyjnej do poziomu korony przelewu $h_R = H_{RP}$. Przy braku dopływu ścieków z komory retencyjnej i stale zmniejszającej się wartości dopływu ścieków $0 < Q_{dop(t)} < Q_M$ do zbiornika następuje szybkie opróżnienie komory wlotowej ścieków $0 < h_0 < H_{op}$. W tej fazie otwór spustowy w komorze retencyjnej jest nadal zamknięty zaworem pływakowym.

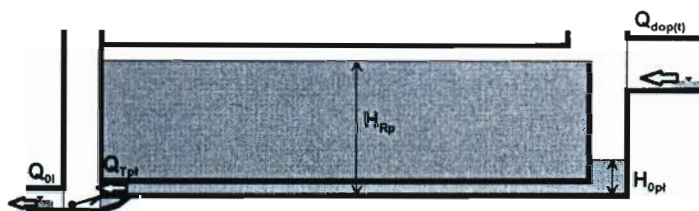
Rysunek 9. Faza opróżniania komory wlotowej zbiornika typu Longus



Stan chwilowy III – moment otwarcia zaworu pływakowego (rysunek 10). Przy obniżeniu zwierciadła ścieków w komorze wlotowej do poziomu $h_0 = H_{op1}$, nastąpi otwarcie zaworu regulowanego pływakiem w komorze

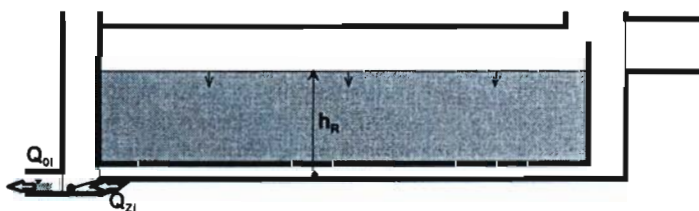
wylotowej, i w konsekwencji umożliwienie procesu opróżniania komory retencyjnej, która w tym momencie jest nadal wypełniona do poziomu $h_R = H_{RP}$.

Rysunek 10. Stan chwilowy III - moment otwarcia zaworu pływakowego w zbiorniku typu Longus



Faza opróżniania komory retencyjnej przez otwór spustowy (rysunek 11). Faza ta trwa do momentu, w którym wszystkie komory zbiornika są całkowicie opróżnione. Charakterystyka zmienności natężenia wypływu ścieków z komory retencyjnej jest podobna jak w zbiorniku typu Canalis, przy czym maksymalna wartość wypływu ścieków będzie zawsze nieco mniejsza niż Q_{opt} . Im krótszy jest czas całkowitego opróżniania zbiornika tym szybciej odzyskuje on pełną zdolność retencyjną ścieków, co ma istotne znaczenie w przypadku wystąpienia po sobie dwóch deszczów o dużym natężeniu bądź długim czasie trwania. Jeśli zbiornik działa na sieci ogólnospławnej, zakończeniem fazy opróżniania zbiornika jest moment, w którym natężenie odpływu ścieków ze zbiornika, jest równe natężeniu dopływu ścieków sanitarnych.

Rysunek 11. Faza opróżniania komory retencyjnej zbiornika typu Longus przez otwór spustowy



3. Ocena efektywności działania zbiornika typu LONGUS

Przedstawiony wyżej model hydraulicznego działania zbiornika typu Longus był podstawą do opracowania modelu matematycznego. Wprowadzono określenie efektu objętościowego zbiorników wielokomorowych EV, który oznacza procentowe zmniejszenie objętości przestrzeni retencyjnej zbiornika klasycznego typu Canalis w odniesieniu do wybranego, innowacyjnego typu zbiornika. Aby dokładnie określić efektywność objętościową zbiornika typu Longus w odniesieniu do zbiornika typu Canalis dokonano szeregu obliczeń symulacyjnych przy użyciu opracowanych wcześniej modeli matematycznych.

W procedurze wyznaczania efektywności EV obliczenia prowadzono dla zbiorników o jednakowej geometrii, czyli średnicy zbiornika, jego długości, spadku, wymiarów komór: wlotowej i wylotowej. Założono ponadto, identyczny jednostkowy hydrogram dopływu do obydwu zbiorników o wartości $Q_M = 1,0 \text{ [dm}^3/\text{s]}$. Czas trwania dopływu $T_m = T_k$ ustalony był tak, aby dokładnie po tym czasie nastąpiło całkowite wypełnienie zbiornika typu Canalis (hydrogram miarodajny). Z uwagi na wyższą sprawność hydrauliczną zbiornika typu Longus, po czasie T_k jego komora retencyjna była każdorazowo wypełniona częściowo do wartości h_R . Efektywność objętościową stanowi w tym przypadku niewypełniona część zbiornika i można ją obliczyć według wzoru:

$$EV = \frac{V_{CAN} - V_{LON'}}{V_{CAN}} \cdot 100 \text{ [%]}$$

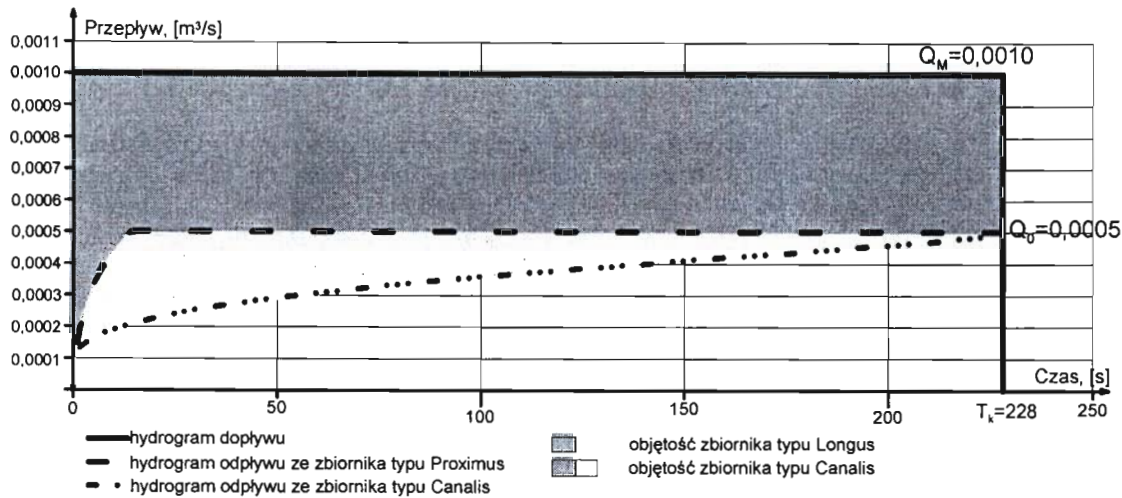
gdzie:

V_{CAN} – całkowita objętość zbiornika typu Canalis wypełniona po czasie T_k ,
 $V_{LON'}$ – część objętości zbiornika typu Longus wypełniona po czasie T_k .

Na rysunku 12 zaprezentowano jeden z przykładów obliczeniowych dla wartości współczynnika redukcji przepływu:

$$\beta = \frac{Q_0}{Q_M} = 0,5$$

Rysunek 12. Schemat wyznaczania efektywności objętościowej zbiornika typu Longus dla hydrogramu jednostkowego



Na jednym wykresie naniesiono jednostkowy hydrogram dopływu oraz hydrogramy odpływu z obydwu zbiorników wraz z zaznaczonymi powierzchniami, które odpowiadają objętości wypełnionej przez ścieki w tym samym czasie T_k . Pole powierzchni pomiędzy hydrogramami odpływu jest równe objętości, którą można oszczędzić stosując zbiornik typu Longus. Ponieważ proces opróżniania zbiornika nie ma wpływu na wyznaczenie efektywności objętościowej, obliczenia symulacyjne kończono po czasie T_k . Wyniki obliczeń przeprowadzone dla współczynnika redukcji przepływu w zakresie $0,1 \div 0,9$ wykazały, że wartość efektywności objętościowej wyraźnie zwiększa się ze wzrostem wartości β . Znaczące wartości efektywności objętościowej osiąga już dla współczynnika redukcji przepływu równego $\beta = 0,4$ (EV = 14,7%). Przy większych wartościach β efektywność jest większa od 20%, osiągając swoje maksimum dla $\beta = 0,9$ (EV = 63,7%!). Zatem dla identycznych wartości parametrów wyjściowych wymagana pojemność zbiorników wielokomorowych jest znacznie niższa, co oznacza, że są zapewnione założone zdolności retencyjne przy znacznie niższych objętościach.

Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonych prac teoretyczno-doświadczalnych uznano, że odcinki rur o dużych średnicach mogą stanowić kanalizacyjne zbiorniki retencyjne dla małych zlewni [2, 4]. Odcinek rury jako prosta konstrukcja samonośna nie wymaga skomplikowanych procedur obliczeniowych w zakresie wytrzymałości. Jest ona ponadto elementem prefabrykowanym, co znacząco ogranicza prace wykonawcze w odniesieniu do zbiorników wykonywanych jako konstrukcje żelbetowe. Zastosowanie dodatkowych komór oraz przelewu szczytowego w zbiorniku rurowym powoduje, że retencjonowana jest tylko nadwyżka przepływu ścieków nad maksymalną wartością przepływu zredukowanego ($Q_R = Q_{dop(t)} - Q_0$). Dzięki temu zbiornik typu Longus uzyskuje sprawność i efektywność identyczną jak dla zbiornika typu Contract.

W zależności od stopnia redukcji natężenia przepływu ustalono możliwe procentowe zmniejszenie wymaganej pojemności retencyjnej zbiornika rurowego wynikające z zastąpienia jednokomorowego zbiornika rurowego typu Canalis konstrukcją zbiornika wielokomorowego typu Longus. Możliwe zmniejszenie kubatury zbiornika, nazywane także efektywnością objętościową, wahało się od 2,0% aż do 63,7% w zależności od współczynnika redukcji przepływu β , co umożliwia uzyskanie wysokich oszczędności inwestycyjnych.

Literatura

- [1] Bauku Pipe, *Katalog techniczny produktów*, 2001.
- [2] Dziopak J., *Multi-chamber storage reservoirs in the sewerage system*, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 1997.
- [3] Geiger W., Dreiseitl H., *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*, Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1999.
- [4] Kisiel A., *Hydrauliczna analiza działania grawitacyjno-podciśnieniowych zbiorników kanalizacyjnych*, monografia, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1998.
- [5] KWH Pipe, *Katalog techniczny produktów*, 2002.
- [6] Mrowiec M., *Teoretyczno-eksperymentalna analiza hydraulicznego działania rurowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji deszczowej*, praca doktorska, Politechnika Częstochowska, Częstochowa 2003.
- [7] Mrowiec M., *Rurowy zbiornik przeznaczony do retencjonowania ścieków w sieci kanalizacji deszczowej*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”, 2002 lipiec, s. 236-239.
- [8] Mrowiec M., *Zbiornik retencyjny cieczy*, zgłoszenie patentowe do UP RP nr P351176.

TUBULAR DETENTION TANK AS UNCOMPLICATED, CHEAP AND PRACTICAL SOLUTION

Summary

Detention reservoirs are very costly investments and the capital expenditure on their construction is directly proportional to their capacity. Conception of detention tanks made of large diameter pipes sections allows achieve a significant simplifications in designing and performing area. This paper presents an innovative construction of tubular detention tank, it is characterized by uncomplicated structure and high efficiency of hydraulic operation with reference to tanks which have been worked out until now. The strict dependence of economic benefit on flow reduction rate β has been established, giving considerable cost savings when tubular tank of Longus type are utilized.

MODELE HYDRAULICZNE ZBIORNIKÓW GRAWITACYJNO-POMPOWYCH W KANALIZACJI

Streszczenie

Aktualnie gospodarowanie ściekami deszczowymi i ogólnospławnymi poprzez działania modernizacyjne i budowę obiektów odciążających oraz uśredniających przepływy zmierza w efekcie do zapewnienia stabilnego działania systemów kanalizacyjnych i właściwej ochrony wód odbiorników. W tym celu są stosowane różne typy kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych o działaniu grawitacyjnym, podciśnieniowym wraz z nową generacją zbiorników akumulujących ścieki w układach grawitacyjno-pompowych. Cechą charakterystyczną zbiorników grawitacyjno-pompowych jest wydzielenie w części grawitacyjnej, opartej na rozwiązaniu zbiornika typu *CONTRACT*, kubatury akumulującej nadmiar ścieków wypełnianej pompowo, która jest powiązana hydraulicznie z częścią grawitacyjną. W referacie przedstawione trzy podstawowe rozwiązania tych zbiorników, dla których formułowano szczegółowe modele hydrauliczne o specyficznych układach dla każdego typu i wariantu ich funkcjonowania. Jest to szczególnie istotne przy tworzeniu koncepcji retencjonowania ścieków w ramach eksploatowanych i modernizowanych systemów kanalizacyjnych. W praktyce wiąże się to z wyborem optymalnego wariantu inwestycyjnego, popartego pełną analizą techniczno-ekonomiczną. Zbiorniki tego typu powinny znaleźć szerokie zastosowanie dla uśredniania przepływów oraz wyrównania składu i ilości zanieczyszczeń transportowanych w ściekach do oczyszczalni. Przyjęcie określonego typu zbiornika grawitacyjno-pompowego wynika także z warunków topograficznych, gruntowo-wodnych, systemu kanalizacji i innych uwarunkowań lokalnych.

Wstęp

Problem spływu i gospodarka ściekami deszczowymi i ogólnospławnymi w obszarach zurbanizowanych staje się coraz bardziej istotny, głównie w wyniku ekspansji terenów utwardzonych o znacznych współczynnikach spływu. Rozwój miast powoduje, iż zmniejszają się powierzchnie zielone i nieutwardzone, z których opady atmosferyczne zasilają pokłady wód podziemnych. Konsekwencją tego jest ilościowy wzrost wód odpływających do systemów kanalizacyjnych. Znaczne fluktuacje przepływów ścieków powodowane opadami mogą wpływać niekorzystnie, zarówno na obiekty oczyszczalni ścieków, na stan sanitarny odbiorników, jak również wymuszać konieczność rozbudowy istniejącej sieci kanalizacyjnej. Istnieje aktualnie potrzeba takiego gospodarowania ściekami deszczowymi i ogólnospławnymi poprzez działania modernizacyjne i budowę obiektów odciążających oraz uśredniających przepływy, które mogą zapewnić stabilne działanie systemów kanalizacyjnych i ochronę wód odbiorników. Do tego celu przewidziano stosowanie grupy kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych o działaniu grawitacyjnym [1-4], podciśnieniowym [5, 6] oraz ostatnio proponowaną nową generację zbiorników akumulujących ścieki w układach grawitacyjno-pompowych [7, 8].

Cechą charakterystyczną tego typu zbiorników jest wydzielenie w części grawitacyjnej, opartej na rozwiązaniu zbiornika typu *CONTRACT*, kubatury akumulującej nadmiar ścieków wypełnianej pompowo, która jest powiązana hydraulicznie z częścią grawitacyjną. W zależności od lokalizacji komór pompowych należy wyróżnić trzy zasadnicze typy zbiorników grawitacyjno-pompowych, a mianowicie:

- zbiornik grawitacyjno-pompowy wyposażony w komorę akumulacyjną dolną zlokalizowaną poniżej komory grawitacyjnej typu KANZAS GPD,
- zbiornik grawitacyjno-pompowy wyposażony w komorę akumulacyjną górną zlokalizowaną powyżej komory grawitacyjnej typu KANZAS GPW,
- zbiornik grawitacyjno-pompowy hybrydowy stanowiący połączenie dwóch pierwszych konstrukcji, wyposażony w komorę akumulacyjną górną i dolną typu KANZAS GPWD.

I. Modele hydrauliczne i charakterystyczne fazy funkcjonowania zbiorników grawitacyjno-pompowych

W oparciu o przeprowadzoną analizę hydrauliczną funkcjonowania działania zaproponowanych rozwiązań zbiorników grawitacyjno-pompowych w systemach kanalizacji wyróżniono szereg charakterystycznych etapów działania tego typu zbiorników w procesie ich napełniania i opróżniania. Szczególnie ważne są warunki hydrauliczne, jakie panują w komorze przepływowej zbiornika KP, a które są determinowane wielkościami natężeń dopływu ścieków QA i ich odpływu ze zbiornika QO. Komora przepływowa rzutuje bezpośrednio na warunki hydrauliczne panujące w komorach akumulacyjnych KAG, KAW i KAD omawianych typów zbiorników.

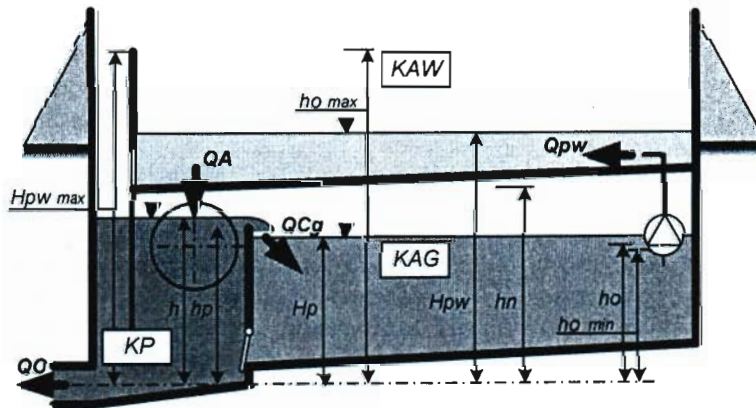
Warunki brzegowe sformułowane dla poszczególnych etapów ich działania stanowią charakterystyczne przedziały w zakresie wartości parametrów dopływu i odpływu oraz wysokości napień w odniesieniu do charakterystycznych poziomów w zbiorniku retencyjnym. Poniżej poddano analizie trzy podstawowe modele hydrauliczne zbiorników grawitacyjno-pompowych.

II. Zbiorniki grawitacyjno-pompowe z górną komorą akumulacyjną typu KANZAS GPW

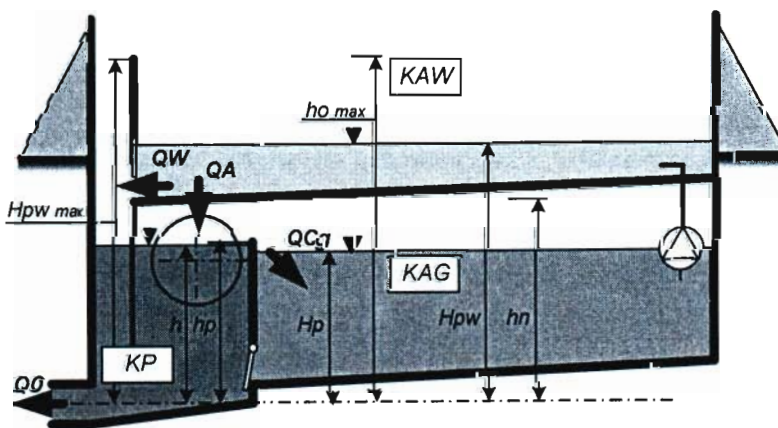
Koncepcja zbiorników grawitacyjno-pompowych wyposażonych w górną komorę akumulacyjną KAW bazuje w części grawitacyjnej na znanym już modelu zbiornika retencyjnego typu CONTRACT [2,3]. Część pompową stanowi górną komorę akumulacyjną KAW zlokalizowaną powyżej przestrzeni grawitacyjnej zbiornika. Retencjonowanie ścieków odbywa się w niej powyżej poziomu zwierciadła swobodnego dzięki zastosowaniu pomp ściekowych wykorzystywanych w procesie napełniania górnej komory akumulacyjnej KAW [8].

W procesie napełniania grawitacyjnej komory akumulacyjnej zbiornika warunki brzegowe odnoszą się do przepływów QA, QO, QCg, QP, Qpw i QW oraz do charakterystycznych wielkości napień h_p , h_o , $h_{o_{min}}$, $h_{o_{max}}$, h_n i $H_{pw_{max}}$, a określane przez parametry h , H_p oraz H_{pw} , które zawierają się w przedziałach, odpowiadających poniżej określonym warunkom brzegowym (rysunek 1).

Rysunek 1. Zbiornik grawitacyjno-pompowy typu KANZAS GPW z górną komorą akumulacyjną KAW w procesie jej napełniania



Rysunek 2. Zbiornik grawitacyjno-pompowy typu KANZAS GPW z górną komorą akumulacyjną KAW w procesie jej opróżniania



Zatem, aby określić przebieg procesu akumulacji ścieków w komorach akumulacyjnych, należy oddzielnie ustalić warunki brzegowe dla zbiornika z górną komorą akumulacyjną KAW, dolną komorą akumulacyjną KAD oraz rozwiązania zespolone z trzema komorami akumulacyjnymi: górną KAW, dolną KAD i grawitacyjną komorą KAG.

Warunki brzegowe dla przepływów: $Q_A > Q_O$, $Q_{Cg} \geq 0$, $Q_{pw} \geq 0$, $Q_P = 0$, $Q_W = 0$. Warunki brzegowe dla napełnień: $h \geq H_p$, $H_{pw} \geq h_n$, $H_p \leq h_o$.

Proces opróżniania zbiornika retencyjnego rozpoczyna się od momentu, gdy prawdziwa staje się zależność opisująca natężenie dopływu i odpływu ścieków, czyli gdy $Q_A < Q_O$. Pozostałe parametry hydrauliczne zbiornika pozostają w zależnościach, które są opisane poniżej sformułowanymi warunkami brzegowymi (rysunek 2).

Warunki brzegowe dla przepływów: $Q_A < Q_O$, $Q_P \geq 0$, $Q_W \geq 0$, $Q_{Cg} = 0$, $Q_{pw} = 0$, $Q_K \geq 0$.
Warunki brzegowe dla napełnień: $h < H_p$, $H_{p_{max}} \geq H_{pw} \geq h_n$.

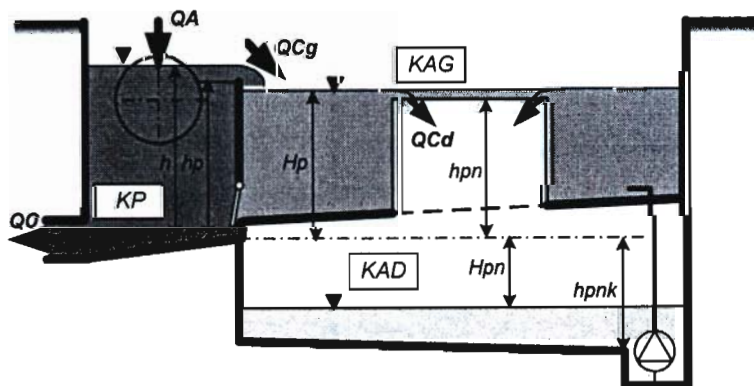
1.2. Zbiorniki grawitacyjno-pompowe z dolną komorą akumulacyjną typu KANZAS GPD

Obok przedstawionego wcześniej modelu zbiornika z górną komorą akumulacyjną, opracowano również model grawitacyjno-pompowego zbiornika retencyjnego typu KANZAS GPD z dolną komorą akumulacyjną KAD. Odrębny sposób funkcjonowania zbiornika wymusza konieczność opracowania charakterystycznych dla niego modeli hydraulicznych i matematycznych [9].

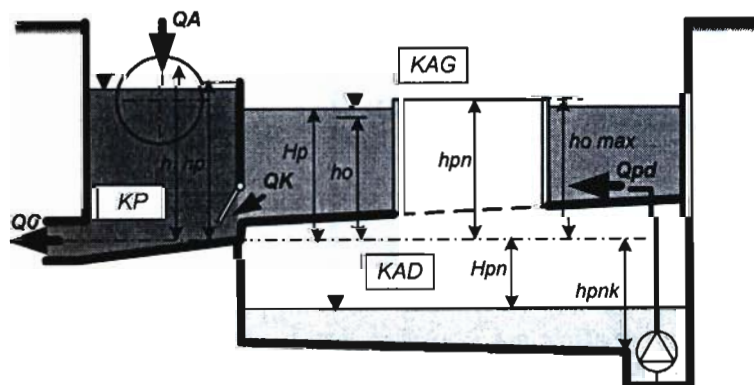
Podobnie jak w przypadku przedstawionego wcześniej modelu zbiornika z górną komorą akumulacyjną KAW, tak i w tym zbiorniku proces jego napełniania jest realizowany w określonych warunkach brzegowych, które przedstawiono poniżej.

Najpierw napełnieniu podlega komora przepływowa KP sterująca procesem napełniania i opróżniania komór akumulacyjnych. W następnej kolejności napełniana jest komora akumulacyjna grawitacyjna KAG, a kolejno po osiągnięciu poziomu zwierciadła ścieków na wysokości przelewu szybowego rozpoczyna się proces napełniania dolnej komory akumulacyjnej KAD (rysunek 3).

Rysunek 3. Zbiornik grawitacyjno-pompowy typu KANZAS GPD z dolną komorą akumulacyjną KAD w procesie jej napełniania



Rysunek 4. Zbiornik grawitacyjno-pompowy typu KANZAS GPD z dolną komorą akumulacyjną KAD w procesie jej opróżniania



Warunki brzegowe dla przepływów: $Q_A > Q_O$, $Q_{Cg} \geq 0$, $Q_{Cd} \geq 0$, $Q_{Pg} = 0$, $Q_{pd} = 0$. Warunki brzegowe dla napełnień: $h > h_p$, $h \geq H_p$, $h_{pnk} \leq H_{pn} \leq h_{pn}$.

Proces opróżniania zbiornika rozpoczyna się w chwili, gdy spełniona jest zależność $Q_A < Q_O$. W pierwszej fazie opróżnieniu podlega komora przepływowa zbiornika KP. W zależności od przyjętego wariantu opróżniania komór akumulacyjnych, w pierwszej kolejności opróżnieniu podlega komora KAG lub KAD. Oba przyjęte warianty procesu

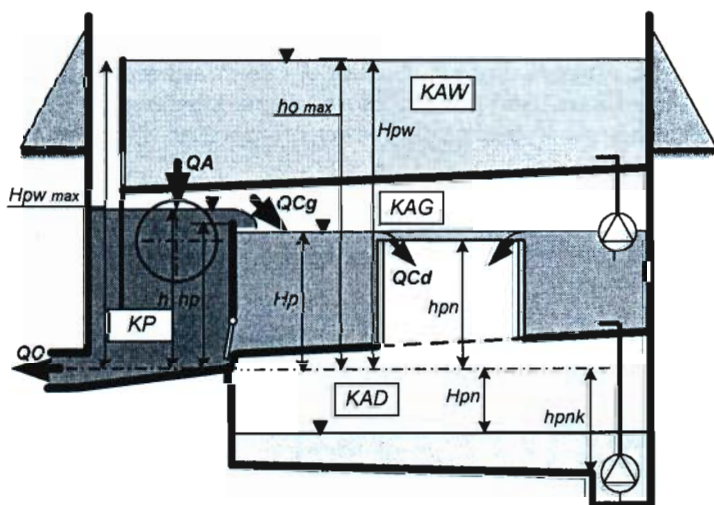
opróżniania posiadają charakterystyczne dla siebie warunki brzegowe poszczególnych etapów ich opróżniania. Poniżej sformułowano ogólne warunki brzegowe konieczne w procesie opróżniania komór, niezależnie od przyjętego wariantu opróżniania (rysunek 4) [9].

Warunki brzegowe dla przepływów: $Q_A < Q_O$, $Q_{Pg} \geq 0$, $Q_{pd} \geq 0$, $Q_{Pp} \geq 0$, $Q_{Cg} = 0$, $Q_{Cd} = 0$. Warunki brzegowe dla napięć: $h < h_p$, $h \leq H_p$, $0 \leq H_p \leq h_{pn}$, $h_{pnk} \leq H_{pn} \leq h_{pn}$.

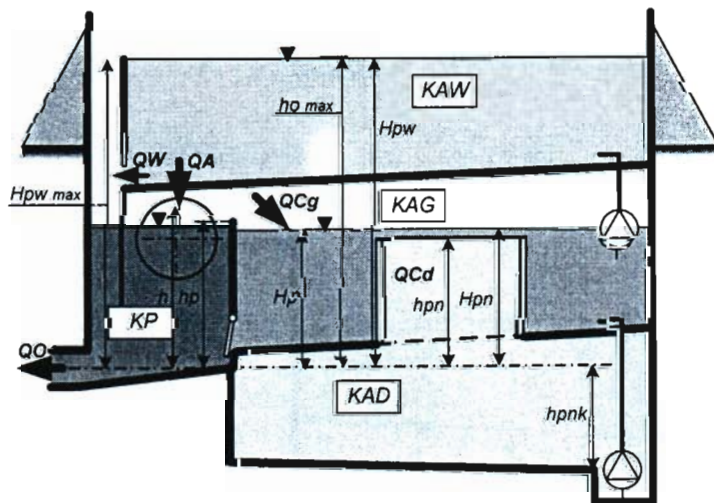
1.3. Zespólone zbiorniki grawitacyjno-pompowe typu KANZAS GPWD

Rozważaniom teoretycznym poddano również model zespólonego zbiornika retencjonującego ścieki w układach grawitacyjno-pompowych. Koncepcję tego typu zbiorników oparto na przedstawionych wcześniej modelach zbiorników z górną i dolną komorą akumulacyjną. Zbiornik zespólony posiada obok części grawitacyjnej, którą stanowią komora przepływowa KP oraz komora akumulacyjna KAG, część pompową reprezentowaną przez komory górną KAW i dolną KAD. Komory pompowe w zależności od ich usytuowania są opróżniane i napełniane grawitacyjnie lub pompowo. Znaczna liczba komór powoduje wielowariantowość procesów napełniania i opróżniania zbiornika. Poniżej przedstawiono ogólne warunki brzegowe dla procesu napełniania (rysunek 5) i opróżniania tego typu zbiorników (rysunek 6).

Rysunek 5. Zbiornik grawitacyjno-pompowy zespólony typu KANZAS GPWD w procesie jego napełniania



Rysunek 6. Zbiornik grawitacyjno-pompowy zespólony typu KANZAS GPWD w procesie jego opróżniania



Warunki brzegowe dla procesu napełniania zbiorników zespólonych typu KANZAS GPWD przedstawiono oddzielnie dla charakterystycznych przepływów i napełnień.

Warunki brzegowe dla przepływów: $Q_A > Q_O$, $Q_{Cg} \geq 0$, $Q_{pw} \geq 0$, $Q_{Pg} = 0$, $Q_W = 0$, $Q_{Cd} \geq 0$, $Q_{Pd} = 0$, $Q_{pd} = 0$. Warunki brzegowe dla napięć: $h \geq H_p$, $h > h_p$, $h \geq H_p$, $H_{pw} \geq h_n$, $H_p \leq h_o$, $h_{pnk} \leq H_{pn} \leq h_{pn}$.

Warunki brzegowe dla procesu opróżniania zbiorników zespólonych typu KANZAS GPWD określono dla przepływów i napełnień i zamieszczono je poniżej.

Warunki brzegowe dla przepływów: $Q_A < Q_O$, $Q_{Pg} \geq 0$, $Q_W \geq 0$, $Q_{Cg} = 0$, $Q_{pw} = 0$, $Q_K \geq 0$, $Q_{pd} \geq 0$, $Q_{Pd} \geq 0$, $Q_{Cd} = 0$. Warunki brzegowe dla napięć: $H_{pw_{max}} \geq H_{pw} \geq h_n$, $h \leq H_p$, $0 \leq H_p \leq h_{pn}$, $h_{pnk} \leq H_{pn} \leq h_{pn}$.

Podsumowanie

Przedstawione trzy podstawowe rozwiązania zbiorników działających w układach grawitacyjno-pompowych wymagają formułowania szczegółowych modeli hydraulicznych, które są specyficzne dla każdego typu i wariantu ich funkcjonowania. Jest to szczególnie istotne przy tworzeniu koncepcji retencjonowania ścieków w ramach eksploatowanych i modernizowanych systemów kanalizacyjnych. W praktyce wiąże się to z wyborem optymalnego wariantu inwestycyjnego, popartego pełną analizą techniczno-ekonomiczną.

Zbiorniki tego typu powinny znaleźć szerokie zastosowanie dla uśredniania przepływów oraz wyrównania składu i ilości zanieczyszczeń transportowanych w ściekach do oczyszczalni. Przyjęcie określonego typu zbiornika grawitacyjno-pompowego wynika także z warunków topograficznych, gruntowo-wodnych, systemu kanalizacji i innych uwarunkowań lokalnych.

Szczególnie wnikliwym badaniom zostaną poddane modele hydrauliczne zbiorników typu KANZAS GPW z górną komorą akumulacyjną KAW. Na ich podstawie zostaną sformułowane modele matematyczne opisujące proces akumulacji ścieków w zbiornikach grawitacyjno-pompowych. Prowadzone badania pozwolą również zweryfikować możliwości ich wykorzystania głównie pod kątem efektywnego odciążenia hydraulicznego obiektów oczyszczalni ścieków.

Literatura

- [1] Dziopak J., *Model matematyczny zbiornika retencyjnego kanalizacji deszczowej*, Monografia 31, Politechnika Krakowska, Kraków 1984.
- [2] Dziopak J., *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*, Monografia 125, Politechnika Krakowska, Kraków 1992.
- [3] Dziopak J., *Zbiornik retencyjny w kanalizacji*, Patent UP PRL Nr 130256, Warszawa 2 grudnia 1986.
- [4] Dziopak J., *Zbiornik retencyjny cieczy*. Patent UP PRL Nr 141559, Warszawa 3 stycznia 1990.
- [5] Dziopak J., Kisiel A., *Badania wpływu sposobów retencjonowania ścieków w wielokomorowych zbiornikach grawitacyjno-podciśnieniowych na efektywność działania systemów kanalizacyjnych*. Projekt badawczy KBN nr T07G 003.09, Politechnika Częstochowska-Politechnika Krakowska, lata 1995-1998, s. 207.
- [6] Kisiel A., *Hydrauliczna analiza działania grawitacyjno-podciśnieniowych zbiorników kanalizacyjnych*, Monografia 238, Politechnika Krakowska 1998.
- [7] Dziopak J., Styś D., *Postęp w projektowaniu konstrukcji wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji*, VIII Konferencja naukowo techniczna – Infrastruktura podziemna miast, Politechnika Wroclawska 2002.
- [8] Dziopak J., Styś D., *Innowacyjne rozwiązania zbiorników grawitacyjno-pompowych z górną komorą akumulacyjną*, w: *Nowe materiały i urządzenia w wodociągach i kanalizacji*, Politechnika Świętokrzyska 2003.
- [9] Dziopak J., Styś D., *Charakterystyka modelu hydraulicznego zbiornika grawitacyjno-pompowego z dolną komorą akumulacyjną podczas procesu napełniania*, Zeszyty Naukowe Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2003.

Spis podstawowych oznaczeń

- KAD – dolna komora akumulująca zbiornika grawitacyjno-pompowego,
KAG – grawitacyjna komora akumulacyjna zbiornika,
KAW – górna komora akumulacyjna zbiornika grawitacyjno-pompowego,
KP – komora przepływowa o działaniu sterującym,
h – napełnienia komory przepływowej KP zbiornika; m,
 h_k – poziom zwierciadła ścieków w komorze przepływowej zbiornika przy napełnieniu komory akumulacyjnej KAG dla $H_p = h_p$, odpowiadający poziomowi otwarcia zaworu klapowego; m,
 h_o – poziom zwierciadła ścieków w komorze akumulacyjnej KAG odpowiadający poziomowi włączenia pompy ścieków; m,
 $h_{o_{max}}$ – poziom zwierciadła ścieków w komorze akumulacyjnej KAW odpowiadający poziomowi wyłączenia pompy ścieków; m,
 $h_{o_{min}}$ – poziom zwierciadła ścieków w komorze akumulacyjnej KAG odpowiadający poziomowi wyłączenia pompy ścieków; m,
 H_p – napełnienia komory akumulacyjnej KAG; m,
 H_{p_w} – napełnienia komory akumulacyjnej KAW; m,
 $H_{p_{aw}}$ – wzniesienie korony przelewu awaryjnego komory KAW nad poziom porównawczy; m,
 $H_{p_{wk}}$ – wzniesienie dna komory akumulacyjnej KAW nad poziom porównawczy w miejscu upustu ścieków; m,
 h_u – poziom zwierciadła ścieków w komorze przepływowej zbiornika odpowiadający poziomowi otwarcia upustu górnej komory akumulacyjnej KAW; m,
 $L_{KAG} \cdot B_{KAG}$ – powierzchnia rzutu poziomego komory akumulacyjnej KAG; m^2 ,
 $L_{KAW} \cdot B_{KAW}$ – powierzchnia rzutu poziomego komory akumulacyjnej KAW; m^2 ,
 $L_{KP} \cdot B_{KP}$ – powierzchnia rzutu poziomego komory przepływowej KP; m^2 ,
QA – dopływ ścieków do zbiornika ze zlewni skanalizowanej powyżej zbiornika; m^3/s ,
 QC_{g_n} – natężenie przepływu ścieków przez nie zatopiony przelew między komorowy; m^3/s ,
 QC_{g_z} – natężenie przepływu ścieków przez zatopiony przelew między komorowy; m^3/s ,
QK – wypływ przez otwór zaopatrzonej w klapę zwrotną otwieraną w wyniku działania różnicy ciśnień po obu stronach klapy; m^3/s ,
QO – zredukowany odpływ ścieków ze zbiornika; m^3/s ,
Qpw – wydatek pompy ścieków; m^3/s ,
QW – natężenie przepływu ścieków przez upust; m^3/s ,
 QW_z – natężenie przepływu ścieków przez upust zatopiony; m^3/s ,
 QW_n – natężenie przepływu ścieków przez upust swobodny; m^3/s .

HYDRAULIC MODELS OF PUMP-GRAVITATIONAL RESERVOIRS IN SEWAGE SYSTEMS

Summary

The main direction in modern storm water and waste water management is the modernization of existing objects and the construction of new object for relief of waste water treatment plants (WWTP) in order to stabilize sewage systems functioning and to protect the waters of recipient. To reach these purposes the different types of storage reservoirs are used: gravitational, vacuum and new generation of reservoirs with pump-gravitational accumulation. The main characteristic of pump-gravitational reservoirs is the separate volume filled by pump (Contract - type solution) for accumulation of waste water excess which is hydraulically joint with gravitational part. The paper presents 3 main constructions of these reservoirs and the appropriate detailed hydraulic models with specific schemes for every type of reservoirs and functional variant. It is especially significant for the elaboration of waste water retention conception for sewage systems under exploitation and modernization. In practice it is connected with the choice of optimal investment varianr based on the technical and economical analysis. Such reservoirs have to be widely used for the hydraulic relief of WWTP and equalizing of the content and quantity of waste water contaminations transported to WWTP. The choice of definite type of pump-gravitational reservoirs depends on topographic, ground-water, the system of canalization and other local conditions.

SPOSÓB DŁAWIENIA PRZEPŁYWU CIECZY UKŁADAMI KOLAN BĄDŹ ŁUKÓW

Streszczenie

W artykule przedstawiono sposób regulacji strumienia objętości przepływu w obiektach wodociągowych i kanalizacyjnych a także w budownictwie wodnym i melioracyjnym, polegający na ciśnieniowym przepływie cieczy przez układ dławiący, zbudowany z szeregowo połączonych ze sobą kolan bądź łuków, tworzących sinusoidalne fale bądź spiralne pętle. Długość zabudowy takich układów jest wielokrotnie mniejsza od równoważnej pod względem oporu hydraulicznego klasycznej rury dławiącej, o tej samej średnicy i chropowatości ścian rurociągu.

Wstęp

Regulatory przepływu stosuje się celem ograniczenia strumienia objętości (natężenia) przepływu cieczy w obiektach wodociągowych i kanalizacyjnych, w tym np. do dławienia odpływu ścieków z obiektów odciążających sieci kanalizacyjne, takich jak przelewy burzowe na kanalizacji ogólnospławnej czy separatory objętościowe ścieków na kanalizacji deszczowej bądź też zbiorniki retencyjne – osadniki we wszystkich systemach kanalizacyjnych. Stosowane są także w budownictwie wodnym i melioracyjnym, jak np. do dławienia wypływu wody ze zbiorników przeznaczonych do ochrony przeciwpowodziowej czy do irygacji terenów. Zadaniem regulatora jest więc ograniczenie natężenia przepływu, przy maksymalnym spiętrzeniu cieczy w obiekcie, do wartości dopuszczalnej – maksymalnej.

Znane dotychczas urządzenia do regulacji strumienia objętości przepływu cieczy ze względu na sposób dławienia przepływu podzielić można na dwie grupy:

- urządzenia o dławieniu miejscowym, jak na przykład kryza, zwężka, zasuwka czy zastawka, czy też regulatory hydrodynamiczne (stożkowe, cylindryczne, korytkowe) [2,3,7],
- urządzenia o dławieniu liniowym, jak np. prostoosiowe odcinki rurociągów o odpowiedniej średnicy, długości i chropowatości ścianek, zwane też rurami dławiącymi [5,6,7].
Urządzenia takie winny cechować się:
 - niezawodnością i długowiecznością działania (czyli najlepiej brakiem części mechanicznych – ruchomych a także znaczną trwałością konstrukcji),
 - prostotą budowy i eksploatacji,
 - w kanalizacji dodatkowo, brakiem przewężeń przekroju poprzecznego rurociągu bądź kanału.

Proponowany w pracy sposób regulacji przepływu poprzez dławienie strumienia objętości, polegający na ciśnieniowym przepływie cieczy przez odpowiednio dobrany układ kolan bądź łuków, zaliczyć należy generalnie do pierwszej grupy urządzeń o dławieniu miejscowym, spełniających wszystkie cechy nowoczesnych konstrukcji, a jednocześnie znacznie tańszych w budowie w porównaniu np. do klasycznej rury dławiącej. Wadą rury dławiącej jest jej bowiem znaczna długość, osiągająca nierzadko kilkadziesiąt metrów. Równoważny oporowi rury dławiącej tak znacznej długości, opór hydrauliczny odpowiednio dobranego układu dławiącego w postaci sinusoidalnych fal bądź spiralnych pętli, utworzonych z (n) kolan o promieniu krzywizny do średnicy wewnętrznej $R/d \leq 1$ (przeznaczony dla cieczy czystych lub lekko zanieczyszczonych) bądź łuków o $R/d > 1$ (np. dla cieczy zanieczyszczonych – ścieków) o tej samej średnicy (d) co rura dławiąca, wystąpi już na odcinku o długości zabudowy rzędu kilku metrów – w przypadku układu z (n) kolan, lub co najwyżej kilkunastu metrów – w przypadku układu z (n) łuków.

I. Podstawy i badania hydrauliczne układów dławiących

Podczas przepływu cieczy rzeczywistej w zamkniętych przewodach ciśnieniowych powstają opory ruchu wywołane lepkością cieczy, określane jako straty hydrauliczne. Wyróżnia się dwa rodzaje strat: liniowe – powstające na długości (l) przewodu o średnicy wewnętrznej (d), oraz miejscowe. Wysokość liniowych strat hydraulicznych (Δh_l) w prostoosiowym rurociągu wyrażana jest wzorem Darcy-Weisbacha:

$$\Delta h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v}{2g} \quad (1)$$

gdzie:

- λ – bezwymiarowy współczynnik oporu liniowego,
- U – średnia prędkość przepływu,
- g – przyspieszenie ziemskie.

Dla przepływów turbulentnych (przy wartości liczby Reynoldsa $Re > 4000$) w literaturze naukowo-technicznej istnieje wiele wzorów określających wartość współczynnika λ . Dla rur z naturalną chropowatością techniczną norma PN-76/M-34034 zaleca wzór Colebrooka-White'a:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,71d} \right) \quad (2)$$

który dla rurociągów gładkich, gdy $k \rightarrow 0$ (gdzie k – chropowatość bezwzględna wewnętrznej ściany rurociągu), przyjmuje postać:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \quad (3)$$

Po przekształceniach, ze wzoru (3) otrzymać można znany wzór Prandtla-Karmana, zalecany przez PN-76/M-34034 dla przepływów w rurach hydraulicznie gładkich:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log Re \sqrt{\lambda} - 0,8 \quad (4)$$

Uwikłana postać wzorów (2) ÷ (4) stwarza trudności w zastosowaniach praktycznych. Stąd celowe jest poszukiwanie jawnej postaci wzorów określających wartość współczynnika λ . I tak na przykład dla przepływów w rurach hydraulicznie gładkich – z tworzyw sztucznych (o $k \approx 0,01$ mm, łączonych na kielichy), współczynnik λ może być obliczany ze wzoru [8]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{6,11}{Re^{0,904}} \quad (5)$$

który w zakresie wartości liczby $Re \in <50000, 250000>$ wykazuje praktyczną zgodność wyników obliczeń ze wzorem (4) Prandtla-Karmana (do 0,5%).

Straty miejscowe są wywoływane przez lokalne przeszkody (tzw. opory miejscowe) w wyniku zaburzeń w pełni uformowanych rozkładów prędkości, ciśnienia oraz naprężeń stycznych, wytwarzających się w długim prostoosiowym rurociągu. Wysokość strat hydraulicznych wywołanych oporem miejscowym (Δh_m) wyraża się wzorem:

$$\Delta h_m = \zeta \frac{U^2}{2g} \quad (6)$$

gdzie:

- ζ – bezwymiarowy współczynnik oporu miejscowego.

Wartości liczbowe współczynnika ζ dla pojedynczych przeszkód miejscowych takich jak kolana ($R/d \leq 1$) bądź łuki ($R/d > 1$) podane są m.in. w normie PN-76/M-34034 (z lat siedemdziesiątych), głównie dla kształtek stalowych i żeliwnych (gładkich i chropowatych), a także w nowszej literaturze, w tym w odniesieniu do tworzyw sztucznych [1,3,8,9,10].

Doświadczalne wartości współczynników oporów miejscowych podawane są na ogół dla przypadku w pełni uformowanego przepływu cieczy w rurociągu przed rozpatrywaną przeszkodą, a także w odległości (40 ÷ 70) d za nią [4,11]. W praktyce różne opory miejscowe często są umieszczane w niewielkiej wzajemnej odległości tak, że strumień cieczy nie zdoła się na powrót w pełni uformować. Wówczas sumaryczny współczynnik oporu nie jest równy sumie prostej poszczególnych współczynników oporu. Na ogół przyjmuje się, że jeżeli odległość pomiędzy rozpatrywanymi przeszkodami jest większa od długości oddziaływania [4]:

$$l_{\text{oddz.}} = 0,5 \frac{\zeta}{\lambda} d \quad (7)$$

wówczas można sumować wartości ζ_i poszczególnych oporów miejscowych. W przypadku, gdy odległość pomiędzy oporami jest mniejsza od długości oddziaływania (7) sumaryczną wartość współczynnika oporu ζ należy określić doświadczalnie.

W pracy [8] wykonano badania hydrauliczne oporów miejscowych w 48 układach dławiących zbudowanych z kilku do kilkunastu kolan (90°) bądź łuków ($15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ i 60°) z tworzyw sztucznych, połączonych szeregowo, a tworzących sinusoidalne fale bądź spiralne pętle (o $R/d \in \{1; 1,75; 2,25; 4,25\}$). Wykazano tam, że w przypadku układów dławiących tworzących sinusoidalne fale sumaryczny współczynnik oporu jest w przybliżeniu sumą prostą współczynników ζ_i poszczególnych kolan ($R/d = 1$) bądź łuków ($R/d > 1$), w przeciwieństwie do układów tworzących spiralne pętle, gdzie wartość sumarycznego oporu pętli jest znacznie mniejsza od sumy prostych współczynników oporu pojedynczych kolan bądź łuków tworzących pętle, a różnice są tym większe im mniejszy jest stosunek R/d . Generalnie układy spiralnych pętli dają mniejszy opór hydrauliczny w porównaniu z układami w postaci sinusoidalnych fal dla danego stosunku R/d i tej samej sumarycznej długości osiowej kolan bądź łuków. W zakresie zmian wartości liczby Reynoldsa $Re \in <50000, 250000>$ wykazano też praktycznie brak zależności współczynnika ζ od Re .

Ponieważ wartość współczynnika oporów miejscowych układów zbudowanych z n kolan bądź z n łuków ($\zeta_{(n)}$) jest wielokrotnie większa od wartości współczynnika oporów liniowych prostoosiowej rury dławiącej ($\zeta_{(n)} \gg \lambda(Re)$) to długość zastępcza rury dławiącej (l_z) musi być wielokrotnie większa od długości osiowej zabudowy ($l_{os(n)}$) danego układu składającego się z n kolan bądź n łuków ($l_z \gg l_{os(n)}$). Wynika to z porównania zależności na wysokość strat miejscowych (6) takich układów i równoważnych im strat liniowych (1) w klasycznej rurze dławiącej, tj.:

$$\zeta_{(n)} \frac{v^2}{2g} = \lambda \frac{l_z}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (8)$$

a stąd długość zastępcza prostoosiowej rury dławiącej wyniesie:

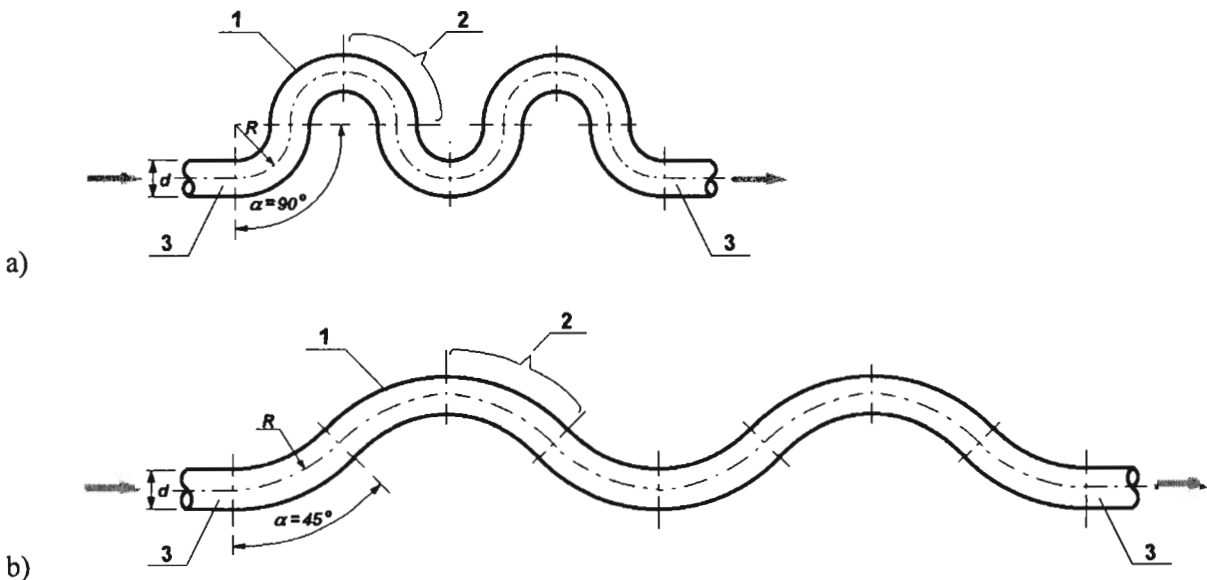
$$l_z = \frac{\zeta_{(n)}}{\lambda(Re)} d \quad (9)$$

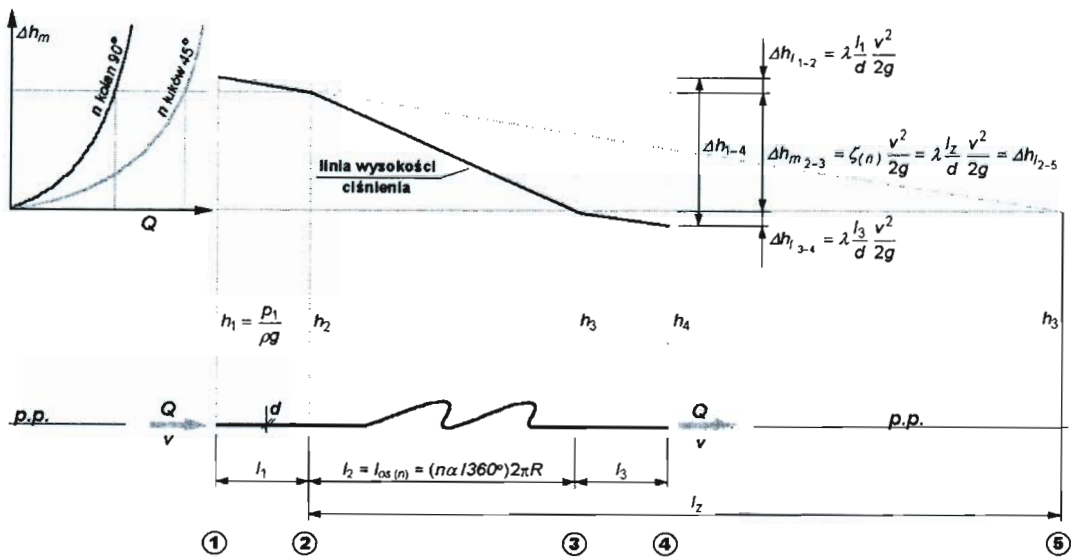
2. Przykładowe zastosowania praktyczne wyników badań

Na rysunku 1 przedstawiono schematycznie, dla przykładu, układ dławiący składający się z $n = 8$ kolan (o kątach środkowych $\alpha = 90^\circ$) i układ składający się z $n = 8$ łuków ($\alpha = 45^\circ$) o długości osiowej zabudowy $l_{os(n)} = l_2 = (n\alpha/360^\circ)2\pi R$ oraz idee działania dławiącego takich układów, zabudowanych na rurociągu o średnicy d pomiędzy prostkami o długości l_1 i l_3 .

Urządzenie dławiące przedstawione na rys. 1a stanowi układ 2 fal (1) utworzonych z 8 kolan (2), w których stosunek promienia krzywizny R do średnicy wewnętrznej d wynosi $R/d \leq 1$, połączonych ze sobą szeregowo. Średnica kolan jest równa średnicy d rurociągu (3), w którym są osadzone.

Rysunek 1. Schemat oraz idea działania układu dławiącego w postaci sinusoidalnych fal złożonych z (n) kolan bądź łuków (h_1 - wysokość ciśnienia piezometrycznego w przekrojach 1-5): a) układ dławiący złożony z 8 kolan 90° ; b) układ dławiący złożony z 8 łuków 45°

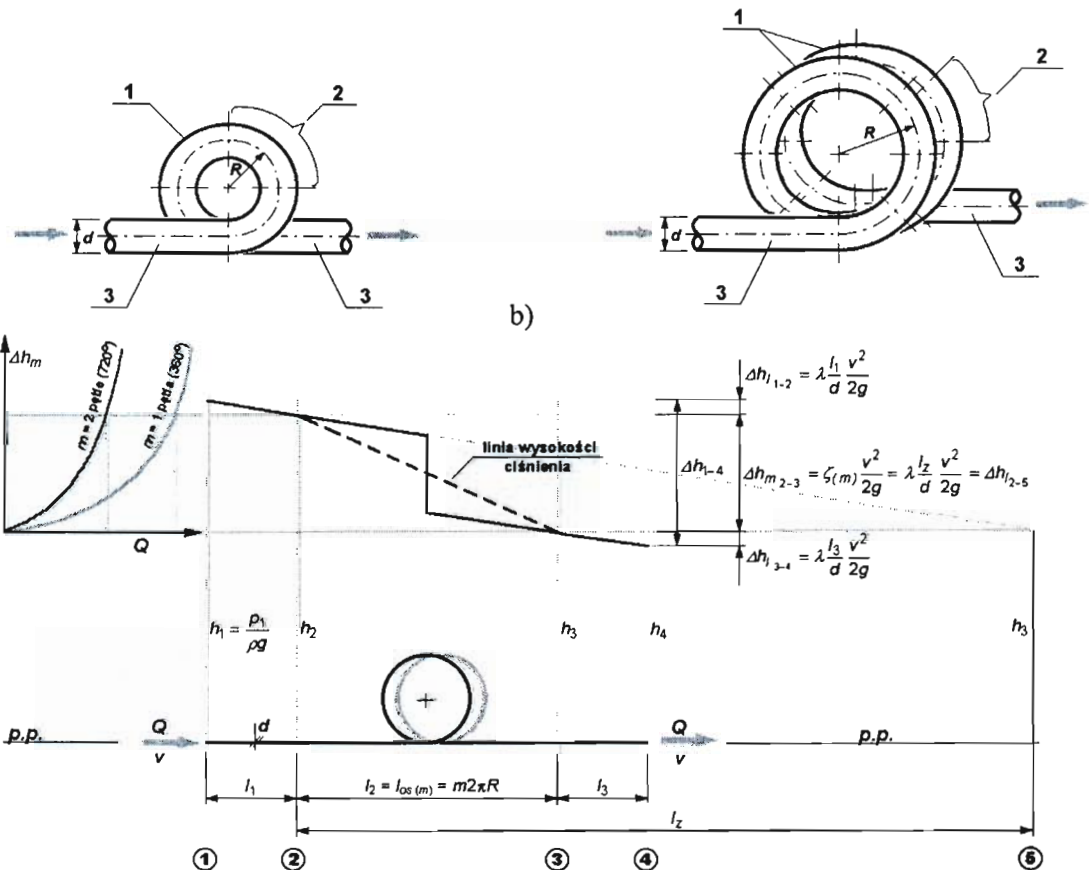




c)

Przeprowadzono badania hydrauliczne [8] współczynników oporu liniowego (λ) rurociągów z tworzyw sztucznych (łączonych na kielichy) oraz oporu miejscowego (ζ) układów kształtek z tworzyw sztucznych, w tym złożonego z $n = 8$ kolan 90° , przy $R/d = 1$, tj. o promieniu krzywizny $R = 1,0 d$, a więc o długości osiowej zabudowy $l_{os(8 \times 90^\circ)} = (n\alpha / 360^\circ) 2\pi R = 12,6 d$ (odcinek 2 ÷ 3 na rys. 1). W rezultacie badań dla wartości liczby Reynolds'a $Re = 200000$, otrzymano: $\lambda(Re) = 0,0156$ oraz $\zeta_{(8 \times 90^\circ)} = 8,0$. Długość zastępcza prostoosiowej rury dławiącej, równoważna pod względem oporu hydraulicznego $l_z = (\zeta_{(8 \times 90^\circ)} / \lambda) d = 512,8 d$ (odcinek 2 ÷ 5, rys. 1), musiałaby być więc około 40 razy większa od długości osiowej zabudowy układu złożonego z 8 kolan, o kącie środkowym 90° ($12,6 d$).

Rysunek 2. Schemat oraz idea działania układu dławiącego w postaci (m) spiralnych pętli złożonych z (n) kolan bądź łuków (h_i - wysokość ciśnienia piezometrycznego w przekrojach 1÷5): a) układ dławiący z jedną spiralną pętlą złożoną z 4 kolan 90° ; b) układ dławiący z dwoma spiralnymi pętlami złożonymi z 16 łuków 45°



c)

Urządzenie dławiące przedstawione na rys. 1b stanowi układ 2 fal (1) utworzonych z 8 łuków (2) o kącie środkowym $\alpha = 45^\circ$, w których stosunek promienia krzywizny R do średnicy wewnętrznej d wynosi $R/d > 1$, połączonych ze sobą szeregowo. Badania hydrauliczne współczynnika oporu miejscowego układu złożonego z $n = 8$ łuków o promieniu krzywizny $R = 1,75 d$, a więc o długości osiowej $l_{os(8 \times 45^\circ)} = (n\alpha/360^\circ)2\pi R = 11,0 d$ dały rezultaty [8]: $\zeta_{(8 \times 45^\circ)} = 2,1$ przy $\lambda(Re) = 0,0156$. Długość zastępcza prostoosiowej rury dławiącej $l_z = (\zeta_{(8 \times 45^\circ)}/\lambda)d = 134,6 d$, równoważna pod względem oporu hydraulicznego, musiałaby być więc około 12 razy większa od długości osiowej układu 8 łuków, o kącie środkowym 45° (11,0 d).

Na rysunku 2 przedstawiono schematyczne przykładowe układy dławiące w postaci $m = 1$ i $m = 2$ spiralnych pętli o długości osiowej zabudowy $l_{os(m)} = l_2 = m2\pi R$ oraz ideę działania dławiącego takich układów, zabudowanych na rurociągu pomiędzy prostkami l_1 i l_3 o średnicy d .

Urządzenie dławiące przedstawione na rys. 2a stanowi jedna spiralna pętla (1) utworzona z 4 kolan (2) o kącie środkowym $\alpha = 90^\circ$, w których stosunek promienia krzywizny R do średnicy wewnętrznej d wynosi $R/d \leq 1$, przy czym średnica wewnętrzna kolan tworzących pętlę jest równa średnicy d rurociągu (3), w którym jest osadzona.

Przeprowadzono badania hydrauliczne współczynnika oporu miejscowego układu dławiącego tworzącego jedną pętlę $m = 1$ (o sumie kątów środkowych $\alpha = 360^\circ$) złożonego z 4 kolan o kącie środkowym 90° i promieniu krzywizny pętli $R = 1,0 d$, a więc o długości osiowej jednej pętli $l_{os(1)} = m2\pi R = 6,28 d$ (odcinek 2 ÷ 3, na rysunek 2). W rezultacie badań dla wartości liczby Reynoldsa $Re = 200000$, otrzymano: $\zeta_{(1)} = 1,8$ przy $\lambda(Re) = 0,0156$. Długość zastępcza prostoosiowej rury dławiącej $l_z = (\zeta_{(1)}/\lambda)d = 115,4 d$ (odcinek 2 ÷ 5, na rysunek 2), równoważna pod względem oporu hydraulicznego, musiałaby być więc około 18 razy większa od długości osiowej układu jednej pętli (6,28 d).

Urządzenie dławiące przedstawione na rysunku 2b stanowi spirala złożona z dwóch pętli (1) połączonych ze sobą w ten sposób, że wylot poprzedniej stanowi wlot następnej. Każda z pętli jest przy tym utworzona z 8 łuków (2) o kącie środkowym 45° , w których stosunek promienia krzywizny R do średnicy wewnętrznej d wynosi $R/d > 1$. Przeprowadzono badania hydrauliczne współczynnika oporu miejscowego układu dwóch pętli ($m = 2$), o sumie kątów środkowych $\alpha = 720^\circ$, złożonego z 16 łuków, każdy o kącie środkowym 45° i o promieniu krzywizny pętli $R = 1,75 d$, a więc o długości osiowej dwóch pętli $l_{os(2)} = m2\pi R = 22,0 d$. Otrzymano: $\zeta_{(2)} = 1,65$ przy $\lambda(Re) = 0,0156$. Długość zastępcza prostoosiowej rury dławiącej, równoważnej pod względem oporu hydraulicznego, wyniosłaby $l_z = (\zeta_{(2)}/\lambda)d = 105,8 d$, czyli musiałaby być około 5 razy większa od długości osiowej układu dwóch pętli (22,0 d).

Podsumowanie

W literaturze naukowo-technicznej, zarówno krajowej jak i zagranicznej, brak jest wyników badań współczynnika oporów miejscowych w układach kilku do kilkunastu kolan bądź łuków połączonych ze sobą szeregowo, w tym zwłaszcza z tworzyw sztucznych, a mogących mieć zastosowanie praktyczne do dławienia strumienia objętości przepływu w obiektach wodociagowych i kanalizacyjnych czy też w budownictwie wodnym i melioracyjnym.

W pracy wykazano w pełni przydatność zaproponowanego sposobu regulowania przepływu cieczy za pomocą układów dławiących w postaci sinusoidalnych fal bądź spiralnych pętli, złożonych z kolan (o $R/d \leq 1$) bądź łuków (o $R/d > 1$). Długość zabudowy takich układów, mierzona w osi kolan bądź łuków jest bowiem wielokrotnie mniejsza od długości zastępczej klasycznej rury dławiącej – równoważnej pod względem oporu hydraulicznego (o tej samej średnicy i chropowatości ścian). W przedstawionych w pracy przykładach liczbowych wynosi to od 40 do 12 razy mniej – dla układów dławiących w postaci sinusoidalnych fal, złożonych odpowiednio z 8 kolan 90° ($R/d = 1$), lub z 8 łuków 45° ($R/d = 1,75$), oraz od 18 do 5 razy mniej – dla układów dławiących w postaci spiralnych pętli, złożonych odpowiednio z 4 kolan 90° ($R/d = 1$) lub z 16 łuków 45° ($R/d = 1,75$).

Wyniki porównań przedstawionych w pracy odnoszą się ściśle do rur i kształtek hydraulicznie gładkich, w tym ściślej z tworzyw sztucznych. Należy oczekiwać, iż w przypadku rur i kształtek, na przykład stalowych bądź żeliwnych o naturalnej chropowatości technicznej, efektywność hydrauliczna takich układów dławiących będzie podobna.

Literatura

- [1] Brydak-Jeżowiecka D., Jeżowiecki J., Nowakowski E., *Opory miejscowe w instalacjach wodociagowych z tworzyw sztucznych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1996 nr 2, s. 64-72.
- [2] Dohmann M., Weyand M. (bearbeit.), *Analyse und Klassifizierung lokaler Steuerungseinrichtungen in Kanalisationen*. Techn. Hochschule Aachen 1990.
- [3] Grabarczyk C., *Przepływy cieczy w przewodach. Metody obliczeniowe*, Poznań, Envirotech 1997.
- [4] Jeżowiecka-Kabsch K., Szewczyk H., *Mechanika płynów*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2001.
- [5] Kotowski A., *Grundlagen der hydraulischen Dimensionierung der Regenüberläufe mit gedrosseltem Ablauf aus der beruhigten Kammer hinter dem seitlichen Streichwehr*, „GWF” 2000, H. 8, s. 516-526.
- [6] Kotowski A., *Podstawy wymiarowania bocznych przelewów burzowych z rurą dławiącą*, Monografia Nr 38, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1998.
- [7] Kotowski A., Cisowska I., Cieżak W., *Podstawy projektowania i zasady wymiarowania separatorów objętościowych ścieków burzowych na kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2002 nr 5 s. 167-171.
- [8] Kotowski A., Cisowska I., Cieżak W., *Badania charakterystyk hydraulicznych i technologicznych bocznych przelewów burzowych z dławionym odpływem*, Raporty Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej, SPR 2002 nr 22.

- [9] Nowakowski E., *Opory miejscowe w sieciach wodociagowych i gazowych z polietylenu*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1995 nr 1, s. 23-26.
- [10] Siwiec T., Morawski D., Karaban G., *Eksperymentalne badania oporów hydraulicznych w zgrzewanych kształtkach z tworzyw sztucznych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2002 nr 2, s. 49-68.
- [11] Werszko D., *Obliczanie strat hydraulicznych w chropowatych kolanach rurowych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1969 nr 9, s. 295-302.

PROCEDURE OF THROTTLING THE LIQUID FLOW THROUGH THE TURN OR BEND SYSTEMS

Summary

There has been shown a procedure of liquid strength flow regulation in water supply and sewage systems, in hydro- and irrigation engineering. This procedure is based on pressure liquid flow through the throttle system made from inseries connected turns or bends, which forms sine waves of spiral loges. The building length of such systems is repeatedly smaller than equivalent when taking into consideration the hydraulic resistance of classical throttle pipe with the same diameter and the same roughness of the pipeline wall.

NOWOCZESNE SYSTEMY PRZERZUTU ŚCIEKÓW OPADOWYCH DO ODBIORNIKÓW WODNYCH - ZBIORNIKI PRZERZUTOWE

Strzeszczenie:

Intensywne opady deszczu, a także szybkie topnienie śniegu powodują często podtapianie terenów chronionych i przepełnianie istniejących sieci kanalizacyjnych. Sytuacje takie są uciążliwe dla mieszkańców, a także powodują znaczne straty materialne. Jednym z możliwych rozwiązań technicznych zapewniającym niezawodny odpływ ścieków systemem odwadniającym do odbiornika są przedstawione w artykule zbiorniki przerzutowe. Zbiorniki przerzutowe mają za zadanie gromadzić odpowiednią objętość ścieków, a następnie przerzucić je do odbiorników wodnych, w przypadku gdy niemożliwy jest ich odpływ grawitacyjny. Natomiast grawitacyjne odprowadzanie ścieków do odbiornika realizowane jest przez ich tranzytowy przepływ przez komory zbiornika przerzutowego.

Wstęp

Występujące w Polsce intensywne opady deszczu, z reguły w miesiącach letnich, jak również gwałtowne topnienie śniegu w okresie wiosennym, mogą powodować lokalne podtopienia terenów. Dzieje się tak wówczas, gdy wysokie stany napęnień w rzekach uniemożliwiają grawitacyjny odpływ ścieków opadowych i równocześnie nie jest zapewniony ich wymuszony przerzut do odbiornika. Podtopienia terenów mogą wystąpić również wtedy, gdy nie zadziałają różnego rodzaju zabezpieczenia, skutkiem czego za pośrednictwem przewodów kanalizacyjnych nastąpi wyrównywanie hydrostatycznych poziomów napęnienia rzeki i punktów wlotowych do kanalizacji.

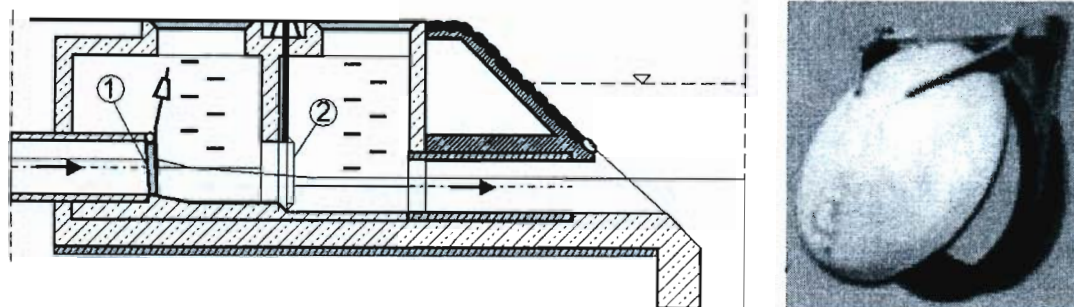
Dotychczasowe sposoby odprowadzania nadmiaru ścieków do odbiornika polegają na ich grawitacyjnym odpływie kolektorem ułożonym na odcinku od przelewu burzowego do rzeki. Przypadki częstego podtapiania systemu kanalizacji deszczowej powodowanego brakiem możliwości grawitacyjnego odprowadzania ścieków zmuszało użytkowników do budowy przepompowni.

Przegląd stosowanych sposobów przerzutu ścieków opadowych z chronionej zlewni do odbiornika w okresach jego wysokich napęnień nie wyłonił rozwiązania, które mogłoby być uniwersalnym i niezawodnym, mogącym mieć szerokie zastosowanie w praktyce przy niewielkich zmianach adaptacyjnych. Podjęto zatem problem opracowania takiego rozwiązania hydraulicznego sposobu odprowadzania ścieków opadowych do odbiornika, które zapewniłoby ich swobodny, grawitacyjny odpływ w okresach stanów niskich i średnich napęnień w rzece, a w okresie wezbrań ich wymuszony przerzut. Idea tych rozwiązań polega na tym, by obiekt konstrukcyjny przerzutu ścieków opadowych do odbiornika zlokalizowany był od strony chronionej zlewni. Takie rozwiązania zapewniłyby ewentualne awaryjne naprawy nawet wówczas, gdy w odbiorniku – rzece występowałyby wysokie stany napęnień. Kierowano się również tym, by obiekty te były krajobrazowo zgodne z naturalnym najbliższym jego otoczeniem. W efekcie tak postawionych uwarunkowań co do sposobu ich działania i architektonicznego ukształtowania konstrukcji powstały dwa typowe rozwiązania zbiorników przerzutowych, z których jedno realizuje przerzut ścieków za pomocą pomp, zaś drugie za pośrednictwem układu sprzężarek.

I. Stosowane sposoby przerzutu ścieków do odbiornika wodnego

Najczęściej stosowane rozwiązania odprowadzania ścieków opadowych polegają na ich odpływie za pomocą kolektora zrzutowego umiejscowionego pod obwałowaniem rzeki (rysunek 1) [4]. Kolektor zrzutowy posiada wylot usytuowany wysokościowo z reguły powyżej koryta rzeki na poziomie średnich stanów napęnień. Na jego wylocie zainstalowany jest zwrotny zawór klapowy mający na celu niedopuszczenie do podtopienia terenów chronionych. Zawory klapowe uniemożliwiają bowiem wytworzenie się tak zwanej cofki powodowanej wysokimi stanami napęnień w rzece. W praktyce nie zawsze takie zawory są stosowane, natomiast tam, gdzie zostały zamontowane często pozbawione są właściwego nadzoru i konserwacji w wyniku czego ich stan techniczny uniemożliwia ich prawidłowe działanie. Niezabezpieczone wyloty kolektorów zrzutowych, bądź też nieprawidłowe zadziałanie zaworu klapowego staje się często przyczyną licznych podtopień terenów i dzielnic mieszkalnych w wielu miastach Polski.

Rysunek 1. Wylot brzegowy: 1 - zamknięcie klapowe z przeciwwagą, 2 - zasuwa kanałowa, 3 - kłapa zwrotna



2. Nowoczesne systemy przerzutu ścieków opadowych do odbiorników wodnych

Do nowoczesnych systemów przerzutu ścieków opadowych można zaliczyć zbiorniki przerzutowe zaprojektowane przez Adama Kisiela, zatwierdzone przez Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej [1,2].

Zbiorniki przerzutowe opracowano głównie do przerzutu ścieków pochodzących z opadów atmosferycznych do odbiornika wodnego. Potrzeba przerzutu ścieków występuje wówczas, gdy uniemożliwiony jest okresowo lub całkowicie ich grawitacyjny odpływ.

Okresowe uniemożliwienie odpływu ścieków pochodzących z opadów atmosferycznych może być spowodowane wysokimi stanami napełnienia w rzece, które występują w okresie intensywnych opadów. Natomiast całkowite, gdy odwadnianie tereny są położone depresyjnie w stosunku do wysokich stanów napełnienia w odbiorniku powstałych skutkiem ich spiętrzenia [3].

Wspólną cechą przedstawianych rozwiązań zbiorników przerzutowych jest to, że są zlokalizowane od strony terenu odwadnianego, tuż przy wale przeciwpowodziowym. Zbiorniki przerzutowe można będzie stosować w:

- w systemie kanalizacji rozdzielczej u wylotów głównych kolektorów sieci deszczowej;
- w systemie kanalizacji ogólnospławnej u wylotów kanałów burzowych;
- w systemie kanalizacji ogólnospławnej u wylotów kanałów burzowych z jednoczesnym przepompowaniem ścieków sanitarnych na oczyszczalnię ścieków;
- w przypadku kolektorów odprowadzających ścieki oczyszczone z oczyszczalni, [4].

2.1. Zbiornik przerzutowy ścieków opadowych typu PLUVIUS

2.1.1. Charakterystyka zbiornika przerzutowego typu PLUVIUS

Zbiornik przerzutowy ścieków opadowych typu PLUVIUS [1], składa się z komory zlewowej, zespołu pompowego i komory wieżowej, której wysokość jest co najmniej równa wysokości korony wału przeciwpowodziowego cieku wodnego. Ciek i komora wieżowa połączone kolektorem odpływowym stanowią układ naczyń połączonych, a to oznacza, że mają takie same stany napełnienia, szczególnie w czasie wezbrań.

Zbiornik PLUVIUS zlokalizowany jest przy wale przeciwpowodziowym rzeki, od strony odwadnianej zlewni. W rozwiązaniach praktycznych możliwe i dopuszczalne jest wkomponowanie komory wieżowej w korpus wału przeciwpowodziowego, na przykład w celu zapewnienia właściwej kompozycji istniejącego krajobrazu.

W przydatnej strefie komora wieżowa połączona jest z komorą zlewową kanałem tranzytowym, na końcu którego wbudowany jest zawór. Zawór umiejscowiony w kanale tranzytowym może mieć dowolną konstrukcję, na przykład może to być zasuwa lub kłapa sterowana ręcznie lub mechanicznie. Do sterowania zasuwą można zastosować siłownik liniowy. Zamknięcie zaworu napędzanego takim siłownikiem może być inicjowane sygnałem z czujnika poziomu napełnienia ścieków. Ze względu na prostą budowę zbiornika korzystne jest zastosowanie zaworu jako samoczynnie otwieranej kłapy, która umożliwiłaby przepływ grawitacyjny z komory zlewowej do komory wieżowej. Dodatkowo zawór taki można wyposażyć w mechanizm wyważania kłapy, wspomagający jego działanie.

Zespół pompowy zlokalizowany jest nad komorą zlewową. Jest on połączony przewodem tłocznym z komorą wieżową.

Takie rozwiązanie zbiornika umożliwia grawitacyjny odpływ ścieków do odbiornika wodnego, gdy stany napełnienia cieku wodnego są niższe od poziomu napełnienia kolektora lub rowu doprowadzającego ścieki ze zlewni do komory zlewowej. Komora zlewowa umożliwia grawitacyjny przepływ ścieków, poprzez kanał tranzytowy, komorę wieżową i kolektor odpływowy (pod wałem przeciwpowodziowym), bezpośrednio do koryta rzeki.

W przypadku wystąpienia wyższych stanów napełnień cieku wodnego, połączenie komory zlewowej z ciekim zostaje odcięte przez zawór klapowy, a ścieki wypełniające komorę zlewową odprowadzane są przez zespół pompowy do komory wieżowej.

W zbiorniku przerzutowym tego typu zalecane jest, aby zespół pompowy zawierał co najmniej dwie pompy, których sumaryczny wydatek objętościowy Q_p powinien być większy od obliczeniowego maksymalnego dopływu ścieków $Q_{dop\ max}$. W komorze zlewowej zabudowane są czujniki poziomu ścieków, dzięki którym możliwe jest sterowanie takim zespołem pomp. Układ sterowania pomp składa się min. z czterech czujników umiejscowionych w różnych położeniach wysokościowych. Czujnik dolny instalowany jest na poziomie napełnienia kanału tranzytowego

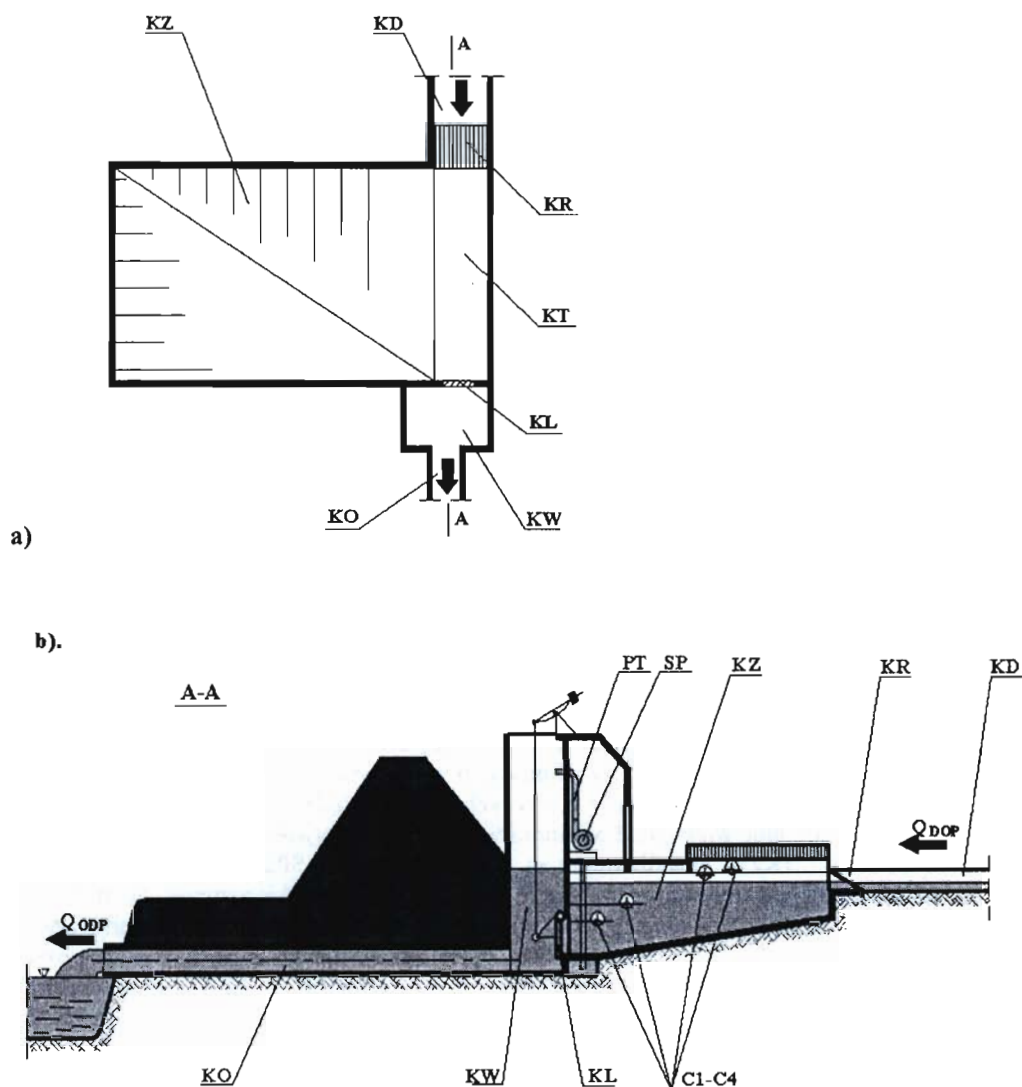
przy grawitacyjnym odprowadzaniu ścieków o natężeniu równym dopływowi maksymalnemu $Q_{dop\ max}$. Czujnik podstawowy znajduje się na poziomie 1/3 do 2/3 maksymalnego stanu napełnienia komory zlewowej. Czujniki pomp zlokalizowane są kolejno ponad sobą, na poziomie maksymalnego stanu napełnienia. Takie rozmieszczenie czujników zabezpiecza właściwy sposób sterowania ich sygnałami, gwarantując ponadto:

- niewrażliwość uruchamiania czujników włączania pomp na falowanie zwierciadła;
- kolejne włączanie pomp w zależności od stanu napełnienia ścieków w komorze zlewowej;
- wyłączenie tych pomp wówczas, gdy zwierciadło ścieków osiągnie poziom czujnika dolnego.

2.1.2. Budowa i zasada działania zbiornika przerezuowego typu PLUVIUS

Zbiornik przerezuowy umiejscowiony jest po stronie terenu chronionego, bezpośrednio przy obwałowaniu cieków wodnych (rysunek 2). Ciek ten jest odbiornikiem ścieków komunalnych zlewni, którego koryto zabezpieczone jest przez wał przeciwpowodziowy. Ścieki doprowadzane są do zbiornika kolektorem lub rowem dopływowym (KD), na którego końcu zabudowana jest krata (KR) ustawiona pod kątem $30\div 45^\circ$. Zbiornik przerezuowy składa się głównie z komory zlewowej (KZ) i komory wieżowej (KW), połączonej w strefie przydennej kanałem tranzytowym. Wysokość komory wieżowej (KW) jest maksymalnie 50 cm większa niż wysokość korony cieków wodnych. W otworze kanału tranzytowego zabudowany jest zawór (KL), jednokierunkowy, klapowy, samoczynnego działania, skierowany przepływem w stronę komory wieżowej (KW). Kłapa zaworu (KL) połączona jest z mechanizmem wyważania, posiadającym przeciwciężar tak ustawiony, by równowaga sił występowała przy pionowym położeniu kłapy, kiedy to zawór (KL) przylega do gniazda. Przewód odpływowy (KO), który jest usytuowany przy dnie, łączy ze sobą ciek wodny i komorę wieżową (KW). Konstrukcja komory wieżowej (KW), dzięki jej wymiarom i zamknięciom szandorowym umożliwia montaż, obsługę i ewentualne naprawy zaworu (KL).

Rysunek 2. Schemat poglądowy zbiornika przerezuowego typu PLUVIUS: a) rzut z góry; b) przekrój A-A



KD – rów (kolektor) dopływowy; KR – krata; KT – kanał tranzytowy; KZ – komora zlewowa; ZP – zespół pompowy; C1-C4 – czujniki poziomu ścieków; KL – kłapa zwrotna; KW – komora wieżowa; KO – kolektor odpływowy; SP – pompa; PT – przewód tłoczącym.

Zadaniem komory zlewowej (KZ) nie jest retencjonowanie ścieków, lecz czasowe zatrzymanie ich, gdy niemożliwy jest odpływ grawitacyjny. Objętość takiej komory wynika z przyjętego minimalnego czasu jej całkowitego wypełnienia przy obliczeniowym maksymalnym dopływie i braku możliwości grawitacyjnego odpływu do cieku wodnego. Dno komory zlewowej (KZ) jest tak ukształtowane, by w okresie grawitacyjnego odpływu ścieków do odbiornika wodnego przepływ tranzytowy nie powodował napełnienia całej dennej powierzchni komory. Można to uzyskać stosując na przykład przelotowe zagłębienie, zapewniające przepływ o natężeniu odpowiadającym obliczeniowemu dopływowi maksymalnemu $Q_{dop\ max}$.

Odprowadzanie ścieków z komory zlewowej (KZ) do komory wieżowej (KW) w okresie, kiedy uniemożliwiony jest odpływ grawitacyjny, odbywa się dzięki zainstalowanemu zespołowi pompowemu. Zespół taki składa się z dwóch pomp (ZP), których sumaryczny wydatek objętościowy Q_p jest około 10% większy od obliczeniowego dopływu maksymalnego $Q_{dop\ max}$, występującego dla danej zlewni oraz z czterech czujników poziomu ścieków (C1), (C2), (C3), (C4). Czujniki te umiejscowione są na różnych wysokościach w komorze zlewowej (KZ). Czujnik dolny (C1) zamocowany jest na poziomie napełnienia kanału tranzytowego przy grawitacyjnym odprowadzaniu ścieków o natężeniu równym dopływowi maksymalnemu $Q_{dop\ max}$. Czujnik podstawowy (C2) znajduje się na poziomie 1/2 maksymalnego stanu napełnienia. Natomiast czujniki (C3) i (C4) zabudowane są kolejno ponad sobą w strefie maksymalnego stanu napełnienia.

Czujnik (C3) umiejscowiony jest na poziomie maksymalnego stanu napełnienia, a czujnik (C4) około 10 cm powyżej tego stanu.

Zbyt długi czas przetrzymania ścieków w komorze zlewowej (KZ) może powodować ich zagniwanie, dlatego celowym wydaje się instalowanie dodatkowego czujnika na kanale doprowadzającym (KD) ścieki do zbiornika, który będzie włączał pompę również przy zaniku dopływu ścieków do zbiornika, w celu przerzutu pozostałej w komorze zlewowej objętości ścieków.

Przewód tłoczny pomp (PT) sięga prawie dna komory zlewowej (KZ) i doprowadzony jest do komory wieżowej (KW).

2.2. Zbiornik przerzutowy typu GEMINUS

2.2.1. Charakterystyka zbiornika przerzutowego typu GEMINUS

Zbiornik przerzutowy ścieków opadowych typu GEMINUS [2], podobnie jak zbiornik PLUVIUS, lokalizowany jest przy wale przeciwpowodziowym rzeki, od strony odwadniającej zlewni. Posiada on: dwie komory przepływowe i komorę wieżową o wysokości co najmniej równej rzędnej korony wału przeciwpowodziowego cieku wodnego. Do komory przepływowej doprowadzony jest kolektor dopływowy ścieków (również rów odwadniający), natomiast komora wieżowa połączona jest z ciekim wodnym kolektorem odpływowym. Obie komory wyposażone są w dwie pary jednokierunkowo otwieranych zaworów klapowych umożliwiających przepływ tylko w stronę komory wieżowej. Zbiornik wyposażony jest w elektryczny zespół sprężarkowy sterowany czujnikami poziomu ścieków w komorze zbiorczej.

Przedstawiany zbiornik przerzutowy zaopatrzony jest w pneumatyczne zespoły sprężarkowe zapewniające skuteczne działanie nawet wtedy, kiedy ścieki opadowe posiadają duże ilości zanieczyszczeń mechanicznych. Zbiornik posiada komorę przelewową, oddzieloną od komory przepływowej przegrodą z przelewem szczytowym. Rozwiązanie takie tworzy układ hydrauliczny z dwoma, mogącymi przemiennie działać systemami przepływu ścieków z komory przepływowej do komory wieżowej w warunkach wysokiego stanu napełnienia cieku wodnego. W te układy hydrauliczne, włączone są komory zbiorcze przez jednokierunkowe zawory klapowe, które zabudowane są w strefie dna i mogą być otwierane tylko w kierunku przepływu. W pierwszym z układów komora zbiorcza połączona jest klapą z komorą przepływową, a w drugim z komorą przelewową. Odpływy z obu komór zbiorczych są również połączone poprzez zawory klapowe z komorą wieżową.

2.2.2. Budowa i zasada działania zbiornika przerzutowego typu GEMINUS

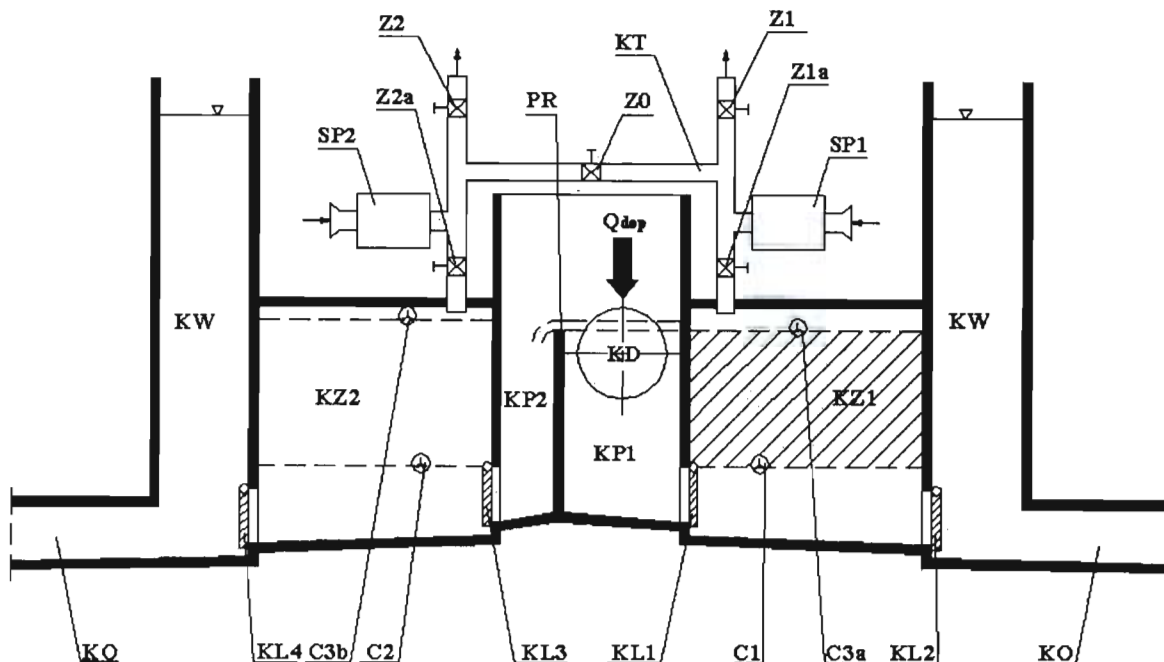
Ścieki dopływające do zbiornika doprowadzane są do komory przepływowej (KP1) poprzez kolektor dopływowy (KD). W komorze przepływowej (KP1) jedną ze ścian stanowi przegroda (PR) z przelewem szczytowym, za którą znajduje się komora przelewowa (KP2) (rysunki 3 i 4). Komory, przepływowa (KP1) i przelewowa (KP2) połączone są z komorą wieżową (KW) za pośrednictwem komór zbiorczych (KZ1), (KZ2). Komory te wykonane są jako gazoszczelne, a ich pojemność jest kilkakrotnie większa od pojemności komory przepływowej (KP1).

Na stropie komór zbiorczych (KZ1), (KZ2) zlokalizowane są sprężarki, (SP1), (SP2), które połączone są przewodem tłoczonym (KT) z przestrzenią podstropową tych komór. Pod nazwą sprężarki rozumie się tu takie urządzenia, które charakteryzują się dużą wydajnością objętości tłoczonego powietrza przy niewielkich wartościach wytwarzanego ciśnienia. Przewody tłoczące (KT) obu sprężarek (SP1), (SP2) połączone są ze sobą i wyposażone w sterowane zawory odcinające (Z0), (Z1), (Z1a), (Z2), (Z2a) komory zbiorcze (KZ1) i (KZ2) od atmosfery. Przedstawiony schemat instalacji zespołu sprężarek (SP1), (SP2) na rysunku 3 jest wynikiem prac doświadczalnych na modelu tego zbiornika. Instalacja ta zapewnia możliwość działania tylko jednej sprężarki (SP1) lub (SP2) w przypadku, gdy jedna z nich wymaga remontu. W tym celu przy wykorzystaniu zaworu odcinającego (Z0) i przewodu tłoczącego (KT) możliwe jest tłoczenie sprężonego powietrza do dolnej komory zbiorczej (KZ1) lub (KZ2). Układ zaworów odcinających (Z0), (Z1), (Z1a), (Z2), (Z2a) tej instalacji umożliwia również wykorzystanie sprężonego powietrza z jednej komory do drugiej, co wiąże się z energooszczędnym działaniem zespołów sprężarkowych (SP1), (SP2).

Komory zbiorcze (KZ1), (KZ2) połączone są przez jednokierunkowo otwierane zawory klapowe o samoczynnym działaniu z komorą wieżową (KW). Komora zbiorcza (KZ1) połączona jest na kierunku od strony dopływu

przez zawór kłapowy (KL1) z komorą przepływową (KP1), a przez zawór kłapowy (KL3) z komorą wieżową (KW). Natomiast druga komora zbiorcza (KZ2) zaworem kłapowym (KL2) połączona jest z komorą przelewową (KP2), a przez zawór kłapowy (KL4) z komorą wieżową (KW). Komora wieżowa (KW) jest wyższa od pozostałych komór i wznosi się na wysokość, co najmniej równą wysokości korony wału przeciwpowodziowego ciek wodny. Z ciek wodnym komora wieżowa (KW) połączona jest przez kolektor odpływowy (KO).

Rysunek 3. Schemat ideowy zbiornika przerzutowego typu GEMINUS przedstawiony w rozwinięciu

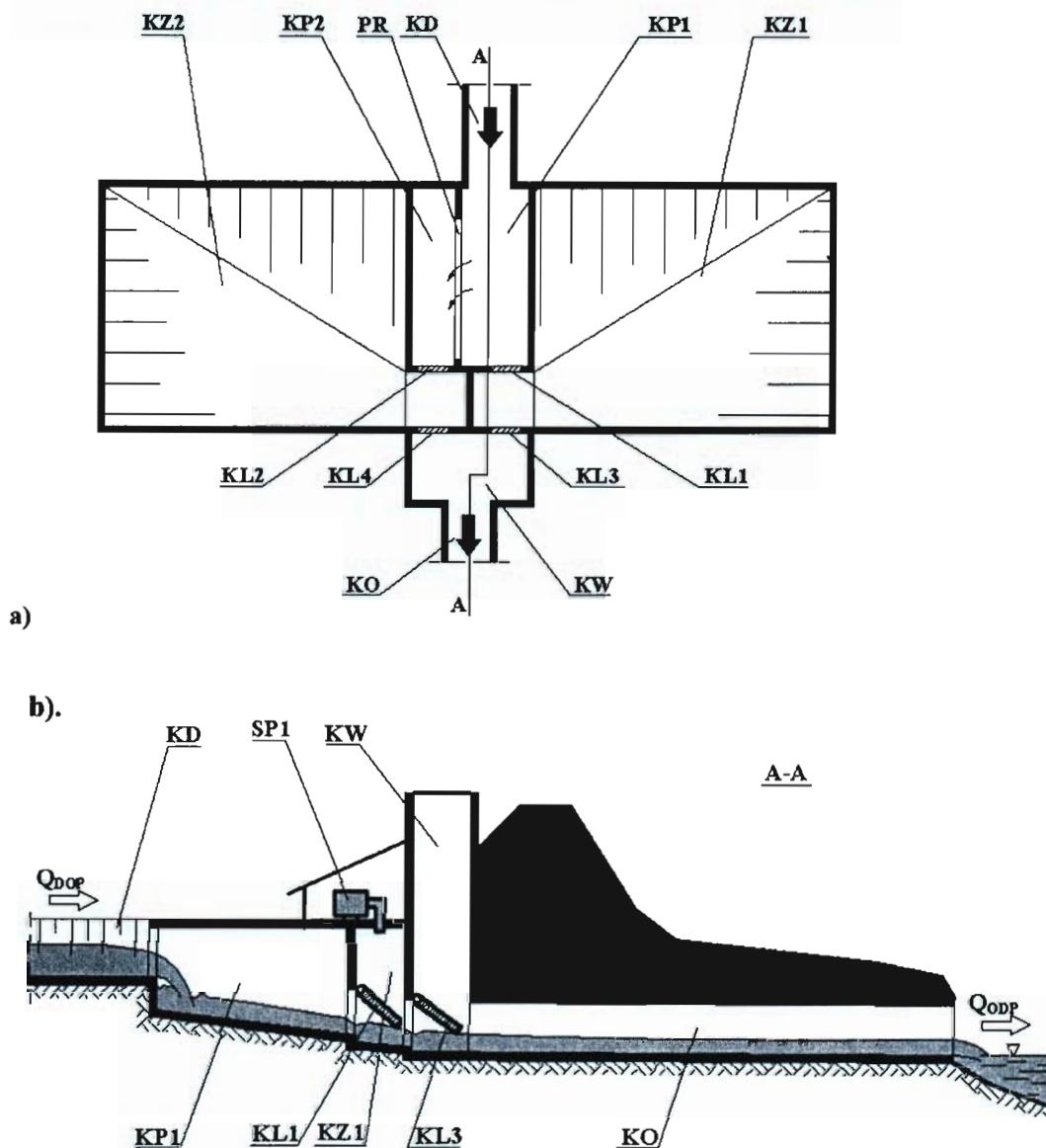


KD – rów (kolektor) dopływowy; SP1, SP2 – sprężarki; KW – komora wieżowa; KP1 – komora przepływowa; KP2 – komora przelewowa; KL1+KL4 – zawory kłapowe; KZ1, KZ2 – komory zbiorcze; KO – kolektor odpływowy; PR – przegroda przelewowa; KT – przewód tłoczący; Z0, Z1, Z1a, Z2, Z2a – zawory odcinające

W komorach zbiorczych (KZ1) i (KZ2) umiejscowione są czujniki poziomu ścieków (C1), (C2), (C3a), (C3b), których sygnały sterują działaniem sprężarek (SP1), (SP2) oraz elektromagnetycznymi zaworami. Czujnik dolny (C1) i (C2) zlokalizowany jest na górnym poziomie zaworu kłapowego (KL1) i (KL3), czujnik (C3a) w komorze zbiorczej (KZ1) na poziomie przelewu szczytowego przegrody (PR), a czujnik (C3b) w komorze zbiorczej (KZ2) nieco powyżej tego przelewu w strefie podstropowej. Jeżeli zwierciadło ścieków w ciek wodnym jest niższe od poziomu czujnika (C3a), to odprowadzanie ścieków odbywa się grawitacyjnie, przez samoczynnie działające jednokierunkowe zawory kłapowe (KL1) i (KL3). Jeżeli komora zbiorcza (KZ1) napelni się do poziomu czujnika (C3a), to sygnał z tego czujnika powoduje zamknięcie zaworu odcinającego (Z1) i włączenie sprężarki (SP1). W przestrzeni podstropowej komory zbiorczej (KZ1) następuje wzrost ciśnienia powietrza, powodując tym samym zamknięcie zaworu kłapowego (KL1) z jednoczesnym otwarciem zaworu kłapowego (KL3). Wydajność sprężarki (SP1) jest tak dobrana, że umożliwia opróżnianie komory zbiorczej (KZ1) o natężeniu odpływu ścieków nieco większym od dopływu miarodajnego. Sprężarka (SP1) opróżnia komorę zbiorczą (KZ1) do czasu, kiedy poziom ścieków będzie równy poziomowi czujnika (C1). W czasie, gdy opróżniana jest komora zbiorcza (KZ1), ścieki przepływają przez przelew szczytowy przegrody (PR) do komory przelewowej (KP2), następnie poprzez zawór kłapowy (KL2) do komory zbiorczej (KZ2). W okresie pneumatycznego opróżniania komory zbiorczej (KZ1) z zawartości ścieków pomiędzy czujnikami (C3a) i (C1) dopływ ścieków przejmuje komora zbiorcza (KZ2) do czasu kiedy poziom ścieków będzie równy poziomowi czujnika (C3b). Wówczas następuje zamknięcie zaworu odcinającego (Z2) z jednoczesnym włączeniem sprężarki (SP2). W tym czasie ponownie napęlnia się komora zbiorcza (KZ1) i proces przerzutu ścieków zaczyna się powtarzać.

Podczas normalnego działania zbiornika przerzutowego zawory odcinające (Z1a), (Z2a) pozostają cały czas otwarte, a zawór odcinający (Z0) zamknięty. Sterowanie tymi zaworami następuje wówczas, gdy korzysta się tylko z jednej ze sprężarek.

Rysunek 4. Schemat poglądowy zbiornika przerzutowego typu GEMINUS: a) rzut z góry; b) przekrój A-A



KD – rów (kolektor) dopływowy; SP1 – sprężarka; KW – komora wieżowa; KP1 – komora przepływowa; KL1, KL3 – zawory klapowe; KZ1 – komora zbiorcza; KO – kolektor odpływowy

Podsumowanie

Przypadki podtapiania terenów zurbanizowanych spowodowane przez spiętrzenia wody cofającej się siecią kanalizacyjną są zbyt częste, by wynikający stąd problem ponoszonych strat materialnych mógł być traktowany tylko jako incydentalny.

Przedstawione w artykule zbiorniki przerzutowe stanowią propozycje rozwiązania problemu dotyczącego okresowo występujących podtopień terenów zurbanizowanych. Podtopienia terenów są najczęściej skutkiem utraty zdolności przepustowej systemu odwadniającego, spowodowanej uniemożliwionym odpływem ścieków do odbiornika. Równie często podtopienia są wynikiem cofkowego spiętrzenia ścieków wysokimi stanami napętnienia w odbiorniku, które powodowane są z kolei brakiem lub niesprawnością działania zabezpieczeń w postaci zaworów zwrotnych na wylotach sieci odwadniającej. Rozwiązanie konstrukcyjne zbiorników typu PLUVIUS i typu GEMINUS skutecznie eliminują najczęściej występujące przyczyny powstawania podtopień terenów zurbanizowanych.

Zastosowany w zbiorniku typu GEMINUS układ sprężarek jest bardziej niezawodny w działaniu od układu pomp ściekowych instalowanych w zbiorniku typu PLUVIUS, ponieważ nie posiada bezpośredniego kontaktu ze ściekami, które niosą zanieczyszczenia mechaniczne, a często bywają chemicznie agresywne. Warto również zaznaczyć, że zbiornik typu GEMINUS po adaptacji może stanowić rozwiązanie alternatywne dla stosowanych w kanalizacji przepompowni ścieków sanitarnych.

Zastosowanie któregokolwiek z prezentowanych zbiorników wymaga dokładnego przeanalizowania danych o zlewni, sieci kanalizacyjnej, urządzeniach i obiektach z nią współdziałających, aby na ich podstawie można było uzyskać minimalizację kosztów poniesionych na realizację przewidywanej inwestycji.

W początkowym etapie prac, przy rozwiązaniu prezentowanych typów zbiorników przerzutowych nazywano je odpowiednio COBRA i SKORPION. Z takimi nazwami tych zbiorników można się spotkać we wcześniejszych publikacjach związanych z tym tematem.

Prezentowane rozwiązania zbiorników przerzutowych ścieków opadowych mogą być z powodzeniem stosowane w regionach rolniczo-przemysłowych. Dotychczas nie zostały wykorzystane, ponieważ koncepcja jest zbyt mało rozpowszechniona.

Literatura

- [1] Kisiel A., *Zbiornik przerzutowy ścieków opadowych*, (UP RP P-329132 z dn. 8.10.1998).
- [2] Kisiel A., *Zbiornik przerzutowy ścieków opadowych*, (UP RP P-331776 z dn. 3.03.1999).
- [3] Geiger W., Dreiseitl H., *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*, Warszawa, 1999.
- [4] Kisiel A., Mrowiec M., *Zbiornik przerzutowy ścieków deszczowych*, „Gospodarka Wodna” 2001 nr12, s.511-514.

THE MODERN SYSTEMS OF TRANSFER SEWAGES TO WATER RECEIVER SETS - THE TRANSFER RESERVOIRS

Summary

Intensive rainfalls and fast melting of snow often cause floods of protected terrains and overflowing of existing sewage systems. Such situations are burdensome for occupants, and also cause considerable material losses. One of possible technical solutions assuring unfailing outflow of sewages transfer reservoirs are draining system to receiver set introduced in article.

In case when gravitational outflow of sewages is not possible, in the beginning at first suitable volume of sewages accumulated by transfer reservoirs and then are thrown into the water receiver sets. However gravitational discharge of sewages to water receiver set is realized through the transit chambers of transfer reservoir.

ZBIORNIKI RETENCYJNE PŁYNNYCH NIECZYSTOŚCI REKOMENDOWANE DLA STACJI ZLEWNYCH

Streszczenie

W artykule przedstawiono niekonwencjonalne rozwiązanie problematyki związanej z przyjęciem ścieków dostarczanych przez wozy asenizacyjne do stacji zlewnej umożliwiające kontrolowaną regulacją natężenia ich odpływu do oczyszczalni. Zaproponowany został układ dwóch zbiorników retencyjnych działających naprzemiennie, które napełniane są za pośrednictwem studni rozdzielczej. Sterowanie odpływem ścieków ze zbiorników retencyjnych realizowane jest podciśnieniowo przez dozowanie napływu powietrza z atmosfery do szczelnego zbiornika retencyjnego - aktualnie opróżnianego. Prezentowane w artykule rozwiązanie obejmuje dwa różne sposoby transportu ścieków do oczyszczalni. Charakteryzuje się ono również gwarantowanym przyjęciem każdej jednostki dowożącej ścieki do stacji zlewnej.

Wstęp

Skuteczne unieszkodliwianie fekaliów w procesie biologicznego ich oczyszczania jest wciąż aktualnym problemem efektywnej ochrony środowiska. W ostatnich latach można zaobserwować wyraźny postęp w zakresie sprawności ich technicznego odbioru i przesyłu do oczyszczalni ścieków. Wzrost zainteresowania tą problematyką jest bardzo mocno umotywowany praktycznie. Brak ekonomicznie uzasadnionej konieczności technicznego podłączenia wielu rozproszonych w terenie domostw do systemu istniejącej sieci kanalizacyjnej, względnie nieopłacalność realizacji uzbrojenia komunalnego dla niektórych zabudowanych terenów, wymusza wprowadzenie gospodarki ściekowej opartej na małych oczyszczalniach i szambach. Tego rodzaju rozwiązanie, polegające na wywozie płynnych nieczystości wozami asenizacyjnymi do stacji zlewnych, jest dodatkowo uzasadnione obowiązującymi wymogami co do jakości oczyszczanych ścieków, które mogłyby być odprowadzane do gruntu względnie do wód powierzchniowych. W obecnej chwili występuje zatem spodziewany wzrost zapotrzebowania na wywóz płynnych nieczystości wozami asenizacyjnymi z małych oczyszczalni i szamb.

Zapewnienie w każdym przypadku odbioru płynnych nieczystości dowożonych przez wozy asenizacyjne do stacji zlewnej, a także umożliwienie kontrolowanego sterowania natężeniem odpływu ścieków do oczyszczalni powinny gwarantować zbiorniki retencyjne specjalnej konstrukcji. W przedkładanym rozwiązaniu przewidywany jest zbiornik o dwóch komorach retencyjnych, działających naprzemiennie. Niezależnie od przyjętego systemu przyjmowania i przesyłu fekaliów do oczyszczalni, funkcjonowanie opisywanych zbiorników jest niezmiennie.

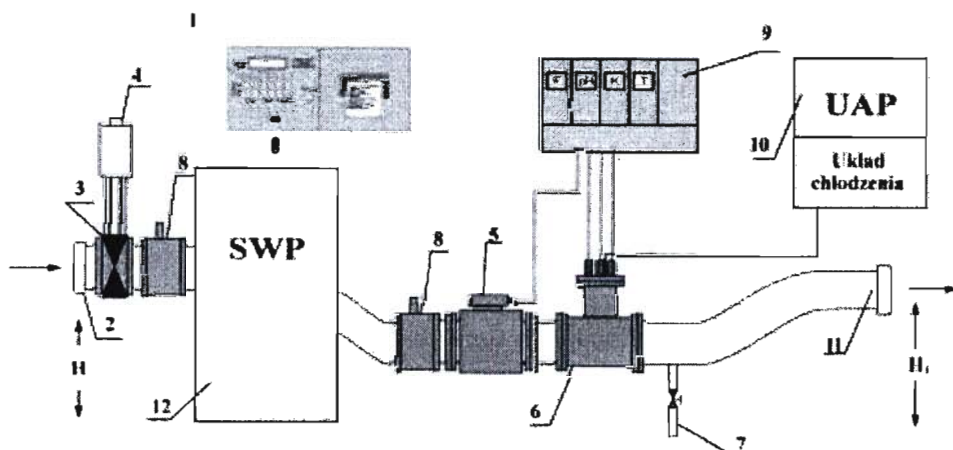
I. Ogólny schemat odbioru i rejestracji parametrów dowożonych ścieków

Przeróbka fekaliów w procesie biologicznego ich oczyszczania wymaga uporządkowanego i kontrolowanego ich przyjmowania przez oczyszczalnię. Zabezpieczać to powinno oczyszczalnię przed nadmiernym obciążeniem ładunkiem, mogącym doprowadzać do zahamowania przebiegu procesów biologicznego oczyszczania. Stacja zlewna powinna zatem posiadać odpowiednie zabezpieczenia zapewniające prawidłowe działanie oczyszczalni ścieków oraz mieć możliwość prowadzenia pełnej kontroli ilościowej i jakościowej i rejestrację tych wyników, które dotyczą parametrów dowożonych ścieków takich, jak: objętość, odczyn pH, zasolenie i temperaturę. Płynne nieczystości dowożone do stacji pojazdem asenizacyjnym nie mogą stanowić mieszaniny fekaliów bytowych z przemysłowymi. Znaczenie zatem posiada rejestracja źródła pochodzenia tych ścieków [2].

Zrzut ścieków z wozu asenizacyjnego zgodnie ze schematem pokazanym na rysunku 1 następuje przez podłączenie węża do układu odbioru ścieków za pomocą złącza. Zanieczyszczenia stałe mogące znajdować się w ściekach będą osadzane na sicie. Zgarniacz ślimakowy zgarniający zanieczyszczenia stałe z sita transportuje je do kosza zasypowego prasy do skratek. W kolejności następuje pomiar objętości dowożonych ścieków za pomocą przepływomierza oraz pomiar odczynu (pH), zasolenia (K), temperatury (T). Kontakt ze ściekami odbywa się w kapsule osłoniętej osłoną metalową, ażurową od strony ścieków, która zabezpiecza sondy przed uszkodzeniem i zamulaniem. W przypadku, gdy pomierzone parametry ścieków nie spełniają określonych norm, następuje automatyczne zamknięcie odpływu zasuwa, przerywając w ten sposób odbiór ścieków [3].

Układ automatycznego próbkowania (UAP) umożliwia automatyczne pobranie próbki oddawanych ścieków do badań laboratoryjnych.

Rysunek 1. Schemat ciągu zlewczego z sitem i prasą do skratek [3]



1. Panel sterujący komputerem 2. Złącze typu strażackiego 3. Zasuwa nożowa \dot{C} 125 4. Siłownik pneumatyczny 5. Przepływomierz Dn 125 6. Kolektor pomiarowy 7. Zawór spustowy 8. Kolektor płuczący 9. Panel pomiarowy 10. Układ automatycznego próbkowania 11. Rura wylotowa 12. Sito z prasą do skratek.

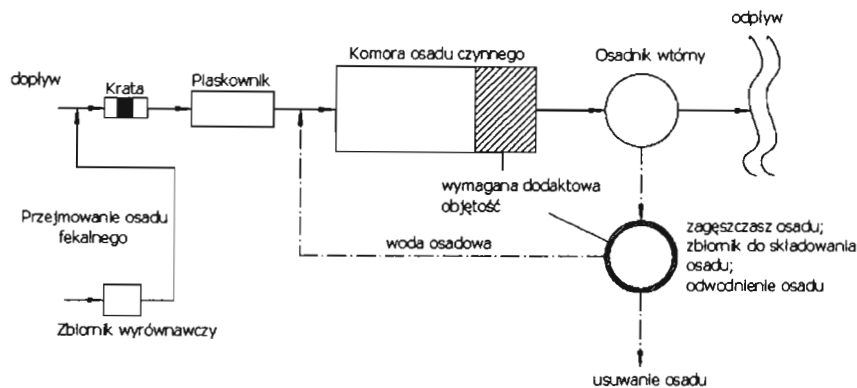
Przedstawiony schemat odbioru ścieków z wozów asenizacyjnych, umożliwiającą wstępne ich oczyszczenie z części stałych, pomiar odpowiednich parametrów oraz rejestrację pochodzenia ścieków, należy traktować jako jeden z możliwych wariantów rozwiązania tego problemu. W innych przypadkach dowożone ścieki do punktu zlewczego rejestrowane mają jedynie ich parametry i przesyłane są odpowiednią instalacją do oczyszczalni, gdzie wprowadzane są pod zwierciadło ścieków przed punktem mechanicznego oczyszczania. Przykład taki może stanowić propozycja stacji zlewnej rekomendowana przez firmę Pol-Eko-Service spółka z o.o. Rozwiązanie takie zrealizowane zostało między innymi w oczyszczalni ścieków w Radomsku. Rozwiązanie to zakłada budowę jednej lub dwóch komór zbiornika, którego rolą będzie przyjmowanie i dokonywanie stosowanych pomiarów parametrów ścieków, a także retencyjną ich akumulację przy równoczesnym sterowanym natężeniu odpływu ze zbiornika na oczyszczalnię. Sterowanie odpływem ścieków ze zbiornika polega na otwieraniu lub zamykaniu zaworu sterowanego napędem regulacyjnym. Pomiar objętości ścieków wypływających ze zbiornika kontrolowany jest przez czujnik (Nivosonar), który steruje napędem regulacyjnym zasuw. W rozwiązaniu dwukomorowym zbiornika retencyjnego odbioru ścieków następuje naprzemian napełnianie jednej komory przy równoczesnym opróżnianiu komory drugiej.

2. Stosowane ciągi technologiczne na oczyszczalniach ścieków

W zależności od sposobu wprowadzenia osadu fekalnego można wyróżnić kilka praktycznych przykładów przeróbki tego osadu w oczyszczalniach komunalnych. Pierwszy proponuje wprowadzenie osadu fekalnego do strumienia ścieków. Metoda ta jest często stosowana w praktyce, jednak powoduje ona pewne zakłócenia przy uderzeniowym poprowadzeniu osadu. W szczególności ma to miejsce w średnich oczyszczalniach. W oczyszczalniach tej wielkości doprowadzenie osadu winno odbywać się za pomocą zbiornika wyrównawczego. Przy doborze wymiarów oczyszczalni lub ustaleniu dodawanego osadu należy uwzględnić fakt, iż: biologiczna część będzie obciążona składnikami organicznymi pochodzącymi od osadu fekalnego oraz zwiększona dopływem wody osadowej z przeróbki osadu. Komora fermentacyjna (jeśli istnieje) będzie zatem obciążona zwiększoną ilością osadu wstępnego oraz nadmiernego.

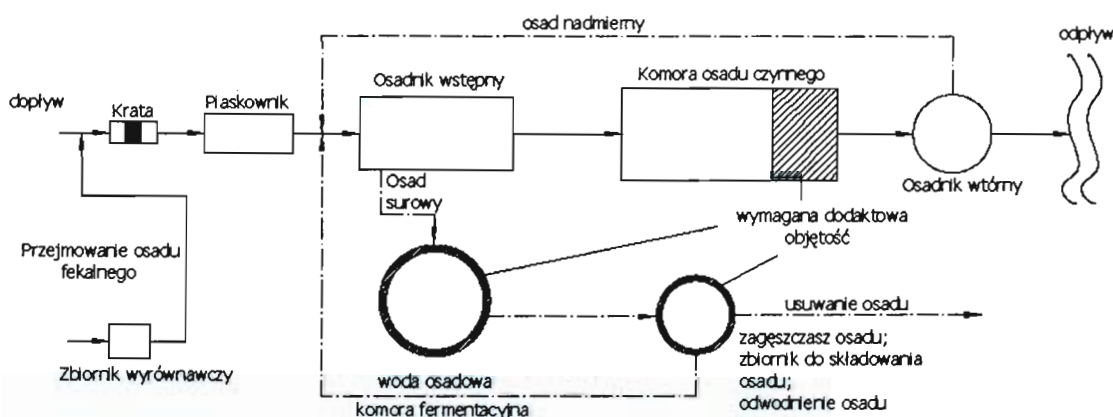
Przykład 1. *System osadu czynnego z jednoczesną stabilizacją osadu*

Rysunek 2. Schemat technologiczny dla przykładu 1



Przykład 2. *Oczyszczalnia mechaniczno-biologiczna z ogrzewaną komorą fermentacyjną*

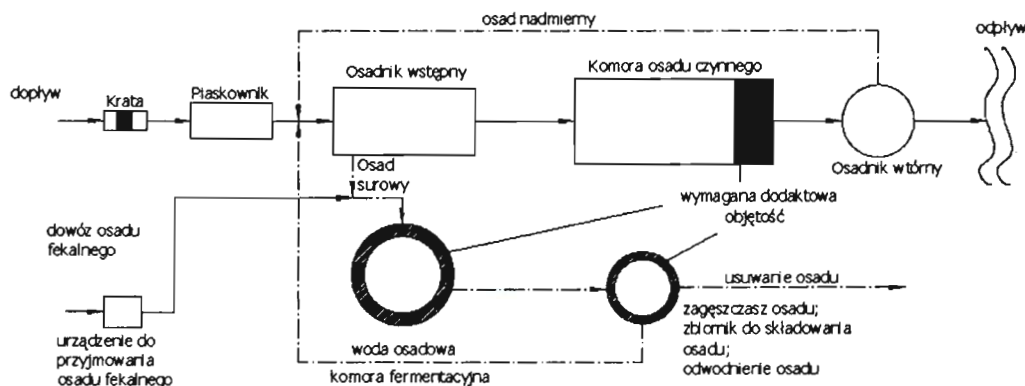
Rysunek 3. Schemat technologiczny dla przykładu 2



Z punktu widzenia technologicznego może okazać się korzystne wprowadzenie całego osadu fekalnego do ogrzewanej komory fermentacyjnej po wcześniejszym oczyszczeniu go z piasku, grubych zanieczyszczeń oraz materiałów włóknistych. Przy wprowadzeniu osadu tym sposobem należy uwzględnić dodatkowe obciążenie: procesu fermentacji osadem fekalnym, części biologicznej dodatkową ilością wody osadowej.

Przykład 3. *Wprowadzenie osadu fekalnego do strumienia osadu ściekowego*

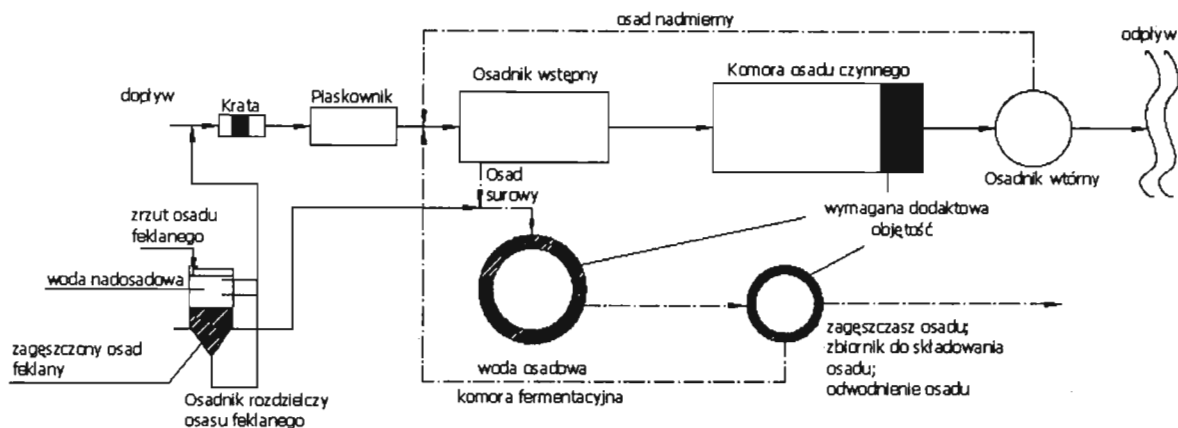
Rysunek 4. Schemat technologiczny dla przykładu 3



Istnieje również możliwość wprowadzenia osadu fekalnego częściowo do strumienia ścieków oraz częściowo do strumienia osadu. Metoda ta wymaga zastosowania zbiornika rozdzielającego, dzięki któremu osad wstępnie oczyszczony oraz zagęszczony wprowadzany jest do komory fermentacyjnej, natomiast woda nadosadowa do strumienia ścieków dopływających do oczyszczalni. Powoduje to dodatkowe obciążenie: części biologicznej składnikami organicznymi pochodzącymi z wody nadosadowej oraz zwiększenie ilości wody osadowej z przeróbki osadu, a także komory fermentacyjnej osadem fekalnym i zwiększoną ilością osadu nadmiernego.

Przykład 4. *Wprowadzenie osadu fekalnego częściowo do strumienia osadu ściekowego i częściowo do strumienia osadu*

Rysunek 5. Schemat technologiczny dla przykładu 4

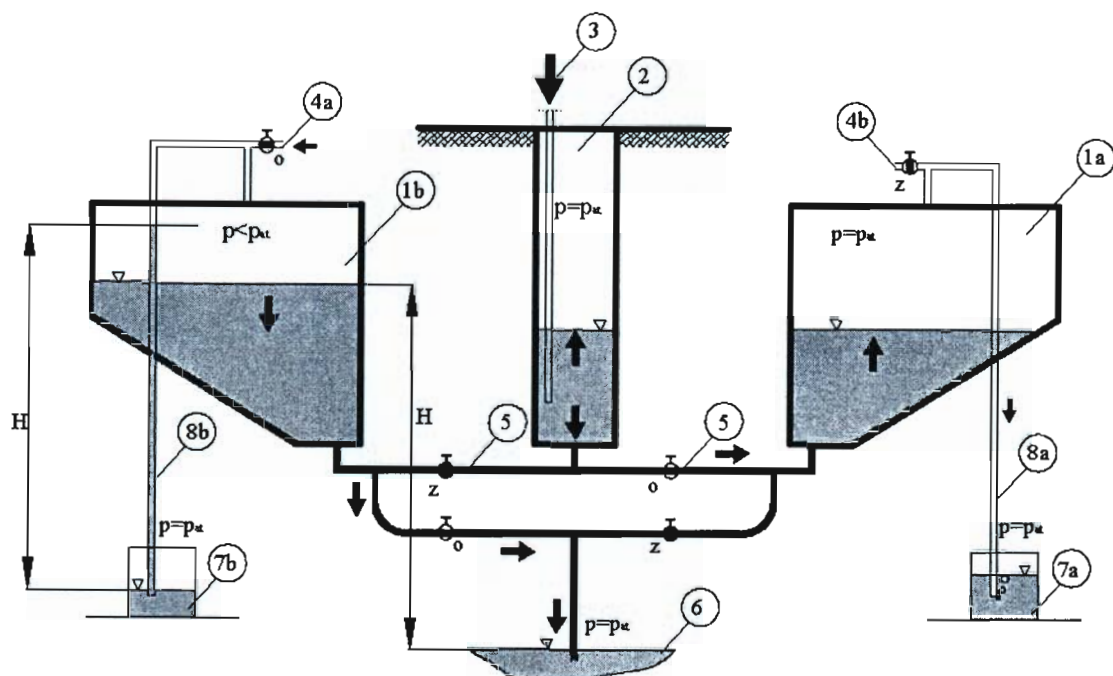


3. Konstrukcja i hydrauliczne działanie dwukomorowego zbiornika retencyjnego na stacji zlewnej

Przedstawiony zbiornik retencyjny posiada dwie komory, z których gdy jedna jest napełniana grawitacyjnie za pośrednictwem studni rozdziału ścieków do poszczególnych komór, druga opróżniana jest podciśnieniowo. Komory zbiornika i stadia rozdziału połączone są układem rurociągów wyposażonym w cztery zasuwy, które umożliwiają odpowiednie kierowanie strumieniem ścieków. Komory retencyjne zbiornika, z uwagi na ich podciśnieniowe opróżnianie muszą zachować warunek szczelności, aby zapewnić precyzyjne sterowanie natężeniem odpływu. Podczas procesu napełniania jednej z komór, by umożliwić odpływ powietrza z jej zamkniętej objętości instalowany jest odpowiedni przewód o zatopionym wylocie. Instalacja ta zapewnia samoczynne odprowadzanie powietrza z objętości komory, którą wypełniają płynne nieczystości. Po całkowitym napełnieniu komory następuje równoczesne otwarcie i zamknięcie odpowiedniej pary zasuwy, co powoduje, że pozostająca w tej komorze ciecz znajdzie się w warunkach podciśnienia. Proces opróżniania komory retencyjnej zbiornika sterowany jest przez odpowiednie doprowadzanie powietrza w jej podstropową strefę. Cykl wypełniania jednej z komór powinien być zbieżny z czasem opróżniania komory drugiej. Sugerowanym czasem wypełniania i opróżniania komór retencyjnych zbiornika jest cykl dobowy. W szczególnych przypadkach, gdy nastąpiło całkowite wypełnienie jednej z komór przy niedokończonym procesie opróżniania drugiej, możliwe jest chwilowe zatrzymanie odpływu fekalii z opróżnianej komory, przez zamknięcie odpowiedniej zasuwy. Dzięki otwarciu drugiej z kolei przyporządkowanej zasuwy umożliwić można szybkie wyrównanie stanów napełnienia w obu komorach. Dzięki temu zabiegowi uzyskiwana jest dodatkowa wolna objętość w aktualnie napełnianej komorze. Schemat działania dwukomorowego zbiornika retencyjnego przedstawia rysunek 6.

W wyniku prowadzonych prac doświadczalnych na modelu fizycznym zbiornika, powstały dwa rozwiązania sposobu odprowadzania strumienia fekalii do oczyszczalni ścieków. W przypadku pierwszym ciecz nieczystości odprowadzona jest ciśnieniowym rurociągiem o dowolnie dobranej średnicy, albowiem o przepływie decyduje ilość powietrza doprowadzonego do opróżnianej komory. W przypadku drugim nieczystości płynne odprowadzane są do oczyszczalni ścieków kolektorem, czyli strumieniem o swobodnym zwierciadle. W rozwiązaniu tym przewody rurociągów wyprowadzone z poszczególnych komór zbiornika mają ukształtowane zakończenia w postaci syfonów, które w najniższym punkcie połączone są króćcem rurowym. W strefie zatrzymywanej cieczy w syfonach wprowadzone są końcówki rurek odprowadzających powietrze z wypełnianych komór zbiornika. Połączenie dolnych części syfonów króćcem rurowym zabezpiecza opróżnianą podciśnieniową komorę przed niekontrolowanym napływem do jej wnętrza powietrza z atmosfery. Szczególne znaczenie ma to w zabezpieczeniach początkowego momentu uruchomienia odpływu podciśnieniowego z danej komory, ponieważ przewód odpowietrzający zasysa do swego wnętrza ciecz z syfonu aż do poziomu zgodnego z rzędną wypełnienia komory. Wyloty z syfonów umiejscowione są w odpowiedniej studzience, począwszy od której ścieki grawitacyjnie odprowadzone są kolektorem do oczyszczalni.

Rysunek 6. Dwukomorowy zbiornik retencyjny rekomendowany dla stacji zlewnej



1a. Komora zrzutowa aktualnie napełniania, 1b. Komora zrzutowa aktualnie opróżniana, 2. Studnia rozdzielcza ścieków do komór zrzutowych, 3. System zrzutu ścieków z wozów asenizacyjnych do studni. 4a. Układ sterowania dopływem powietrza do komory zrzutowej nieczynny dla aktualnie napełnianej komory 4b. Układ sterowania dopływem powietrza do komory zrzutowej czynny dla aktualnie opróżnianej komory 5. Układ rurociągów z zasuwami umożliwiającymi naprzemianowe napełnianie i opróżnianie komór zrzutowych. 6. Położenie swobodnego zwierciadła cieczy w miejscu docelowego zrzutu ścieków z komory zrzutowej układem rurociągów. 7a. Naczynie z wodą umożliwiające jednokierunkowe odprowadzenie powietrza z aktualnie napełnianej komory zrzutowej. 7b. Naczynie z wodą odcinające od atmosfery komorę zrzutową aktualnie opróżnianą w warunkach podciśnienia. 8a. Rurka umożliwiająca odprowadzenie powietrza z aktualnie napełnianej komory zrzutowej. 8b. Rurka odcinająca od atmosfery aktualnie opróżnianą komorę zrzutową w warunkach podciśnienia.

Podsumowanie

Prezentowany dwukomorowy zbiornik retencyjny przeznaczony jest do przyjmowania nieczystości płynnych dowożonych przez wozy asenizacyjne do stacji zlewnej. Zapewnia on kontrolowany odpływ strumienia ścieków do oczyszczalni i może być w praktyce realizowane w dowolnym układzie wzajemnego ułożenia przestrzennego komór względem siebie. Przykładowo, komory zbiornika mogą przylegać do siebie posiadając w ten sposób jedną wspólną ścianę, zaś studnia rozdzielcza ścieków zlokalizowana wówczas może być w osi wspólnej przegrody. W przypadku innym komory zbiornika mogą być wzajemnie oddzielone od siebie i wówczas studnia rozdzielcza może znajdować się w środku między komorami, tak jak to pokazano na rysunku 6. Przedstawiony dwukomorowy zbiornik retencyjny jest rozwiązaniem alternatywnym do rozwiązań prezentowanych w literaturze fachowej [1], oraz do tych rozwiązań, które zastosowane zostały już w praktyce inżynierskiej.

System rurociągów łączący poszczególne komory zbiornika i studnie rozdzielcze powinien mieć tak dobraną średnicę rur, by zapewniały one z jednej strony niezakłócony odpływ ścieków nieoczyszczonych jeszcze mechanicznie, zaś ze strony drugiej, by przyjęte średnice tych rur miały uzasadnienie ekonomiczne. Otwieranie i zamykanie zasuw układu rurociągu powinno być realizowane za pośrednictwem silników elektrycznych, przy czym w każdym przypadku działania poszczególnych komór zbiornika ich stan powinien odpowiadać zawsze pełnemu otwarciu i zamknięciu. Niezalecane bezwzględnie są tu jako zamknięcia przepustnice, które wprawdzie mogą być szybko otwierane i zamykane, ale w prześwicie otwartej przepustnicy pozostaje jej serce mogące zatrzymywać nieczystości stałe i deformować kontrolę odpływu ścieków do oczyszczalni. Stosowanie zatem zasuw, które przy pełnym otwarciu pozostawiają całkowite wolne i pełne światło przekroju odpływowego jest gwarantem niezawodności działania sterowanego systemu odprowadzenia ścieków do oczyszczalni.

Stworzenie natężeniem odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego stacji zlewnej do oczyszczalni za pomocą dozowania dopływu powietrza do opróżnianej komory zbiornika umożliwia w prosty sposób szybką zmianę wartości tego natężenia odpływu, natychmiastowego jego zatrzymania i ponownego uruchomienia. Takie podciśnieniowe sterowanie odpływem cieczy ze zbiornika nie ogranicza górnych wartości średnic rurociągu odpływowego.

Do zalet prezentowanego rozwiązania dwukomorowego zbiornika należy zaliczyć również możliwość szybkiej uzyskiwanej rezerwy pojemnościowej otrzymywanej w wyniku wyrównywania poziomów napełnień w obu komorach (przy chwilowym wstrzymaniu odpływu ścieków do oczyszczalni).

Dwukomorowy zbiornik retencyjny ścieków stacji zlewnej w obu wersjach co do sposobu odprowadzania ścieków do oczyszczalni – ciśnieniowym rurociągiem lub kolektorem, został zgłoszony do Urzędu Patentowego RP.

Literatura

- [1] Stacje przyjmowania ścieków z beczkowozów – Materiały informacyjne firmy POL-EKO-SERVICE z o.o.
- [2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 17 października 2002 r. w sprawie warunków wprowadzenia nieczystości płynnych do stacji zlewnych.
- [3] Instrukcja eksploatacyjna stacji zlewniczej ścieków STZ – Materiały informacyjne firmy ENKO – Gliwice 2000 rok.

STORAGE RESERVOIRS FOR FLUID WASTED WHICH ARE RECOMMENDED FOR CAST STATION

Summary

In the paper it is presented a nonconventional solution to the problem connected with taking over wastes brought by waste removal tenders to a cast station enabling to control wastes flow capacity to a waste water treatment plant. It is suggested a system of two storage reservoirs which work alternately and are being filled trough a distribution well. Control of wastes outflow from reservoirs is partial vacuum and is realized by dosage of air coming from atmosphere to a hermetic storage reservoir which is being actually emptied. The solution presented in the paper considers two ways of wastes transoprtation to a waste water treatment plant. The advantage of the proposed solution is that it ensures taking over every waste bringing unit by a cast station.

DOBÓR SPADKÓW KANAŁÓW W WARUNKACH WIEJSKICH

Streszczenie

Przedstawiono metodykę doboru minimalnego spadku kanałów w terenach o niskiej intensywności zabudowy. Opisano program obliczeniowy KANA służący do zastosowania tej metody. Wykazano, że zwiększenie średnicy kanału przy niskich wysokościach napełnienia prowadzi do zmniejszenia wartości naprężeń ścinających na granicy kanał-ścieki, nawet przy zachowaniu uprzedniego spadku. Przeprowadzono obliczenia wykazujące, że przy małych wartościach natężeń przepływu i tych samych spadkach wartości tych naprężeń są nieznacznie mniejsze w kanałach z tworzyw sztucznych, niż w kanałach z materiałów tradycyjnych.

Wstęp

Tradycyjne zasady projektowania kanalizacji mają zapewnić odprowadzenie największych rocznych natężeń przepływu i jednocześnie transport większości osadów oraz wentylację kanałów. Pomimo wyraźnych trendów w projektowaniu kanalizacji z przedłużeniem czasu zatrzymania ścieków deszczowych, ich podczyszczaniem metodami naturalnymi i opóźnionym odpływem, w celu zmniejszenia niebezpieczeństwa powodzi, większość jednostek osadniczych obsługiwana jest wyłącznie przez kanalizację tradycyjną, ogólnospławną, półrozdzielczą, lub rozdzielczą. Ze względów ekonomicznych nie jest możliwe projektowanie spadków kanałów w sposób całkowicie eliminujący odkładanie się w nich osadów kanalizacyjnych [2,6]. Toteż osady kanalizacyjne są okresowo akumulowane w kanałach i okresowo z nich wmywane przy większych wartościach natężenia przepływu. Dotyczy to szczególnie kanalizacji ogólnospławnej, w której zmienności natężenia przepływu są ogromne i okresowe czyszczenie kanałów niezbędne. W referacie omówiono sposób doboru spadków minimalnych kanałów sanitarnych w kanalizacji rozdzielczej i półrozdzielczej, oparty na założeniu, że przynajmniej raz w przeciętnej dobie wartość naprężeń ścinających na granicy ścieki – ściany kanału, albo wartość prędkości granicznej są przekroczone [1,4,8,23]. Przeprowadzone obliczenia numeryczne dla kanałów kołowych [8] oraz jajowych [9] pozwoliły na opracowanie prostych zasad doboru spadków minimalnych w oparciu o obliczone wartości naprężeń ścinających na granicy kanał – ścieki przy pełnym napełnieniu kanałów, a więc dla warunków dla których wartości naprężeń ścinających mogą być łatwo obliczone przez projektanta, nawet jeżeli nie dysponuje on specjalistycznym oprogramowaniem. Przedstawione w referacie rozważania dotyczą przypadków wyłącznie kanałów kołowych o małych średnicach [18], gdyż z takimi kanałami mamy do czynienia w terenach wiejskich.

Zmiany właściwości mechanicznych osadów kohezyjnych widoczne są już po kilku tygodniach [3,7,14], a po kilku latach mogą one utrudnić ich usunięcie, nawet przy znacznym wzroście wartości naprężeń ścinających na granicy kanał-ścieki. O ile stosunkowo dużo wyników badań jest dostępnych w odniesieniu do przepływów ekstremalnych, a więc największego rocznego i największego dobowego natężenia przepływu [10], [20], [22], o tyle nierównomierności przepływu w skali miesiąca nie są mierzone. Dlatego zazwyczaj proponuje się wartości spadków minimalnych dobierać tak, aby przynajmniej raz w przeciętnej dobie zapewnić przekroczenie prędkości granicznej, to znaczy takiej, przy której występuje erozja zgromadzonego osadu. Zasadę tę przyjęto w obliczeniach [8, 9].

I. Metoda doboru spadku minimalnego

Dobór spadków minimalnych można przeprowadzić w oparciu o:

- średnie wartości naprężeń ścinających na granicy kanał-ścieki,
- prędkości graniczne,
- prędkości unoszenia,
- wzory empiryczne [8, 12, 13, 17, 19, 22, 23].

Dwie pierwsze z wymienionych metod posłużyły do opracowania praktycznych wskazówek dotyczących doboru spadku minimalnego sanitarnych kanałów kołowych oraz jajowych. Podobnie jak we wcześniejszych opracowaniach [8, 9] przyjęto zasadę, że wymiar i spadek kanału ma za zadanie:

- zapewnić przepustowość kanału wystarczającą dla przejścia maksymalnego rocznego natężenia przepływu,
- zapewnić przekroczenie zadanej wartości średniego naprężenia granicznego na granicy kanał – ścieki, lub prędkości granicznej, co najmniej raz w dobie.

Nie ma uniwersalnej wartości wymaganej prędkości granicznej i zależy ona zarówno od składu ścieków [15, 16], jak i od wielkości promienia hydraulicznego, a więc od kształtu i wymiaru kanału, jak i jego napełnienia [6, 11, 16].

2. Program obliczeniowy KANAŁ

W programie obliczeniowym KANAŁ [8, 17] do doboru spadków minimalnych wykorzystano pełną geometrię kanałów kołowych oraz jajowych i jajowych podwyższonych według PN-71/B-02710 [18]. Opisane tutaj obliczenia prowadzone były programem KANAŁ, który podobnie jak program KANA umożliwia dobór spadków minimalnych kanałów według następujących alternatywnych sposobów:

- zadanej wartości prędkości przepływu przy pełnym napełnieniu,
- zadanej wartości prędkości przepływu przy rzeczywistym napełnieniu,
- zadanej wartości naprężenia ścinającego na granicy kanał – ścieki przy pełnym napełnieniu,
- zadanej wartości naprężenia ścinającego na granicy kanał-ścieki przy rzeczywistym napełnieniu,
- dowolnie zadanej wartości spadku [17].

Spadki te dobierane są na największe natężenie przepływu w przeciętnej dobie, albowiem zgodnie z omówionymi uprzednio założeniami przyjęto, że raz w dobie powinno nastąpić ruszenie osadu aby zapobiec jego konsolidacji. Natomiast wielkość kanałów dobiera się na największe roczne natężenia przepływu. Jednakże nie dopuszcza się napełnień przekraczających 0.8 wysokości przekroju, z uwagi na analogię do przekroju kołowego, dla którego większość badań laboratoryjnych wskazuje na brak zgodności charakterystyki przekroju obliczonej ze wzoru Manninga z wynikami pomiarów. Sprawa ta dyskutowana była we wcześniejszych publikacjach [5, 8] i prawdopodobnie dotyczy oporów stawianych przez cienką warstwę powietrza przy niemal pełnym napełnieniu kanału.

Prowadzenie obliczeń wymaga znajomości ogólnego i maksymalnego godzinowego współczynnika nierównomierności przepływu. Przegląd literatury dotyczącej tych współczynników nierównomierności przedstawiono w pracy [8]. Czym większe wartości natężeń przepływu, tym mniejsze są te współczynniki. W programie przyjmowane są domyślnie ich wartości oparte na badaniach Agencji Ochrony Środowiska Stanów Zjednoczonych [20], ale możliwe jest wczytanie własnych danych, jako funkcji średnich wartości natężeń przepływu w kanale.

Tabela 1. Wartości współczynników nierównomierności natężenia przepływu w kanalizacji według US EPA

	$Q_{d\text{sr}}$ [dm ³ /s]	1	20	50	100	200	300	400	2000
Ogólny współczynnik nierównomierności natężenia przepływu	N_{og}	5.70	4.30	3.00	2.30	1.95	1.80	1.70	1.40
Maksymalny godzinowy współczynnik nierównomierności przepływu ścieków	$N_{h\text{max}}$	2.11	1.72	1.50	1.39	1.30	1.28	1.27	1.24
Minimalny godzinowy współczynnik nierównomierności przepływu ścieków	$N_{h\text{min}}$	0.14	0.25	0.30	0.38	0.50	0.53	0.56	0.64

Źródło [20].

3. Zakres obliczeń

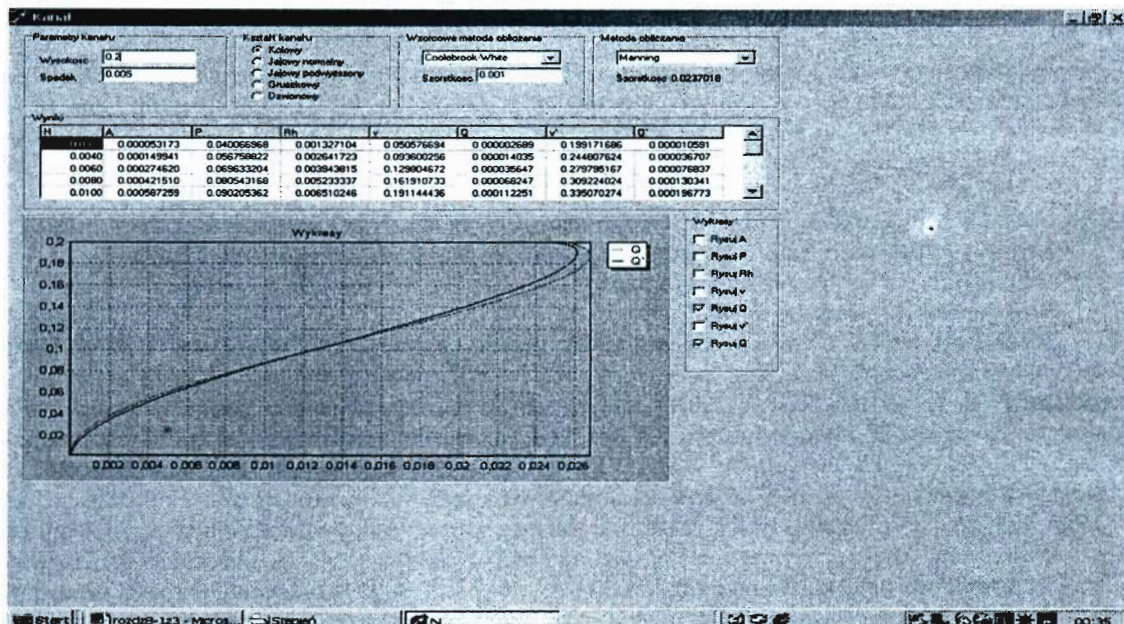
Współczynniki nierównomierności N_{og} , obliczono jako iloczyn współczynników nierównomierności rozbioru dobowego N_d i godzinowego N_h , przedstawionych w tabeli 1. Dla pośrednich wartości średniego dobowego natężenia przepływu $Q_{d\text{sr}}$ program interpoluje wartości współczynników nierównomierności rozbioru w oparciu o funkcję wykładniczą.

W programie KANAŁ możliwe jest prowadzenie obliczeń hydraulicznych w oparciu o kilkanaście wzorów opisujących hydrauliczne opory przepływu przez kanały pryzmatyczne. Okno dialogowe tego programu z dwoma charakterystykami przekroju kołowego, obliczonymi kolejno wzorem Coolebrooka-White'a i Manninga pokazano na rysunku 1. Z uwagi na małą wysokość kanału, stosunkowo niskie były liczby Reynoldsa, a więc widoczne są różnice pomiędzy wynikami obliczeń według pierwszego ze wzorów, uwzględniającego zmiany charakteru ruchu i drugiego, który pomimo powszechnego stosowania nadaje się do opisu jedynie ruchu burzliwego.

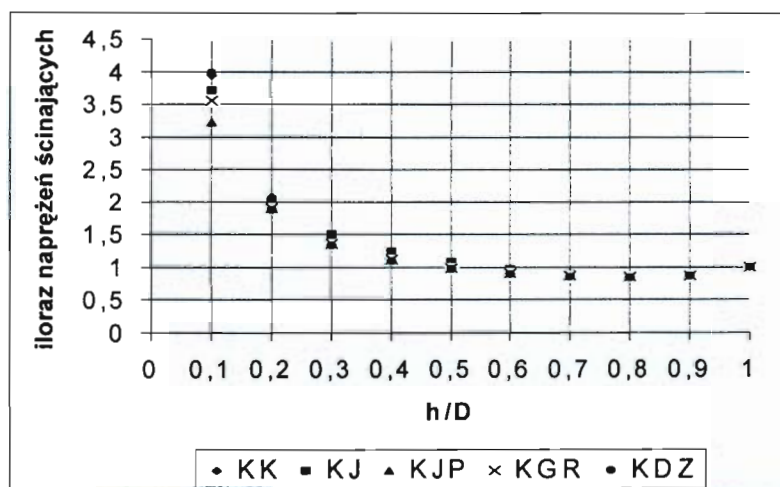
4. Wyniki obliczeń

Nalluri i Dąbrowski [15] badali wpływ wysokości napełnienia w kanale na wartości prędkości granicznych (przy których rozpoczyna się erozja osadów) oraz naprężeń ścinających na granicy kanał – ścieki. Obliczenia oparli między innymi na równaniu Manninga, gdyż pozwoliło ono na sformułowanie wniosków niezależnie od średnicy kanału. Teoretycznie równanie Coolebrooka-White'a prowadzi do nieznacznie innych wartości naprężeń ścinających na granicy kanał ścieki dla różnych średnic kanałów. Niemniej obliczenia wykazały, że różnice te są zanedbywalnie małe, co pokazano na rysunku 2.

Rysunek 1. Okno dialogowe programu KANAŁ z pokazanymi charakterystykami przekroju kołowego według Coolebrooka-White'a i Manninga. Współczynnik zastępczej chropowatości piaskowej oraz współczynnik szorstkości zostały tak dobrane, aby dla pełnego napełnienia kanału natężenia przepływu były identyczne dla obydwóch wzorów



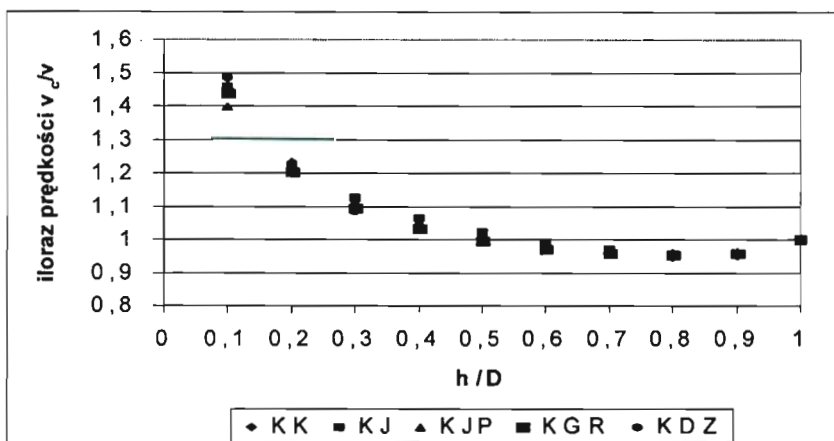
Rysunek 2. Iloraz naprężenia ścinającego przy pełnym napełnieniu kanału do naprężenia ścinającego na granicy kanał-ścieki przy częściowym napełnieniu h/D , gdzie h jest wysokością napełnienia, a D wysokością przekroju. Obliczenia wykonano dla minimalnych przekrojów kanałów kołowych KK, jajowych KJ, jajowych podwyższonych KJP, gruszkowych KGR i dzwonowych KDZ



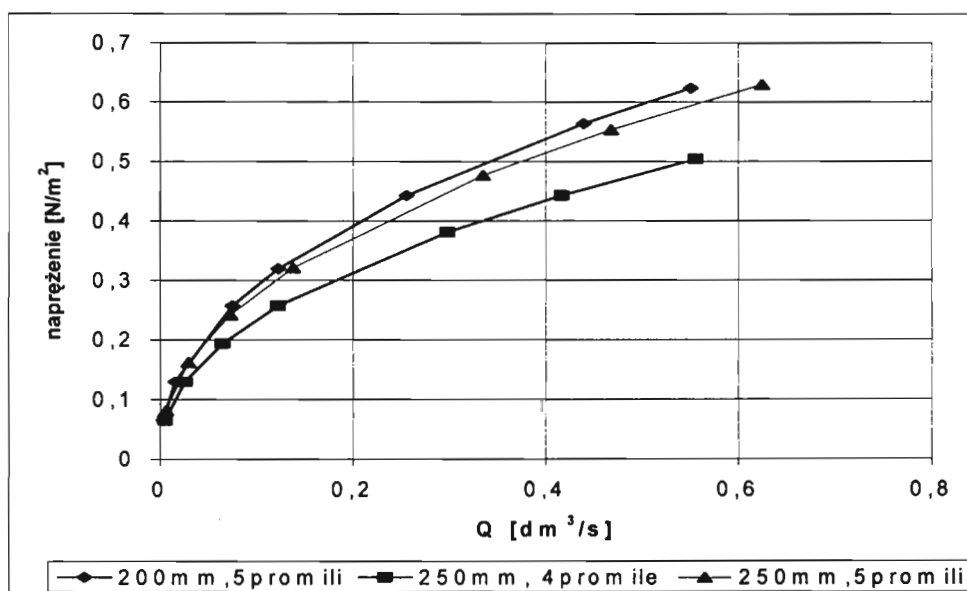
Obliczenia ilorazu prędkości granicznej przepływu, jako funkcji napełnienia, do rzeczywistej prędkości przepływu, również jako funkcji wysokości napełnienia, potwierdziły, że chociaż dla wzoru Coolebrooka-Whitea wartości te są teoretycznie inne dla każdej średnicy, to jednak w praktyce różnice te są pomijalne. Przykład tych obliczeń pokazano na rysunku 3. Tak więc zarówno analiza wartości naprężeń ścinających, jak i prędkości przepływu, potwierdziły, że w kanale o spadku dobranym tak, aby dla pełnego napełnienia panowały warunki samooczyszczania będą one zachowane co najmniej tak długo, jak długo napełnienie nie spadnie poniżej połowy wysokości przekroju. Czym mniejsza wysokość napełnienia, tym wyraźniejsza tendencja do akumulowania osadu.

W celu zmniejszenia spadku kanałów w terenie płaskim zdarza się, że projektanci przyjmują większe średnice pomimo niskich wartości natężenia przepływu. Jak pokazano na rysunku 4 zwiększenie średnicy nawet przy pozostawieniu uprzedniego spadku kanału prowadzi do zmniejszenia wartości naprężeń ścinających, a więc sprzyja odkładaniu osadów.

Rysunek 3. Iloraz prędkości granicznej v_c do rzeczywistej prędkości przepływu, v jako funkcja napełnienia kanału. Spadek kanału dobrano tak, aby przy pełnym napełnieniu zapewnić prędkość graniczną $v=v_c$



Rysunek 4. Naprężenia ścinające na granicy kanał-ścieki dla małych wartości natężeń przepływu



Podsumowanie

Opracowano numeryczny program do wymiarowania kanałów sanitarnych w oparciu o kilkanaście wzorów opisujących zależność pomiędzy parametrami opisującymi chropowatość (szorstkość) powierzchni kanału, promień hydrauliczny i spadek z jednej, a prędkość i natężenie przepływu z drugiej strony. Na podstawie obliczeń prowadzonych w oparciu o dokładniejsze wzory potwierdzono podstawowe wnioski wynikające z publikacji Nalluriego-Dąbrowskiego, w której do rozważań użyto wzór Manninga. W szczególności potwierdzono, że w kanale o spadku dobranym tak, aby przy pełnym napełnieniu zachowane były warunki samooczyszczania nie ulegną one zachwianiu tak długo, jak długo wysokość napełnienia nie spadnie wyraźnie poniżej połowy wysokości przekroju. Wykazano tutaj, że stosowana niekiedy praktyka zmniejszenia średnicy małych kanałów w celu ułożenia ich z mniejszym spadkiem $1/D$ jest niewłaściwa, gdyż prowadzi do pogorszenia warunków transportu osadów.

Literatura

- [1] Ashley R.M., Dąbrowski W., *Dry and storm weather transport of Coliforms and Faecal Streptococci in combined sewage*, „Water Sci Technol”. 1995 [31,7,3], 11-20.
- [2] Ashley R.M., Dąbrowski W., *Obliczanie oporów hydraulicznych przepływu przez kanały z odłożonym osadem*, „Czasopismo Techniczne” 1996 nr 5B s. 72-81.
- [3] Ashley R.M., Dąbrowski W., Mendel K., *Empiryczna ocena zależności występujących pomiędzy zanieczyszczeniami ścieków bytowo-gospodarczych w kanalizacji*, „Ochrona Środowiska” 1996 nr 3 (62) s. 33-36.
- [4] Banaś J., Dąbrowski W., *Koreferat do opracowania Program Rozwoju Kanalizacji Aglomeracji Poznańskiej*, Politechnika Krakowska 1996, Ś-3/677/96, 5.06.3.068.

- [5] Dąbrowski W., Biedroń J., *Design of sewers for any required filling*, „Archives of Hydroengineering” 1993,1-2,101-114.
- [6] Dąbrowski W., *Konstruktywna krytyka zasad doboru spadków minimalnych kanałów ogólnospławnych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1995 nr 5 s.149-153.
- [7] Dąbrowski W., Ashley R.M., *Transport osadów w kanałach ściekowych – pobór próbek ścieków i osadu*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1994 nr 5 s.135-139.
- [8] Dąbrowski W., Piaseczny G., *Numerical simulation of domestic wastewater sewer performance*, Lakes & Reservoirs, „Research and Management” 2000 nr 5 s. 93-97.
- [9] Dąbrowski W., Kowalska M., Piaseczny G., *Projektowanie spadków minimalnych projektowanych kanałów jajowych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2002,.
- [10] Dybaczewski Z., Grocholski K., Jeż-Walkowiak J., Niedzielski W., *Analiza i wskazanie kierunków racjonalnego kształtowania się jednostkowych odpływów ścieków – Program Rozwoju Kanalizacji Aglomeracji Poznańskiej*, Instytut Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, Poznań 1995.
- [11] Ghani A., *Sediment transport in sewers*, praca doktorska, University of Newcastle upon Tyne, GB, 1993.
- [12] Gruchot A., Myczka J., *Zamulanie kanału jako kryterium doboru jego kształtu*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”, 1995 nr 4 s. 127-130.
- [13] Kowalska M., *Dyskusja nad minimalnymi spadkami i średnicami w kanalizacji, oraz warunkami przewietrzania*, praca magisterska, Politechnika Krakowska, Kraków 1996.
- [14] Nalluri C., Alvarez E.M., *The influence of cohesion on sediment behaviour*, „Water Sci.Tech.” 1992 nr25, 8 s.151-164.
- [15] Nalluri C., Dąbrowski W., *Need for new standards to prevent deposition in wastewater sewers*, „Journal of Environmental Engineering” 1994, 120, 5, 1032-1043.
- [16] Novak P., Nalluri C., *Sediment transport in smooth fixed bed channels*, Journ. of Hydraul. Div., ASCE, 1975,101,HY9,1139-1154.
- [17] Piaseczny G., *Numeryczne badanie wpływu parametrów hydraulicznych kanałów ściekowych na ich korozję, praca dyplomowa*, Politechnika Krakowska, Kraków1995.
- [18] PN-71/B-02710 Kanalizacja zewnętrzna. Przekroje poprzeczne zamkniętych kanałów ściekowych
- [19] Zarządzenie nr 20 Ministra Gospodarki Komunalnej w sprawie wytycznych technicznych projektowania miejskich sieci kanalizacyjnych, Dziennik Budownictwa, 1965 Nr 15, poz.64,
- [20] *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, „Manual of Practice” No 9, WPCF, Washington 1960.
- [21] *Sewage Rehabilitation Manual*, Water Authorities Association and Sewers and Water Mains Committee, 1986, wydanie drugie.
- [22] *Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano montażowych – t.2, Instalacje Sanitarne i Przemysłowe*, Ministerstwo Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa, Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Techniki Instalacyjnej „Instal”, Arkady, 1988.
- [23] *Wytyczne Eksploatacyjne do Projektowania Sieci i Urządzeń Sieciowych. Wodociągowych i Kanalizacyjnych*, Urząd m.st. Warszawy, Zespół doradczy d/s procesu inwestycyjnego, 1986 zeszyt nr. 14.
- Program numeryczny i obliczenia finansowane były z grantu KBN No. 0938/T07/2000/19

PREDICTION OF MINIMAL SEWER SLOPES IN RURAL AREAS

Summary

A procedure of minimal sewer slope prediction for areas of low density population was developed. Appropriate software was described. It was demonstrated that an increase in a diameter of a sewer of low height of flow results in the decrease of a shear stress between a sewer wall and wastewater. For the same small flow-rates these shear stresses were a little smaller in PVC, PE or PP pipes than in sewers constructed from more traditional rough surface materials.

WYKORZYSTANIE RUR PROFILOWYCH PEHD/PP DO KONSTRUKCJI MAŁYCH REAKTORÓW OSADU CZYNNEGO

Streszczenie

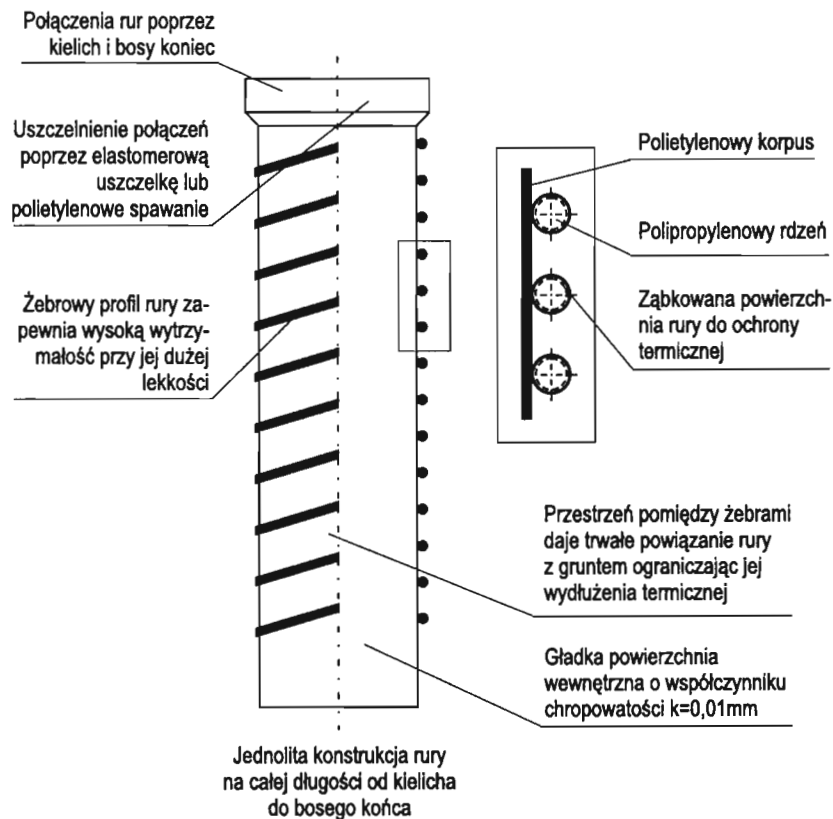
W referacie przedstawiono charakterystykę rur profilowych jako materiału konstrukcyjnego. Podano przykłady konstrukcji typoszeregu małych reaktorów do wysokosprawnego oczyszczania biologicznego ścieków bytowych i wybranych ścieków przemysłowych. Przytoczono przykłady wykorzystania zaproponowanych rozwiązań konstrukcyjnych w warunkach rzeczywistych.

Wstęp

Tworzywa sztuczne, jako materiał konstrukcyjny mają obecnie wielorakie zastosowanie w inżynierii sanitarnej. Wykorzystuje się je nie tylko do budowy systemów wodociągowych, kanalizacji, gazociągów niskiego i średniego ciśnienia, ale także do budowy urządzeń technologicznych służących do oczyszczania ścieków i gospodarki osadami. Podstawowymi stosowanymi tworzywami są poliwinyle i poliolefiny. Z pierwszej grupy tworzyw stosowany jest głównie polichlorek winylu nieplastyfikowany (PVC-U), rzadziej – chlorowany polichlorek winylu (PVC-C). Z drugiej grupy tworzyw stosuje się polietylen – najczęściej wysokiej gęstości (PE-HD), względnie średniej gęstości (PE-MD), a także polipropylen (PP) i jego kopolimer oraz homopolimer (PP-CO); (PP-P).

Stosowane są również tworzywa termoutwardzalne. Znalazły one zastosowanie głównie do konstruowania silnie obciążonych przewodów zewnętrznych, a także do konstruowania sieci kanalizacji ciśnieniowej. W tych przypadkach mogą być też stosowane tworzywa wzmocnione włóknami szklanymi (GRP). Najczęściej są one utwardzane żywicami epoksydowymi (GRP-EP) lub poliestrowymi (GRP-UP), [1-2].

Rysunek 1. Struktura ogólna rur PEHD/PP



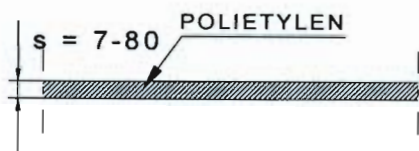
W grupie wyrobów wykonywanych z tworzyw termoplastycznych duże zastosowanie mają rury profilowe: polipropylenowo – polietylenowe [3]. Sposób konstruowania tych rur wynalazł i opatentował w latach sześćdziesiątych niemiecki inżynier Manfred Hawerkamp.

Metoda produkcji polega na spiralnym nawijaniu polipropylenowego, karbowanego węża, oblanego rozgrzaną, polietylenową masą na gładki, metalowy walec. Proces odbywa się w temperaturze wyższej od temperatury topnienia polietylenu i niższej od temperatury topnienia polipropyleny. W efekcie otrzymuje się rurę o jednolitej konstrukcji ścianki bez szwów i połączeń. Polipropylenowy wąż pełni dwójaką rolę w konstrukcji rury: stanowi jej szkielet oraz wypełnienie przekroju. Dzięki temu rury są wyjątkowo lekkie i wytrzymałe na zewnętrzne obciążenia mechaniczne. Ogólny schemat struktury rur profilowych przedstawiono na rysunku 1.

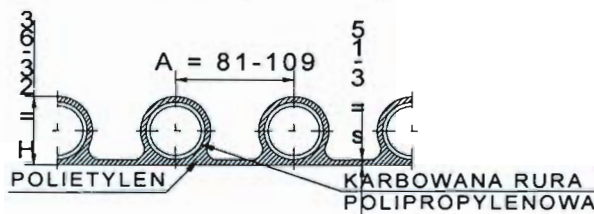
Produkowane są 4 typy rur profilowych różniące się konstrukcją ścian. Oznaczenie poszczególnych profili jest następujące: 1-VW, 2-KR, 3-SM, 4-SK. Przekroje stosowanych ścianek przedstawiono na rysunku 2.

Rysunek 2. Przekroje stosowanych ścianek rur PEHD/PP

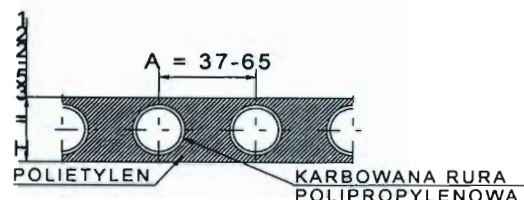
Profil VW - ścianka pełnościennej o jednakowej lub stopniowanej grubości



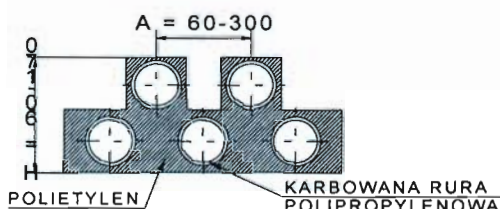
Profil KR - ścianka o profilu omega



Profil SM - ścianka o profilu prostokątnym z otworami w środku



Profil SK - ścianka o profilu prostokątnym zewnętrznie ożebrowanym



Rury te mogą być wytwarzane o średnicach od 200 do 3500 mm, a jednocześnie w zależności od wymagań mogą być produkowane o długościach od $L = 1$ m do $L = 6$ m; jednakże standardowa długość produkowanych rur wynosi 6 m.

Na bazie rur profilowych dużych średnic (od 1,8 do 2,4 m) w Katedrze Wodociągów i Kanalizacji Politechniki Łódzkiej, w ramach badań własnych, rozpracowano typoszereg konstrukcji małych oczyszczalni ścieków osadu czynnego. Pierwowzorem konstrukcji były wcześniejsze badania i wykonany typoszereg małych oczyszczalni z laminatów poliestrowo – szklanych o przekroju eliptycznym [4, 5].

Inspiracją do podjęcia tematu konstrukcji małych oczyszczalni były dość liczne zapytania i propozycje ze strony drobnych producentów z branży spożywczej, dotyczące możliwości łatwego i względnie taniego rozwiązania problemu oczyszczania ścieków. Zastosowaniem tych oczyszczalni zainteresowani byli przede wszystkim właściciele mleczarni, serowni i drobnych ubojni z terenu województwa łódzkiego, a także z innych rejonów Polski.

I. Właściwości mechaniczne tworzywa konstrukcyjnego

Rury profilowe produkowane są zgodnie z normami i normatywami DIN, DVS, CEN, ISO, GKV. Posiadają też wydaną przez COBRTI INSTAL Aprobataę Techniczną nr AT/99-02-0665, jak również Aprobataę Techniczną wydaną przez IBDiM AT/99-04-0617.

Rury z polietylenu można spawać. Oznacza to, że możliwe jest wykonanie z nich dowolnej kształtki, nawet o nietypowej konstrukcji. Standardowo produkowane są trójniki proste i skośne, łuki, a także zwężki o wszystkich wymaganych średnicach.

Rury PEHD/PP o ścianach profilowych mogą być wytwarzane w dowolnych klasach sztywności, od 2 do 125 kN/m^2 . Zmianę klasy sztywności uzyskuje się poprzez zmianę konstrukcji i grubości ścianki rury. Średnica nominalna rury DN oznacza średnicę wewnętrzną, która zawsze jest stała, niezależnie od wymaganej wytrzymałości rury.

Dzięki opracowanemu dla rur profilowych komputerowemu programowi kalkulacyjnemu CAC – po podaniu przez projektanta wysokości naziomu i zwierciadła wody gruntowej nad koroną rury, wielkości obciążenia od ruchu drogowego oraz wskaźnika zagęszczenia gruntu w strefie rury – określona zostaje wymagana klasa jej sztywności.

Zgodnie z wymaganiami normy DIN dopuszczalne odkształcenie względne tych rur pod wpływem obciążenia może wynieść 6%.

Parametry sztywności poszczególnych profili zestawiono w tabeli 1. Sztywność obwodową zgodnie z DIN 16961 ustala się z zależności:

$$Sr = E \times I/Rm^3, \text{ kN/m}^2$$

gdzie:

E – długoterminowy współczynnik sprężystości (24 h) = 450 kN/m² (według Borealisa),

I – wskaźnik wytrzymałości przekroju, cm³,

Rm = R_{DN} + e, cm,

R_{DN} = promień nominalny przewodu, cm,

e = grubość ścianki przewodu, cm.

Inne cechy wytrzymałościowe rur profilowych były przedmiotem rozważań w publikacjach [6,7].

Tabela 1. Rury profilowe. Sztywność obwodowa zgodna z DIN 16961

Średnica nominalna	Sztywność obwodowa: Sr (kN/m ²)								
	Ciężar jednego metra (kg/m)								
	4 kN/m ² (PN 2,5)			8 kN/m ² (PN 3,2)			16 kN/m ² (PN 4)		
(mm)	Prof. No	Sr	kg/m	Prof. No	Sr	kg/m	Prof. No	Sr	kg/m
1800	KR 058	4,60	142,40	SK 130	7,8	195,1	SK 210	20,40	312,30
				SK 140	10,7	229,4			
2000	SK 130	5,70	216,18	SK 210	15	347	SK 620	18,50	299,30
				SK 610	15,2	276,4			
				SM 200	7,7	262,9			
2300	SK 140	5,20	293,10	SK 210	10	399	SK 630	16,10	396,90
				SK 610	10,2	317,8			
2500	SK 140	4,10	318,60	SK 210	8	433,7	SM 710	19,50	614,80
	SM 200	4,00	328,60	SK 610	8	345,5			
2600	SK 140	3,60	331,30	SK 620	8,6	389,1	SM 710	17,40	639,30
	SK 610	7,10	359,3						
	SK 200	3,6	341,7						
3000	SK 610	4,7	414,6	SK 630	7,5	517,7	SM 720	14,40	803,3
				SK 640	8,2	552,1	SM 730	22,00	914,1

Sztywność obwodowa rury została ustalona zgodnie z normą DIN 16961 przy 24-godzinnym obciążeniu w temperaturze 23°C.

Źródło: opracowanie własne.

Założenia wyjściowe do konstrukcji typoszeregu małych oczyszczalni ścieków z rur PEHD/PP

Przy projektowaniu oczyszczalni z rur profilowych wzięto pod uwagę następujące wytyczne:

- urządzenia powinny być odporne na naturalne czynniki agresywne w przedziale pH = 5-10,
- praca urządzeń musi być niewrażliwa na naturalne zmiany temperatury, występujące w okresie rocznym,
- dopuszczalne są zmiany temperatury ścieków w okresie rocznym od 0 do 25°C,
- dopuszczalne są zmiany obciążenia hydraulicznego w przedziale dobowym: Q_{min}: Q_{max} = 1:8,
- dopuszczalne są w przedziale dobowym zmiany obciążenia ładunkiem zanieczyszczeń organicznych: L_{min}: L_{max} = 1: 8,
- oczyszczalnie powinny zapewniać możliwość usuwania związków: fosforu poniżej 5 mg P/dm³, azotu amonowego poniżej 6 mg N_{NH4}/dm³, azotu ogólnego: poniżej 30 mg N_N/dm³.

Podstawowe ogólne schematy technologiczne proponowanych, rozwiązań przedstawiono na rysunkach 3 i 4.

Przewidywano, że proponowane oczyszczalnie będą przeznaczone do biologicznego oczyszczania ścieków o charakterze bytowym. Założono, że reaktory oczyszczalni będą przystosowane do zintegrowanego rozkładu związków węgla, a także biochemicznej asymilacji i rozkładu substancji zawierających fosfor i azot. Przyjęto, że procesy biologicznego oczyszczania będą zachodziły w trzech zintegrowanych przedziałach funkcyjnych reaktorów podstawowych:

- w przedziale I – anaerobowym,
- w przedziale II – denitryfikacyjnym,
- w przedziale III – nitryfikacyjnym.

Tabela 2.1. Wymiary i podstawowe parametry technologiczno-techniczne oczyszczalni typoszeregu P-M

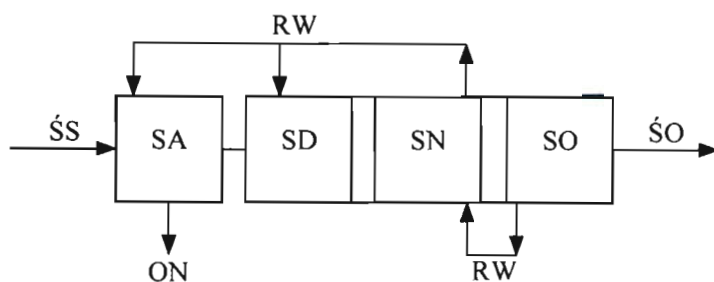
	Jedn.	Typ oczyszczalni (RLM)														
		P-M 30	P-M 45	P-M 60	P-M 80	P-M 100	P-M 110	P-M 130	P-M 160	P-M 200	P-M 230	P-M 260	P-M 300	P-M 330	P-M 400	
Podstawa do wymiarowania	Średnia dobowa ilość ścieków	m ³ /d	5,00	7,00	10,00	12,00	15,00	17,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00	60,00
	Maksymalna godzinowa ilość ścieków	m ³ /h	0,50	0,70	1,00	1,20	1,50	1,70	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,00	4,50	6,00
Dane techniczne	Dobowy ładunek zanieczyszczeń (przyjęto 60g BZT ₅ /M*d)	kgBZT ₅ /d	1,80	2,70	3,90	7,50	6,00	6,60	7,80	9,60	12,00	13,80	15,60	18,00	19,80	24,00
	Liczba zbiorników * średnica zbiornika * długość	szt.*D (m) * L (m)	1*1,8*8	1*2,0*9	1*2,0*12	1*2,2*12	1*2,4*12	2*2,0*11	2*2,0*12	2*2,4*11	2*2,4*12	2*2,4*12	2*2,0*21	2*2,2*19	2*2,2*21	2*2,4*21
	Liczba zbiorników * średnica zbiornika * długość	szt.*D*L ₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2*2,0*9	2*2,2*8	2*2,4*9	
	Głębokość czynna jako % powierzchni przekroju zbiornika	%	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
	Objętość czynna	m ³	7,25	9,90	14,00	16,00	20,00	25,00	29,00	36,00	40,00	41,00	47,00	52,00	63,00	
	Liczba zbiorników * średnica zbiornika * długość	szt.*D*L ₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2*2,0*12	2*2,2*11	2*2,2*12	2*2,4*12
	Głębokość czynna jako % powierzchni przekroju zbiornika	%	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
	Objętość czynna	m ³	6,75	10,10	14,60	18,00	21,00	23,00	27,00	34,00	42,00	46,00	52,00	60,00	66,00	80,00
	Obciążenie komory minimalne	kgBZT ₅ /m ³	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
	Liczba zbiorników	Szt.	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Osadnik wlotowy zintegrowany z komorą osadu czynnego	m ³	2	2	2	2	2	4	4	4	4	4	6	6	6	6	
Gospodarka osadowa	Ilość osadów wstępnych (1,4dm ³ /M*d)	m ³ /rok	15,40	22,70	33,00	41,00	51,20	56,20	66,60	82,20	102,20	117,40	133,00	153,30	168,50	204,40
	Ilość osadu nadmiernego (1,6 dm ³ /M*d)	m ³ /rok	17,50	26,25	37,90	46,70	58,40	64,20	75,80	93,90	116,70	134,20	151,70	175,00	192,50	233,3
	Częstość wywożenia osadu	N/rok	5	5	5	5	5	5	5	5	5	7	7	7	7	7

Tabela 2.2. Wymiary i podstawowe parametry technologiczno-techniczne oczyszczalni typoszeregu P-M

Dane techniczne	Jedn.	Typ Oczyszczalni (RLM)													
		P-M 30	P-M 45	P-M 60	P-M 80	P-M 100	P-M 110	P-M 130	P-M 160	P-M 200	P-M 230	P-M 260	P-M 300	P-M 330	P-M 400
Ilość powietrza potrzebna do napowietzania 1h pracy dmuchawy	m ³	6,20	9,40	13,50	16,60	20,80	22,80	27,10	32,36	41,70	47,96	54,24	62,56	68,80	83,40
Dyfuzory membranowe ENVICON	szt./fil. doprow. pow. na 1 dyfuzor w m ³	1/6,98	2/4,7	2/6,75	2/8,3	3/6,93	4/5,7	4/6,78	4/8,34	6/6,95	6/7,99	8/6,78	8/7,82	8/8,60	10/8,34
Dmuchawa bocznokanalowa COMPROT	typ/moc-kW	10DL0,37	15DH/0,55	15DH/0,55	15DH/0,55	15DH/0,55	15DH/0,55	15DH/0,55	20DH/0,75	30/0,75	30DH/0,75	30DH/0,75	40DH/1,1	40DH/1,1	40DH/1,1
Pompa recykulacyjna Grundfos	szt./typ/moc pompy – kW	1/kp150/0,3	1/kp150/0,3	1/kp150/0,3	1/kp150/0,3	1/kp150/0,3	2/kp150/0,3	2/kp150/0,3	2/kp150/0,3	2/kp150/0,3	2/kp150/0,3	2/kp250/0,48	2/kp250/0,48	2/kp250/0,48	2/kp250/0,48
Moc znamionowa zainstalowana	kW	0,67	0,85	0,85	0,85	0,85	1,15	1,15	1,35	1,35	1,35	1,71	2,06	2,06	2,46
Zużycie energii elektrycznej	kWh/d	9,38	11,90	11,90	11,90	11,90	16,10	16,10	18,90	18,90	18,90	23,94	28,84	28,84	34,44
Wskaźnik zapotrzebowania energii	kWh/m ³ ścieków	1,88	1,7	1,19	0,99	0,79	0,95	0,81	0,76	0,63	0,54	0,6	0,64	0,58	0,57

Usuwanie zanieczyszczeń uzyska się dzięki dostarczaniu do ścieków tlenu z powietrza oraz recyrkulacji ścieków i osadów pomiędzy przedziałami funkcyjnymi reaktora. Ogólny blokowy schemat krążenia ścieków i osadów w reaktorze przedstawiony został na rysunku 3.

Rysunek 3. Schemat zintegrowanych procesów w proponowanym typoszeregu małych oczyszczalni ścieków



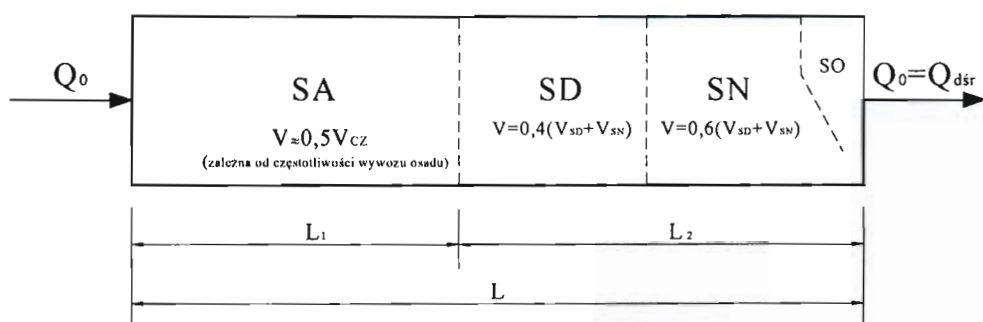
gdzie: ŚŚ – ścieki surowe; SA – strefa anaerobowa; SD – strefa denitryfikacji; SN – strefa nityfikacji; SO – strefa sedymentacji; ŚÓ – ścieki oczyszczone; ON – osad nadmierny; RW – recyrkulacja wewnętrzna.

Jak zaznaczono wyżej, oczyszczalnie ścieków przeznaczone są do wysoce efektywnego biologicznego oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych, a także ścieków przemysłowych o charakterze ścieków bytowych, a w tym ścieków z zakładów gastronomicznych oraz ścieków socjalno-bytowych z przedsiębiorstw usługowych. Jednocześnie założono, że równoważny dobowy ładunek zanieczyszczeń, wyrażony jako BZT₅, będzie wynosił od 0,9 do 24,0 kg O₂/d. Założono uzyskanie efektu oczyszczania zgodnego z załącznikiem nr 2 do obowiązującego wówczas rozporządzenia [8] [1].

Hydrauliczną sprawność oczyszczalni dostosowano do jednostkowego, przeciętnego, zużycia wody w budownictwie mieszkaniowym, zakładach i instytucjach użyteczności publicznej, a także obiektów wojskowych i resortu spraw wewnętrznych określonych w rozporządzeniach [9] oraz [10]. Na podstawie przeprowadzonej analizy zaproponowano zestaw reaktorów. Ich typoszereg oznaczono symbolami P-M (profil mini). Podstawowe parametry urządzeń zestawiono w tabeli 2.

Ogólny ideowy schemat podziału objętości reaktorów na strefy (przedziały): beztlenową, denitryfikacyjną, nityfikacyjną oraz sedymentacyjną przedstawia rysunek 4.

Rysunek 4. Podział funkcjonalny objętości reaktorów oczyszczalni.



Wykorzystanie do konstruowania reaktorów rur profilowych dużych średnic zdecydowało o ich kształcie, sposobie posadowienia i długości. Zaproponowano średnice z przedziału 1800-2200 mm oraz długość 8-12 m, biorąc pod uwagę potrzebę zminimalizowania kosztów transportu i produkcji.

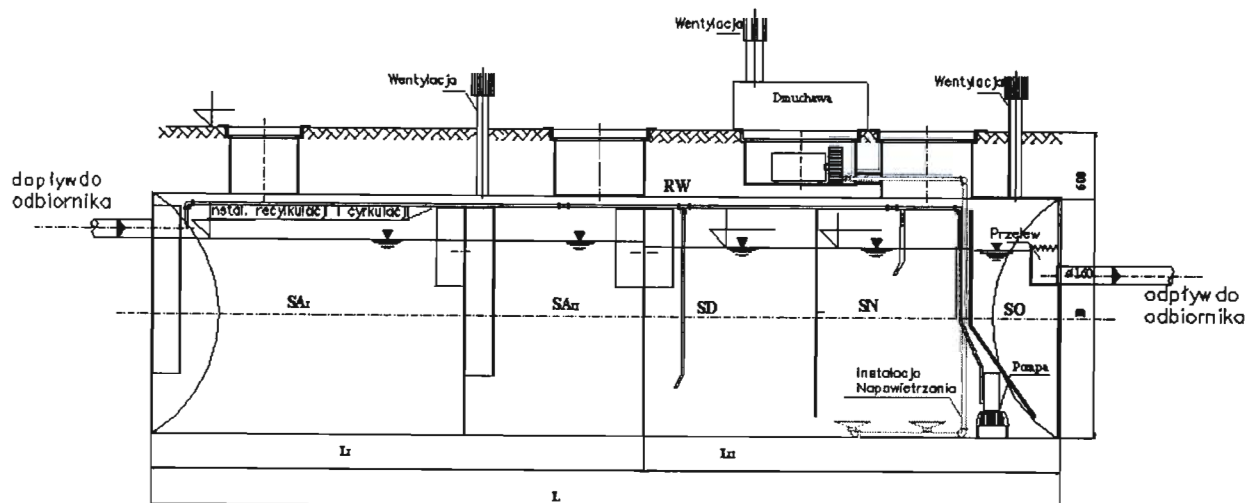
Konstrukcja typoszeregu została oparta na doborze wielkości reaktorów o różnej objętości całkowitej, w zależności od równoważnej liczby mieszkańców RLM, jak również w zależności od objętości ścieków.

Założono możliwość stosowania reaktorów pojedynczych lub zespołowych – równoległych. Każdy z nich może być uzupełniony o instalację technologiczno-techniczną, umożliwiającą konstruowanie dowolnych małych oczyszczalni i ich eksploatację, dostosowaną do potrzeb użytkownika.

Zaprojektowany typoszereg małych oczyszczalni ścieków przewidziano dla liczby użytkowników (RLM) 30-400, tj. dla średniej dobowej ilości ścieków 5-60 m³/d.

Przekrój podłużny reaktora wraz z instalacją podstawową przedstawiono na rysunku 5.

Rysunek 5. Schemat oczyszczalni ścieków typoszeregu P-M



2. Wdrożenia techniczne

Producentem i dystrybutorem reaktorów typu P-M jest Firma „Bauku Polska” z Łodzi. Prototypy urządzeń zostały zamontowane dotychczas w trzech przedsiębiorstwach: przetwórnicy mleka – serowni (rysunek 6), ubojni i wytwórni wędlin. W pierwszym przypadku zastosowany został reaktor PM-80 pojedynczy, dla ubojni zaproponowano zespół dwóch równoległych reaktorów typu PM-300, a dla wytwórni wędlin pojedynczy reaktor PM-300.

Rysunek 6. Instalowanie reaktora P-M na terenie przetwórnicy mleka



Zakład mleczarski był inwestycją nową realizowaną od podstaw wraz z oczyszczalnią. Podane przez inwestora dane wyjściowe, t.j. ładunki zanieczyszczeń i przewidywana objętość ścieków – max $10 \text{ m}^3/\text{d}$ i średnio $5 \text{ m}^3/\text{d}$ przemawiała za wyborem jednostki PM-30. O zastosowaniu reaktora PM-80 zdecydowała wielkość ładunku zanieczyszczeń. W praktyce wybór ten okazał się trafny, albowiem rzeczywista średnia ilość ścieków była bliska $15 \text{ m}^3/\text{d}$. Inwestor zachęcony wstępnymi bardzo dobrymi wynikami oczyszczania zwiększył znacznie, po rozruchu, produkcję i zużycie wody. Następstwem tego było wypłukanie osadu czynnego z reaktora. Ponieważ technologia oczyszczania przewidywała wspomaganie chemiczne procesu oczyszczania, okazało się to zbawienne dla utrzymania efektów oczyszczania w granicach zakładanych, t.j. usuwanie ładunku BZT₅ i zawiesin w przedziale 90-95%.

Negatywnym skutkiem było zanieczyszczenie odbiornika (naturalnego małego cieku) związkami żelaza.

Związki żelaza (PIX) użyto w tym przypadku nie jako środek wspomagający oczyszczanie, ale jako środek strącający i stosowano go nawet w dawkach dochodzących do 150 mg/l .

Stosunkowo wysokie efekty oczyszczania osiągnięto w tym stadium pracy oczyszczalni dzięki dobrej pracy osadnika gnilnego, poprzedzającego komorę denitryfikacji i nityfikacji oraz dobrej neutralizacji ścieków technologicznych dokonywanej bezpośrednio w halach produkcyjnych. Obecnie trwają pertraktacje dotyczące rozbudowy oczyszczalni o ciąg równoległy. Duże trudności eksploatacyjne pojawiły się w związku z niefrasobliwym usuwaniem ze

ściekami części stałych (opakowania, taśmy, folie). Odpady te utrudniały eksploatację studni zbiorczej ścieków surowych i pompowni.

W przypadku wyboru urządzeń przeznaczonych do oczyszczania ścieków z zakładów mięsnych kierowano się wielkością usuwanego ładunku zanieczyszczeń i specyfiką ścieków. Zarówno ubojnia, jak i wytwórnia wędlin, posiadały wcześniej wybudowane wstępne zbiorniki wyrównawcze do magazynowania całodobowej objętości ścieków. Zbiorniki te nie pełniły jednak funkcji osadników gnilnych. Ułatwiały one jednak zatrzymywanie kożucha z wyfłotowanego tłuszczu. Sytuacja ta umożliwiała zmniejszenie obciążenia ładunkiem zanieczyszczeń (całkowicie) części anaerobowej reaktorów. Podobnie jak w przypadku przetwórnicy mleka, do wspomaganego procesu usuwania fosforu przewidziano wyposażenie każdej oczyszczalni w urządzenia do dawkowania chemikaliów.

Obecnie obydwie oczyszczalnie znajdują się w fazie wstępnego rozruchu. Wstępne wyniki są zadowalające i zgodne z oczekiwaniami, aczkolwiek wprowadzenie nowego rozporządzenia [11], wyraźnie obniżyło czujność obsługi eksploatacyjnej. Trudności sprawia gospodarka osadami, która wbrew oczekiwaniom inwestorów wcale nie uległa zmniejszeniu – jeśli chodzi o koszty transportu nieczystości, niż miało to miejsce przed wybudowaniem oczyszczalni.

Podsumowanie

Opracowany typoszereg małych oczyszczalni na bazie rur profilowych PEHD/PP, był zaprojektowany dla użytkowników emitujących ścieki o charakterze bytowo-przemysłowym zawierające ładunek zanieczyszczeń łatwo biologicznie rozkładalny. W założeniu, oczyszczalnie mogły zapewnić efekt oczyszczania spełniający warunki rozporządzenia [8], ale obecnie obowiązujące przepisy wynikające z rozporządzenia [11] ułatwiają i rozszerzają możliwość zastosowania zaproponowanych rozwiązań. Ścieki o charakterze komunalnym, zgodnie z § 2 aktualnego rozporządzenia, nie powinny, po oczyszczeniu, wywoływać w odbiorniku zmian „uniemożliwiających prawidłowe funkcjonowanie ekosystemów”. Stwierdzenie to, dość ogólne, może być spełnione przy stosowaniu oczyszczania zaproponowanego w reaktorach P-M. Niezbędny stopień oczyszczania wynikający ze sformułowanego w załączniku 1, obecnie obowiązującego Rozporządzenia, jest możliwy do uzyskania w proponowanych reaktorach dla równoważnej liczby mieszkańcó w poniżej 2000. W zasadzie, zadowalające rezultaty można będzie uzyskać bez konieczności uciekania się do wielostadiowego usuwania związków azotu i fosforu. Dla niektórych ścieków, a szczególnie z zakładów mleczarskich, a także ubojni, stopień usuwania związków azotu i fosforu będzie nadal wymuszał stosowanie chemicznego wspomaganie procesu oczyszczania biologicznego. Sprawdzony w praktyce sposób obniżania ładunku zanieczyszczeń przy ostrożnym użyciu chemikaliów wskazuje, że osiągnięcie parametrów ścieków oczyszczonych w małych oczyszczalniach typu P-M można będzie ograniczyć tylko do konwencjonalnego biologicznego oczyszczania ścieków przy stosowaniu obciążenia osadu czynnego na poziomie nie przekraczającym 0,1 g BZT₅/g s.m.d.

Efekt końcowy oczyszczania będzie jeszcze bardziej stabilny, jeżeli zamiast często stosowanych do chemicznego wspomaganie procesu oczyszczania związków żelaza, zastosuje się związki glinu. Z praktyki Katedry Wodociągów i Kanalizacji Politechniki Łódzkiej wynika, że bardzo skuteczne są preparaty oferowane na rynku pod nazwą NOVA MIX AL i flokulanty NOVA FLOC EA, które w dawkach odpowiednio: 10 mg/l i 2 mg/l, przy jednoczesnym stosowaniu biologicznego oczyszczania konwencjonalnego, stabilnie zmniejszają stężenie azotu ogólnego o 30%, fosforu ogólnego o 50% i zawiesin o ponad 90%. Nie należy więc wykluczać, że w świetle nowych przepisów potrzebne będą modyfikacje w konstrukcji i reżimie pracy zaproponowanych rozwiązań.

Literatura

- [1] *Warunki techniczne wykonania i odbioru rurociągów z tworzyw sztucznych*, Polska Korporacja Techniki Sanitarnej, Grzewczej, Gazowej i Klimatyzacyjnej, Warszawa 1994.
- [2] Polskie Normy: PN-87/C-89004, Wyroby z tworzyw termoplastycznych. Cechy i cechowanie.
- [3] M. Lebieadowski, P. Wypłosz, *Profilowe rury polietylenowe PEHD/PP do konstruowania systemów kanalizacyjnych*, V Kongres, POLKAN, Łódź 1999.
- [4] M. Lebieadowski, G. Mozolewska, *Zbiorniki bezodpływowe do gromadzenia ścieków typu TUNNSAM*, Prace własne KWiK PŁ, Łódź 2000.
- [5] M. Lebieadowski, G. Mozolewska, *Małe oczyszczalnie ścieków typu „TUNNSAM”*, Prace własne KWiK PŁ, Łódź 2000.
- [6] M. Lebieadowski, P. Wypłosz, A. Osiński, *Budowa kanałów z profilowych rur polietylenowych PEHD/PP*, „Gospodarka Wodna” 2000 Nr 11.
- [7] M. Lebieadowski, *Rury profilowe PEHD/PP – zalety w świetle badań wytrzymałościowych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2000 Nr 9.
- [8] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 5 listopada 1991 r. (Dz.U. Nr 116, poz.503).
- [9] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 18 grudnia 1996 roku (Dz.U. Nr 151, poz.716).
- [10] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 19 maja 1999 r. w sprawie warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych, stanowiących mienie komunalne (Dz.U. Nr 50, poz.501).
- [11] Rozporządzenie z dnia 29.11.2002 „w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód.....” (Dz.U. Nr 212, poz.1799).

USE PROFILED PIPES PEHD/PP TO CONSTRUCT SMALL ACTIVATED SLUDGE REACTORS

Summary

The paper presents characteristic of profiled pipes as a constructional material. There are given examples of systems of small reactors to highly efficient biological treatment of domestic sewage and some industrial wastes. There are given examples of use proposed constructional solutions in real technical conditions.

WYMIAROWANIE A EKSPLOATACJA OSADNIKÓW GNILNYCH

Streszczenie

W pracy przedstawiono krytyczny przegląd metod wymiarowania osadników gnilnych. Przeanalizowano wpływ objętości osadnika na częstość jego opróżniania. Wskazano na celowość pomiaru ilości osadu i kożucha przy podejmowaniu decyzji o opróżnianiu. Zjawiska hydromechaniczne i procesy biochemiczne zachodzące w osadnikach gnilnych są bardzo złożone i wymagają dalszych badań.

Wstęp

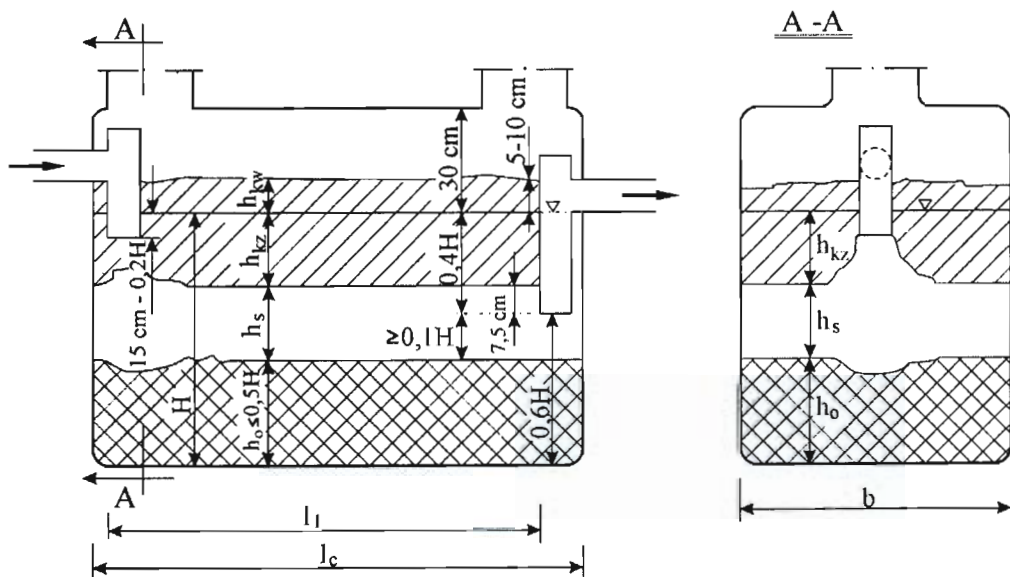
Osadnik gnilny w postaci dwukomorowego, przepływowego zbiornika, służącego do mechaniczno-biologicznego oczyszczania ścieków bytowych znany był już w połowie XIX wieku (fosse Mouras, Francja). Osadnik gnilny jest podstawowym urządzeniem w małych (szczególnie – przydomowych) oczyszczalniach ścieków. W osadniku zachodzi sedimentacja cząstek cięższych od wody oraz flotacja – wypływanie na powierzchnię cząstek lżejszych od wody. Pierwsze z wymienionych cząstek tworzą osad, a drugie – kożuch (rysunek 1). Około 70-75% zawiesiny ogólnej, zawartej w surowych ściekach bytowych, ulega powolnemu rozkładowi w warunkach beztlenowych. Część rozłożonego osadu wraz z gazami fermentacyjnymi przedostaje się do kożucha. Intensywna fermentacja może być przyczyną pogorszenia jakości ścieków oczyszczonych, ale dzięki niej zmniejsza się ilość i poprawia jakość osadu.

Zaletami osadników gnilnych są: prostota konstrukcji, montażu i obsługi, niskie nakłady inwestycyjne i koszty eksploatacji, wadą – konieczność okresowego usuwania wysoko uwodnionego, niebezpiecznego pod względem sanitarnym osadu.

Osadniki gnilne stosuje się głównie w oczyszczalniach przydomowych (o przepustowości do 5 m³/d) lub lokalnych (o przepustowości do 25 m³/d), chociaż Crites i Tchobanoglous [3] podają przykład osadnika gnilnego o objętości czynnej około 400 m³, co wskazywałoby na przepustowość 100÷200 m³/d, wystarczającą nawet dla dużej wsi. Dzięki przydomowym osadnikom gnilnym możliwe jest także funkcjonowanie zbiorczej kanalizacji odciążonej.

Pomimo popularności osadników gnilnych, procesy w nich zachodzące nie są dokładnie rozpoznane, co skutkuje także brakiem adekwatnego opisu matematycznego tych procesów. Jest to najprawdopodobniej spowodowane dużą zmiennością natężenia i składu ścieków surowych w czasie oraz skomplikowaną interakcją wpływającego strumienia ścieków ze ściekami i osadami w osadniku, tak pod względem hydraulicznym, jak i biochemicznym.

Rysunek 1. Przekroje pionowe jednokomorowego osadnika gnilnego



I. Skuteczność oczyszczania ścieków

Dobrze zaprojektowany i wykonany osadnik gnilny usuwa zawiesinę w około 60-95%, BZT₅ w 40-70% (tabela 1). Ocenę blisko rocznej pracy trójkomorowego osadnika gnilnego o objętości 3×1,5 m³, użytkowanego przez wiejskie gospodarstwo domowe, w pełni wyposażone w przybory sanitarne, przeprowadził Kuczewski [7]. BZT₅ ścieków wypływających z pierwszej komory wynosiło 257 ±33 mg O₂/dm³, drugiej – 167 ±11 mg O₂/dm³, a z trzeciej komory 110 ±6 mg O₂/dm³. Średni stosunek ChZT do BZT₅ wzrastał od 2,1 poprzez 2,3 do 2,5 na wylocie z osadnika. Średnie stężenia azotu ogólnego wynosiły odpowiednio 86±3 mg N/dm³, 79±4mg N/dm³ i 70±3 mg N/dm³. Azot amonowy stanowił 70% azotu ogólnego we wszystkich komorach. Powyższe wyniki skłoniły Kuczewskiego do sformułowania wniosku, że należy zrezygnować z osadników jedno- i dwukomorowych na rzecz trójkomorowych. Wniosek ten wydaje się zbyt daleko idący, gdyż podobne wyniki mogłyby być przecież uzyskane w osadniku jednokomorowym o objętości 4,5 m³ lub dwukomorowym o objętościach 3,0 + 1,5 = 4,5 m³, a takich badań porównawczych nie wykonano.

Tabela 1. Skuteczność oczyszczania ścieków w osadnikach gnilnych

Wskaźnik	Średnie stężenie w ściekach surowych, g/m ³	Stężenie w odpływie z osadnika, g/m ³			
		bez filtra wylotowego		z filtrem wylotowym	
		zakres	Srednie	zakres	średnie
BZT ₅	450	150+250	180	100+140	130
ChZT	1050	250+500	345	160+300	250
Zawiesina og.	503	40+140	80	20+55	30
N-NH ₄ ⁺	41	30+50	40	30+50	40
N _{org}	29	20+40	28	20+40	28
P _{org}	6,5	4+8	6	4+8	6
P _{og}	17,3	12+20	16	12+20	16
Oleje i tłuszcze	164	20+50	25	10+20	15

Źródło: [3].

Dobrej sedymentacji sprzyjają niewielkie prędkości przepływu, bez zawirowań, osiągane dzięki małym natężeniom dopływu, wytłumieniu energii, równomiernemu rozproszaniu strumienia wlotowego i nadpiętrzeniu ścieków w osadniku. W procesie fermentacji tworzą się gazy, które mogą wynosić zawiesinę z osadu do kożucha poprzez flotację.

Przy wprowadzaniu ścieków do gruntu zaleca się, aby stężenie zawiesiny ogólnej nie przekraczało 50 mg/dm³. Stężenie zawiesiny jest uzależnione od natężenia przepływu przez osadnik, czasu jego trwania i stopnia wypełnienia zbiornika osadem. Typowy skład ścieków odpływających z osadników gnilnych przedstawia tabela 1. Uzyskanie stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach odpływających z osadnika gnilnego poniżej 50 mg/dm³ wymaga dostatecznie dużej objętości osadnika i związanego z nią czasu zatrzymania oraz dobrego zabezpieczenia wylotu z ostatniej komory przed wypływem osadu i kożucha, najlepiej w postaci filtra. Wpływ filtra wylotowego na skuteczność oczyszczania ścieków ilustruje tabela 1. Wynika z niej, że BZT₅ ścieków oczyszczonych w osadniku gnilnym bez filtra jest blisko dwukrotnie wyższe od stężenia zawiesiny. Zastosowanie dobrych filtrów wylotowych zwiększa ten stosunek do około czterech.

Skuteczność usuwania zawiesiny przez nowe (wprowadzane na rynek) osadniki powinna być sprawdzana za pomocą specjalnego testu hydraulicznego przy maksymalnym granicznym natężeniu przepływu wody q_{dop} (dm³/s) według EN 12566-1 [4]:

$$q_{dop} = 0,0125 V (22 - V) \quad \text{dla } 2 \leq V \leq 10 \text{ m}^3 \quad (1)$$

$$q_{dop} = 0,05 (V - 10) + 1,5 \quad \text{dla } V > 10 \text{ m}^3 \quad (2)$$

gdzie:

V – nominalna objętość czynna osadnika, m³.

Cząstki zawiesiny i osadu zastępuje się w badaniach testowych kuleczkami z polistyrenu o gęstości 1,04 g/cm³. Wypełniają one testowany zbiornik do połowy (dolnej), co odpowiada stanowi tuż przed opróżnianiem osadnika. Woda doprowadzana w czasie testu do zbiornika zawiera kuleczki o stężeniu masowym odpowiadającym stężeniu zawiesiny w ściekach surowych. Dla warunków krajowych, woda wypływająca z osadnika nie powinna zawierać więcej niż 50 mg zawiesiny (kuleczek polistyrenu) w 1 litrze.

2. Podstawy teoretyczne

Hydrauliczne badania laboratoryjne osadników jedno- dwu- i trójkomorowych, wykonane w latach pięćdziesiątych wykazały, że podział osadnika na komory wydłuża czas zatrzymania (retencji) ścieków w osadniku. Pierwsze próby opisu matematycznego procesów zachodzących w eksploatowanych osadnikach gnilnych (głównie skuteczności

usuwania podstawowych zanieczyszczeń) miały charakter czysto empiryczny [12]. Następnie próbowano wykorzystać równania kinetyki reakcji I rzędu. Do opisu procesów oczyszczania ścieków w osadniku gnilym Lee i in. [8] wykorzystali równanie bilansu masy (głównie w odniesieniu do detergentów) przy założeniu przepływu z idealnym wymieszaniem. Założenie to wydaje się jednak nie w pełni słuszne, gdyż implikuje uruchamianie całości osadu przy maksymalnym dopływie ścieków, czego w praktyce – na szczęście – nie obserwuje się. Może to mieć miejsce przy stosunkowo dużych natężeniach dopływu ścieków do pierwszej komory osadnika. Bliższy rzeczywistości jest schemat przepływu tłokowego w strefie pomiędzy osadem a kożuchem. Podobny schemat przyjęli Repin i Mojzhes [13] do obliczeń efektywności działania osadników wstępnych. Taki reżim przepływu przyjęto w przedstawionej poniżej analizie hydraulicznej.

Przyjmuje się, że tuż przed opróżnieniem osadnika o $V = 2,0 \text{ m}^3$ osad zajmuje $1/3$ objętości czynnej V , a w osadnikach o $V = 3,0 \div 10,0 \text{ m}^3$ – połowę objętości czynnej. Kożuch zajmuje wtedy około $1/5$ objętości czynnej V . Czas trwania przepływu miarodajnego przyjmuje się (za normą EN 12566-1) równy 10 min. Zakładając prędkość opadania zawiesiny $v_s = 0,5 \text{ mm/s}$ ($1,8 \text{ m/h}$), niezbędna wysokość strefy klarowania pomiędzy osadem a kożuchem wyniesie:

$$h_s = v_s t = 0,5 \frac{\text{mm}}{\text{s}} \cdot 600 \text{ s} = 300 \text{ mm} \quad (3)$$

W literaturze zaleca się $h_s = 10 \text{ cm}$ [6] do $h_s = 38 \text{ cm}$ [9]. W wielu źródłach literaturowych można także spotkać zalecenie, aby objętość strefy klarowania pomieściła maksymalny dobowy dopływ ścieków, tj.:

$$V_s = Q_{d\max} t_{rs} \quad (4)$$

gdzie:

$Q_{d\max}$ – maksymalny dobowy dopływ ścieków, m^3/d ;

t_{rs} – czas retencji ścieków w strefie klarowania, d ; zwykle $t_{rs} = 1 \text{ d}$.

Im czas retencji jest dłuższy, tym z reguły lepsze są efekty oczyszczania ścieków. Jeśli przyjąć, że wysokość strefy klarowania stanowi 30% głębokości całkowitej H , to $H = h_s/0,3 = 3,33 h_s$. Dla $V_s = 0,3 V$ ($0,5 V$ zajmuje osad, a $0,2 V$ – kożuch) $V = 3,33 Q_{d\max} t_{rs}$.

Wykorzystując równanie (4), pole powierzchni rzutu poziomego osadnika można obliczyć jako:

$$A = \frac{V_s}{h_s} = \frac{Q_{d\max} t_{rs}}{h_s} \quad (5)$$

Najczęściej osadniki mają w rzucie kształt prostokąta w stosunku boków $b/l_c = 1:2$. Objętość osadu i kożucha zależy od wielu czynników, np. czasu, jakości ścieków, temperatury. Jednostkowa ilość osadów o uwodnieniu 94% wynosi około $0,65 \text{ dm}^3/\text{M d}$ [14]. Inne źródła [1] podają dwu- a nawet trzykrotnie mniejsze ilości osadu, co jest możliwe przy dłuższym zatrzymaniu osadów i ich fermentacji. Przyjmując jednostkową masę zawiesiny równą 70 g/M d o gęstości $1,2 \text{ g/cm}^3$, przeciętną skuteczność zatrzymywania zawiesiny w osadniku 80%, uwodnienie osadu 94% i brak fermentacji, otrzymamy **jednostkową** objętość osadu $0,78 \text{ dm}^3/\text{M d}$. Jeżeli osad ten po fermentacji miałby uwodnienie 90%, to **jednostkowa** jego objętość zmniejszyłaby się do $0,47 \text{ dm}^3/\text{M d}$. Badania terenowe na południu Francji wykazały, że intensywna fermentacja metanowa rusza dopiero po upływie dwóch lat zalegania osadu w osadniku [11]. Średnia jednostkowa objętość osadów mierzona w 33 osadnikach o objętości $2,0 \div 4,0 \text{ m}^3$ (80% – $3,0 \text{ m}^3$, średnio 3,7 osoby na 1 osadnik) wynosiła tam po roku $0,34 \text{ dm}^3/\text{M d}$, po trzech latach $0,22 \text{ dm}^3/\text{M d}$, a po 3,5 roku $0,16 \text{ dm}^3/\text{M d}$. Tak małe wartości jednostkowe objętości osadów uzyskano dzięki fermentacji naturalnej w stosunkowo wysokiej temperaturze (Łazurowe Wybrzeże) i stosowaniu specjalnych biopreparatów. Celem podtrzymania procesów fermentacji zaleca się pozostawienie w osadniku osadów w ilości równej około 15÷20% objętości osadnika. Ich głębokość wynosi wówczas około 20 cm.

Dla warunków amerykańskich Bounds [2] opracował prosty wzór empiryczny, pozwalający obliczyć maksymalną objętość osadu i kożucha, zakumulowanych w czasie eksploatacji t , liczoną od poprzedniego opróżnienia osadnika:

$$V_{OK5\%} = 178 t^{0,675} \quad (6)$$

gdzie:

$V_{OK5\%}$ – objętość osadu i kożucha o prawdopodobieństwie przekroczenia 5%, dm^3/M ;

t – czas w latach ($1 \leq t \leq 20$ lat).

Wcześniejsze badania amerykańskie wykazywały większe w pierwszych dwóch latach i mniejsze w dłuższym okresie eksploatacji jednostkowe objętości osadu i kożucha, zgodnie z równaniem regresji liniowej:

$$V_{OK5\%} = 50,7 t + 192 \quad (7)$$

gdzie: oznaczenia jak dla (6).

Wykorzystując wzory (4) i (6), oraz uwzględniając 20% pozostałość osadu na dnie osadnika tuż po jego opróżnieniu, całkowitą objętość czynną osadnika można oszacować z zależności:

$$V = Q_{d\max} t_{rs} + 1,2 \cdot 0,178 LM t^{0,675} = LM(N_{d\max} q + 0,214 t^{0,675}) \geq 2 \text{ m}^3 \quad (8)$$

gdzie:

- $Q_{d\max}$ – maksymalny dobowy odpływ ścieków, m^3/d ;
- t_{rs} – czas retencji ścieków w strefie klarowania, d; przyjęto $t_{rs} = 1 \text{ d}$;
- LM – liczba mieszkańców (użytkowników);
- t – czas między kolejnymi opróżnieniami osadnika, lata;
- $N_{d\max}$ – współczynnik nierównomierności odpływu dobowego;
- q – jednostkowy, dobowy przeciętny odpływ ścieków, m^3/Md .

Z przekształconego wzoru (5) można obliczyć czas między opróżnieniami osadnika:

$$t = 9,82 \left(\frac{V}{LM} - N_{d\max} q \right)^{1,4815} \quad [\text{lata}] \quad (9)$$

Czas powyższy nie powinien być krótszy od jednego roku.

3. Projektowanie

3.1. Lokalizacja

Osadnik lokalizuje się jak najbliżej domu – przykanalik powinien być przedłużeniem poziomego kanalizacyjnego wewnątrz budynku i przebiegać bez załamania. Ułatwia to spływ ścieków, wentylację i ogranicza straty ciepła. Rozporządzenie [16] dopuszcza sytuowanie osadników w bezpośrednim sąsiedztwie budynków jednorodzinnych, pod warunkiem wyprowadzenia ich odpowietrzenia przez instalację kanalizacyjną co najmniej 0,6 m powyżej górnej krawędzi okien i drzwi zewnętrznych w tych budynkach. Osadnik powinien być też oddalony przynajmniej 15 m od studni stanowiącej ujęcie wody pitnej i 7,5 m od granicy działki, drogi publicznej lub chodnika przy ulicy. Ta ostatnia odległość może być zmniejszona do 2 m przy zabudowie indywidualnej lub zagrodowej. Lokalizacja osadnika powinna umożliwiać jego opróżnianie: odległość pozioma wozu asenizacyjnego od wjazdu zbiornika może dochodzić do 20÷30 m. Najniższy poziom ścieków w osadniku przy jego opróżnianiu nie powinien być niższy od 5÷6 m pod powierzchnią terenu, na którym stoi w tym czasie wóz asenizacyjny.

3.2. Wymiarowanie zbiornika

Podstawowe kryteria wymiarowania osadników gnilnych przedstawiono w tabeli 2. Objętość osadnika V można obliczyć według wzoru (5). Jednostkowa objętość osadnika gnilnego $V_j = V/LM$ (na jednego mieszkańca) jest relatywnie mniejsza przy większej liczbie podłączonych mieszkańców LM , gdyż współczynnik nierównomierności odpływu dobowego ścieków $N_{d\max}$ maleje wraz ze wzrostem LM .

Na podstawie badań amerykańskich stwierdzono, że nie ma potrzeby stosowania osadników wielokomorowych do objętości 8÷10 m^3 , gdyż występuje wtedy większa nierównomierność obciążenia powierzchni A zawieszoną łatwo opadającą i pływającą [3]. Zamiast przegród poprzecznych korzystniejsze ze względów hydraulicznych i konstrukcyjnych są przegrody podłużne. Przy objętościach powyżej 10 m^3 zaleca się podział osadnika na dwie lub więcej komór, co ogranicza tworzenie się „martwych” (bez przepływu) stref. Podział osadnika na komory jest celowy także w biologicznych układach z denitryfikacją, gdyż wtedy recyrkulowane ścieki z azotanami wprowadza się zwykle do drugiej komory. Wysokość części powietrznej, równa 30 cm, jest niezbędna dla zapewnienia objętości retencyjnej przy dużym dopływie ścieków, objętości zajmowanej przez wynurzony kożuch oraz w celu wietrzenia. Różnica rzędnych kinet wlotu do osadnika i wylotu z niego powinna wynosić 5÷10 cm. Daje to pewną rezerwę objętości, co ułatwia odpływ z przykanalika i zmniejsza natężenie wypływu ścieków z osadnika. Zabezpieczeniem wlotu przed przedostawaniem się kożucha do przykanalika jest zwykle trójnik lub kolano wyposażone w otwór wentylacyjny (u góry) i odchylacz strug ku ścianie czołowej (u dołu). Zaleca się, aby dolna krawędź tych elementów była zagłębiona w ściekach przynajmniej 15 cm, lecz nie więcej niż 0,2 h_1 , gdzie h_1 – głębokość ścieków w pierwszej komórce osadnika. Dla ograniczenia wypływu zawiesziny dolna krawędź trójnika wylotowego, osłony lub wlotów do kosza filtracyjnego powinna być zagłębiona na (0,3÷0,4) H . Górna krawędź tych elementów powinna wystawać nad normalny poziom ścieków przynajmniej 20 cm. Obecnie oferowane są w sprzedaży osadniki wyposażone często w kosze z materiałem filtracyjnym (keramzyt, puzzolana) osłaniające wylot ścieków. Zadaniem kosza jest cedzenie ścieków i spowalnianie odpływu, dzięki czemu osad nie jest podrywany z dna.

Prefabrykowane osadniki gnilne dla ścieków bytowych (czarnych i szarych razem) mogą być wykonane z betonu, żywic syntetycznych wzmocnianych włóknem szklanym (TWS) lub polietylenu. Minimalna objętość pojedynczego osadnika według EN 12566-1 wynosi $V = 2,0 \text{ m}^3$, maksymalna 12,0 m^3 . Objętości pośrednie zmieniają się co 1,0 m^3 . Minimalna średnica nominalna rur wlotowych i wylotowych wynosi 100 mm dla $V \leq 6,0 \text{ m}^3$ i 150 mm dla $V > 6,0 \text{ m}^3$. Objętość 6,0 m^3 rozgranicza także wymiary średnicy komina kontrolnego (wjazdu): przy $V < 6,0 \text{ m}^3$ może to być 400 mm lub więcej, a przy $V \geq 6,0 \text{ m}^3$ – minimum 600 mm. W normie nie podano zasad doboru objętości osadnika,

odwołując się do normy próbnej pr EN 12555. Podano natomiast wymagania odnośnie do założeń przy obliczeniach statycznych i wytrzymałościowych konstrukcji oraz zasady kontroli jakości gotowych osadników. W obliczeniach konstrukcji należy uwzględnić obciążenie gruntem, wodą i obciążenia dynamiczne.

Tabela 2. Kryteria wymiarowania osadników gnilnych

Parametr	Wartość parametru
Objętość części osadowej	60÷120* dm ³ /M rok
Minimalna objętość strefy klarowania tuż przed opróżnieniem osadnika	Q _{dmax} × 1 doba [m ³]
Objętość zajęta przez kożuch	20÷60* dm ³ /M rok
Wysokość części powietrznej	30 cm
Głębokość ścieków w pierwszej komorze	100÷350 cm
Głębokość ścieków w następnych komorach	100÷225 cm
Objętość poniżej poziomu ścieków	0,2÷1,5 m ³ /M, min. 2,0** m ³
Minimalna średnica przewodów	100 mm

* niższe wartości odpowiadają opróżnieniu raz na kilka lat, wyższe – raz na rok lub częściej; ** według normy EN 12566-1; norma francuska DTU 64.1 [5] zaleca min 3,0 m³

Źródło: opracowanie własne.

Przykrycie osadnika gruntem rodzimym powinno być nie mniejsze niż 20 cm [15]. Niekiedy stosuje się dodatkową izolację termiczną z płyty styropianowej o grubości 5÷10 cm. Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe zbiorników prowadzi się dla przykrycia równego 100 cm, co sugeruje, że nie powinno być ono przekraczane. Zaletą osadników z tworzyw sztucznych jest ich lekkość, a co za tym idzie, szybkość i łatwość montażu. Wadą osadników z polietylenu wysokiej i średniej gęstości jest ich mała sztywność. Pod wpływem niezrównoważonych obciążeń mogą się one deformować (szczególnie w dłuższym okresie) i dlatego w czasie montażu osadnika, przy zasypywaniu, należy równocześnie dolewać doń wody. Przy opróżnianiu takiego cienkościennego osadnika z osadów, konieczne jest kłopotliwe dolewanie wody w ilości równej ilości odpompowanych ścieków i osadów. Wady tej nie posiadają dobrze uźbrowane osadniki grubościennne (o grubości ścianki > 9 mm) oraz zbiorniki z rur polietylenowych (PE) zgrzewanych spiralnie (podwójna ścianka i uźbrowanie) typu SPIRO. Lekkie, cienkościennie zbiorniki powinny być obudowywane chudym betonem (grubości min. 15 cm), a przy wysokim poziomie wód gruntowych – dociążane płytami betonowymi. Płyta żelbetowa położona nad dolną częścią wykopu, w której umieszczono osadnik, odciąża zbiornik od ciężaru gruntu zasypki. Podobne zabezpieczenie przed wypłynięciem zbiornika wymagane jest nawet przy niskim poziomie wód gruntowych, ale przy posadowieniu w gruncie spoiwym. Wykop w takim gruncie jest bowiem rodzajem wanny, w której mogą gromadzić się wody opadowe.

Osadnik jest wietrzony (wentylowany), na przykład przez pion kanalizacyjny, wyprowadzony ponad dach domu. Niekiedy stosuje się dodatkowe odpowietrzenie przez rurę podłączoną do wylotu z osadnika i wlotu do osadnika, wyprowadzoną jako oddzielny pion wentylacyjny ponad dach domu. Pion taki można wentylować również mechanicznie, np. za pomocą pompki próżniowej napędzanej wiatrem.

4. Eksploatacja

Osadnik nie powinien być przeciążany hydraulicznie, szczególnie w okresie zbliżającego się opróżniania z osadów. Założenie sitka na wylocie z wanny zmniejsza natężenie wypływu ścieków niekiedy ponad dwukrotnie. Zmniejszenie natężenia odpływu z osadnika przez kosz filtracyjny i kryzę dławiącą na rurze wylotowej poprawia jakość wstępnie oczyszczonych ścieków, lecz pogarsza warunki hydrauliczne zasilania drenażu rozsączającego – jeśli osadnik z nim współpracuje. Skuteczność usuwania zanieczyszczeń na filtrze wylotowym zależy od stopnia dojrzałości błony biologicznej, porastającej ziarna filtra. Zamiast kosza filtracyjnego wewnątrz osadnika gnilnego można zastosować prefiltr wypełniony gruboziarnistym materiałem filtracyjnym o objętości około 1/10 objętości osadnika. Prefiltr instaluje się między osadnikiem a studzienką rozdzielczą drenażu rozsączającego. Podobny efekt spowalniający wywołuje podział osadnika na komory. Do osadnika nie wolno wprowadzać wód deszczowych. Korzystne jest także ograniczanie dopływu ścieków, możliwe przy oszczędnym używaniu wody, np. dzięki instalacji małych, dwudzielnych (na przykład 2÷4 dm³) zbiorników przy ustępach splukiwanych. Wszelkie prace kontrolne i remontowe należy wykonywać z asekuracją drugiej osoby i bez używania ognia lub iskrzących narzędzi, gdyż gazy fermentacyjne (NH₃, H₂S) w większych stężeniach mogą być toksyczne, a metan w mieszaninie z powietrzem jest wybuchowy.

Opróżnienie osadnika z osadu jest konieczne, gdy głębokość osadu w małych osadnikach o objętości 2 m³ osiągnie 1/3 lub większych osadnikach – połowę głębokości czynnej. Spód kożucha może obniżyć się do poziomu nie niższego niż 7÷8 cm nad wlotem do otworów wylotowych. Częstość usuwania osadu zależy od objętości osadnika; przy dużej objętości części osadowej opróżnianie może się odbywać raz na kilka lat, przy małej – raz na rok. Objętość czynna odpowiadająca 3÷7 objętościom średniego odpływu dobowego umożliwia opróżnianie osadnika co 2÷5 lat. Stosowanie biopreparatów może istotnie zmniejszyć ilość osadu [10] i częstość opróżniania osadnika.

Poziom osadu można sprawdzić za pomocą tyczki, której jedna połowa jest owinięta gazą. Po miejscowym usunięciu kożucha i zanurzeniu takiej tyczki w osadniku, należy okręcić ją kilkanaście razy wokół osi. Po wyjęciu

tyczki, na gazie zaznacza się czarny ślad osadów. Stosuje się także urządzenie w postaci pręta zakończonych żarówką i przesuwanej wzdłuż niego rury ze szkła organicznego. Miąższość osadu można ocenić na podstawie obserwacji zmian natężenia światła żarówki przy przesuwaniu przezroczystej rury [1]. Przy wypompowywaniu osadu należy zwracać uwagę na możliwość wypłynięcia opróżnionego osadnika przy wysokim poziomie wód gruntowych. W tym wypadku, jak również przy opróżnianiu niektórych osadników z polietylenu, konieczne jest dolewanie wody w ilości równej ilości odpompowanych ścieków i osadów. Lepszym rozwiązaniem jest odwadnianie osadów za pomocą urządzeń przewożonych na miejscu; oddzielną od osadu wodę tłoczy się z powrotem do osadnika i transportuje tylko sam osad.

W myśl ustawy [17] obowiązkiem gmin jest prowadzenie ewidencji przydomowych oczyszczalni ścieków w celu kontroli częstotliwości i sposobu pozbywania się komunalnych osadów ściekowych.

Wnioski

Osadniki gnilne pozostają podstawowym urządzeniem do wstępnego oczyszczania ścieków bytowych w przydomowych oczyszczalniach. Nie są one zalecane do wstępnego oczyszczania ścieków przed procesem osadu czynnego, z uwagi na zubożenie ścieków w węgiel organiczny i niekorzystny stosunek węgla do azotu. Zaleca się stosowanie dużych jednostkowych objętości czynnych osadnika, w granicach $0,7 \pm 1,5 \text{ m}^3/\text{M}$.

Osadniki gnilne powinny być opróżniane w miarę potrzeb – niekoniecznie regularnie. Dzięki pomiarom ilości zgromadzonego osadu, można uzyskać znaczne zmniejszenie kosztów eksploatacji osadników. Istnieje potrzeba opracowania modelu matematycznego zjawisk hydromechanicznych i biochemicznych, zachodzących w osadniku gnilnym i w połączonym z nim filtrze wylotowym.

Literatura

- [1] Blumberg, *Die Regelentleerung von Klaergruben – eine krasse Geldverschwendung*, Www. blumberg-engineers.de, 5 marca 2003.
- [2] Bounds T. R., *Design and performance of septic tanks. Site Characterization and Design of On-Site Septic Systems*, ASTM STP 1997 1324, pp. 217-234.
- [3] Crites R, Tchobanoglous G., *Small and Decentralized Wastewater Management Systems*, McGraw Hill, Boston 1998.
- [4] EN 12566-1, *Small wastewater treatment systems up to 50 PT. P. 1 Prefabricated septic tanks* CEN, Brussels 2000.
- [5] DTU 64.1 (1998), *Mise en oeuvre des dispositifs d'assainissement autonome*, Afnor 1998.
- [6] Jones E. E. Jr., *Domestic water use in individual homes and hydraulic loading of and discharge from septic tanks*, Proc. of National Home Sewage Symposium, ASAE, St. Joseph 1975, pp. 89-103.
- [7] Kuczewski K., *Efekty oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych w trzykomorowym osadniku gnilnym*, Zeszyt Probl. PZiTS *Technika Sanitarna Wsi*, 1993 Nr 672, Wrocław, s. 97-103.
- [8] Lee S., McAvoy D.C., Szydlak J., Schnoor J.L., *Modeling the fate and transport of household chemicals in septic systems*, Ground Water 1998 vol. 36, 1, pp. 123-132.
- [9] Machmeier R., *Get to know your septic tank*, Pumper magazine 1998.
- [10] Piotrowska A., *Wpływ biopreparatów na skuteczność oczyszczania ścieków w oczyszczalniach przydomowych*, Praca magisterska (maszynopis). KBW AR, Poznań 1998.
- [11] Philip H., Maunoir S., Rambaud A., Philippi L., *Septic tank sludges: accumulation rate and biochemical characteristics. Small Wastewater Treatment Plants*, Tapir, Trondheim 1993.
- [12] Razumovskij E. S., Medrish G. L., Kazaryan V. A., *Ochistka i obezrazhivaniye stochnykh vod malykh naseleennykh punktov*, Stroyizdat, Moskwa 1978.
- [13] Repin B. N., Mojzhes O. V., *Ekspluatacionnaya model raboty kanalizacionnykh otstojnikov*. Vodosnabzhenie i Sanitarnaya Tekhnika 1998 Nr 6, s.13-17.
- [14] Roman M., *Kanalizacja t. 2. Oczyszczanie ścieków*, Arkady, Warszawa 1986,
- [15] Zhukov A. I., Yampolskij T. S., *Podzemnaya filtracja stochnykh vod*, GISL, Moskwa 1951
- [16] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia z dnia 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, (Dz.U. Nr 75, poz. 690).
- [17] Ustawa z dnia 13 września 1996 r. o utrzymaniu czystości i porządku w gminach (Dz.U. 132, poz. 622 z późn. zm.).

DESIGN VERSUS MAINTENANCE OF SEPTIC TANKS

Summary

The paper presents a critical review of design methods applied to septic tanks. The impact of septic tank volume on emptying (pumping) frequency was discussed. Measurements of sludge and scum depths are recommended before decision on tank emptying. Hydro-mechanical phenomena and biochemical processes in septic tanks are very complex and need further research.

BILANSOWANIE ZANIECZYSZCZEŃ POGODY MOKREJ DLA ZURBANIZOWANEJ ZLEWNI ODBIORNIKA

Streszczenie

W pracy przedstawiono metodykę bilansowania zanieczyszczeń odprowadzanych z terenu zlewni zurbanizowanej w okresach pogody mokrej. Scharakteryzowano źródła zanieczyszczeń oraz ich czasowo-przestrzenny rozkład zanieczyszczeń ze szczególnym uwzględnieniem ogólnospławnego systemu kanalizacji. Na przykładzie systemu kanalizacyjnego Łodzi omówiono problemy, na jakie napotyka jego eksploatacja, ograniczenia narzucone przez obowiązujące przepisy prawne oraz możliwe rozwiązania techniczne, zmierzające do poprawy obecnej sytuacji. Dokonano analizy działania systemu ogólnospławnego w aspekcie podziału jego funkcji między oczyszczalnię ścieków a sieć kanalizacyjną. W tym celu przeprowadzono szereg symulacji komputerowych, które na podstawie zbioru opadów historycznych pozwoliły na scharakteryzowanie działania przelewów burzowych dla jednej z rzeczywistych zlewni Łodzi. Na tej podstawie oszacowano wielkość ładunku zanieczyszczeń odprowadzanych przez przelewy do odbiorników. Przeprowadzono również dyskusję działania oczyszczalni ścieków w okresach pogody mokrej, analizując to zagadnienie na przykładzie Grupowej Oczyszczalni Ścieków Łódzkiej Aglomeracji Miejskiej.

Wstęp

Podstawowym wariantem projektowym i eksploatacyjnym w zakresie ochrony wód przed zanieczyszczeniem jest wariant tzw. pogody suchej. Dla tego to okresu ustala się od dawna wszelkie normy prawne i projektowe, a dyskusji mogą podlegać jedynie szczegóły ustalania parametrów miarodajnych, takich jak ilość i skład ścieków.

W naszym klimacie okresy pogody suchej trwają przez znaczną część roku, co uzasadnia powyższe założenia. W okresach pogody mokrej da się przy tym wyodrębnić opady o słabym i umiarkowanym natężeniu oraz zjawiska roztopowe. Jedynie niewielka część opadów ma charakter zjawisk intensywnych, jednak, jak wiadomo, to właśnie one powodują największe kłopoty zarówno dla systemu kanalizacyjnego i infrastruktury osiedli oraz oczyszczalni ścieków, jak i dla samego odbiornika. Zgodnie z zasadą rozwoju zrównoważonego, obecny rozwój nie powinien nadmiernie obciążać lub niszczyć ekosystemu naturalnego. Niestety, zagospodarowywanie ścieków opadowych w obecnym kształcie często nie spełnia tej zasady.

Intensywne badania dotyczące tytułowego zagadnienia, jakie są prowadzone na świecie, pozwalają na przedstawienie go w nieco innym świetle, niż to bywało dotychczas. Bardziej klarowne stały się mechanizmy powstawania i transportu zanieczyszczeń pogody mokrej, jak też ich gwałtowne oddziaływanie na odbiorniki. Nadal natomiast kontrowersyjna pozostaje kwestia optymalnego przechwytywania zanieczyszczeń, wpływu ścieków opadowych na procesy oczyszczania ścieków komunalnych oraz niezbędny ku temu zakres monitoringu i metodyki projektowania systemu kanalizacyjnego wraz z oczyszczalnią.

I. Źródła zanieczyszczeń przy uwzględnieniu zjawisk opadowych

Charakter transportu zanieczyszczeń pogody mokrej silnie zależy od rodzaju systemu kanalizacyjnego. Faza wstępna – transport powierzchniowy – może być rozumiana podobnie i w oderwaniu od systemu kanalizacji. Na szczególną uwagę zasługuje tu możliwość częściowej eliminacji zanieczyszczeń u źródła ich powstawania – przez oczyszczanie powierzchni zlewni, rozdział spływów umownie czystych (dachy, tarasy), rzadko jeszcze, niestety, wykorzystywana. Mechanizm transportu zanieczyszczeń z powierzchni zlewni należy koniecznie podzielić na dwa typy:

- zanieczyszczenia stałe i ropopochodne, których spłukiwanie zależy od stopnia nagromadzenia i intensywności opadu,
- zanieczyszczenia rozpuszczalne, których wymywanie jest pochodną rozpuszczalności w wodzie danych warunkach oraz także intensywności opadu

Oba te rodzaje zanieczyszczeń różnią się między sobą zasadniczo: w przypadku zanieczyszczeń stałych można niekiedy mówić nawet o szybkości wymywania limitowanej tylko intensywnością opadu. Sytuacja taka ma miejsce w przypadku bardzo dużego nagromadzenia jednostkowego (na szczęście przypadek taki zdarza się bardzo rzadko). W przeciętnej sytuacji splukiwanie zanieczyszczeń stałych jest limitowane ich nagromadzeniem jednostkowym zgodnie z formułą ogólną:

Zostało już dowiedzione, że zanieczyszczenia stałe odpowiadają też za transport specyficznych zanieczyszczeń z nimi skojarzonych – przede wszystkim związków metali ciężkich oraz tych, które są odpowiedzialne za wskaźnik ChZT. Przeliczanie tych wskaźników wg wskaźnika zawiesiny ogólnej jest więc całkowicie uprawnione. W tabeli 1 przedstawiono typowy zakres wskaźników zanieczyszczeń wynikający z dotychczasowych badań.

Tabela 1. Charakterystyka jakościowa ścieków opadowych z terenów zurbanizowanych

Wskaźnik zanieczyszczenia	Jedn.	Wartości przeciętne	Wartości maksymalne chwilowe*
Zawiesiny ogólne	g/m ³	100-300	6000
ChZT	gO ₂ /m ³	50-100	500
BZT ₅	gO ₂ /m ³	5-20	?
Ołów ^a	g Pb/m ³	<0.1	5
Cynk ^b	g Zn/m ³	<0.1	2
Azot amonowy	g NH ₄ ⁺ /m ³	1-5	30
Fosfor ogólny	g P/m ³	0-1	10
Węglowodory aromatyczne	µg/m ³	5	
Chlorki	g Cl/m ³	<10	kilka tysięcy

* wartości wg badań własnych lub napotkane w literaturze światowej; ^a 300 mg Pb/kg s.m ^b 700 mg Zn/kg s.m. w odniesieniu do wskaźnika zawiesiny ogólnej; wartości te zależą silnie i odwrotnie proporcjonalnie od wielkości frakcji cząstek stałych.

Źródło: opracowanie własne.

Większość zanieczyszczeń rozpuszczalnych wykazuje natomiast stężenia malejące w funkcji czasu i wysokości opadu mierzonej od początku jego wystąpienia, generalnie kształtując się na niskim poziomie. Zaobserwowano jednak okresowe przekroczenia charakterystycznych wskaźników w stosunku do normatywów dla ścieków odprowadzanych do wód.

Po tym, gdy ścieki opadowe trafiają do kanalizacji, ich los zależy od zjawisk tam właśnie zachodzących. W przypadku kanalizacji rozdzielczej można w pierwszym przybliżeniu pominąć zmianę składu ścieków w czasie ich przepływu siecią, wyjąwszy dwa wskaźniki: tlenu rozpuszczonego (prawdopodobnie nieco wzrasta) i zawiesiny mineralnej (jej zmiany zależą od zdolności transportowej strumienia ścieków). O ile zdolność transportowa strumienia ścieków jest większa, niż aktualny płynący ładunek, nie obserwuje się odkładania osadów kanałowych (może natomiast dochodzić do erozji materiału już nagromadzonego). Wyjaśnienie tego procesu nie jest łatwe, gdyż większość teorii transportu zanieczyszczeń stałych dotyczy warunków ustalonych, praktycznie nie występujących w kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej. Obecnie można w przybliżeniu przyjmować, że granicznym naprężeniem stycznym zapobiegającym odkładaniu się zawiesiny jest dla kanalizacji deszczowej wartość 2-3 Pa, a w ogólnospławnej 1 Pa. O tym, że transport zawiesin nie jest kompletny świadczą osady, jakie pozostają po intensywnych opadach zarówno na powierzchni zlewni, jak i w kanałach deszczowych. Niemniej do obliczeń praktycznych wystarcza pominięcie tego zjawiska i założenie transportu cząstek stałych bez sedimentacji i erozji, wszakże po skalibrowaniu programu na podstawie badań terenowych [5].

2. Czasowo-przestrzenny rozkład zanieczyszczeń

Opad, jaki występuje nad terenem zlewni charakteryzuje się:

- momentem rozpoczęcia
- czasem trwania
- rozkładem natężenia w czasie trwania
- zasięgiem przestrzennym
- wędrówką nad zlewnią w określonym kierunku i z określoną prędkością

Splukiwanie zanieczyszczeń ze zlewni odbywa się w prędkością v_1 zależną od rodzaju i masy nagromadzonego materiału oraz intensywności spływu (rys. 1) [5]. Można to opisać formułą:

$$v_1 = kq^n L^m$$

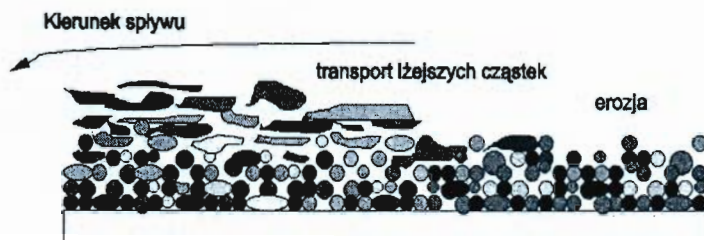
gdzie:

k, n, m – współczynniki empiryczne [m^{-1}], przy czym $n \approx 2$, $m \approx 1$,

q – efektywne natężenie spływu powierzchniowego [$m^3 m^{-2} s^{-1}$],

L – jednostkowy ładunek zanieczyszczeń nagromadzony na powierzchni zlewni [gm^{-2}].

Rysunek 1. Transport zanieczyszczeń podczas spływu powierzchniowego



Niestety, uwzględnienie wyżej wymienionych oczywistych zależności napotyka na trudności wynikłe z braku dostatecznego materiału obserwacyjnego. Najgorzej przedstawia się tu sprawa rozkładu przestrzennego opadu i jego wędrowki, rozpatrzenie których to zjawisk wymaga wieloletnich obserwacji na gęstej sieci pluwiometrycznej lub wykorzystania rejestracji radarowych. W Polsce nie dysponujemy jeszcze odpowiednim zgromadzonym zbiorem danych opadowych. Przybliżone szacunki autorów świadczą jedynie o silnie zarysowanej tendencji ograniczania się zasięgu opadu wraz ze wzrostem jego intensywności i skracaniem się czasu trwania. Można przyjąć, że opady nawałne nie mają zwykle zasięgu większego, niż 10 km (jako strefa kolista), a przy tym intensywność opadu maleje ku obrzeżom strefy. Prędkość ruchu strefy opadu wynosi zaś przeciętnie 10-20 km/h. Co ciekawe, obserwacje z lat ostatnich poczynione w Łodzi wskazują na to, iż opady nawałne nie zawsze przemieszczają się z „preferowanego” kierunku SE, a często pojawiają się od strony wschodniej. Ma to dość istotne **implikacje** dla kształtowania się natężenia przepływu w kolektorach, lecz efekt ten rzadko jest dotąd uwzględniany w praktyce. **Dalsze** informacje na ten temat będą przedstawione w osobnej publikacji autorów [9].

W przypadku kanalizacji ogólnospławnej dodatkowym czynnikiem, jaki powinien być uwzględniany w obliczeniach symulacyjnych jest koincydencja opadu i przepływu suchej pogody. Istotna jest bowiem nawet data i godzina wystąpienia opadu, który może natrafić na niewielki bądź na znaczny przepływ suchej pogody w zależności od dnia tygodnia i godziny doby. Jest to szczególnie istotne w przypadku istnienia na sieci przelewów burzowych.

3. Podział funkcji między system kanalizacji a oczyszczalnią ścieków

Z uwagi na ograniczoną objętość referatu, skupiono się na analizie działania kanalizacji ogólnospławnej pod kątem jej współdziałania z miejską oczyszczalnią ścieków. Oczywistym jest, że żadna sieć kanalizacyjna, a tym bardziej oczyszczalnia biologiczna, nie jest w stanie przejąć spływu pochodzącego z dowolnie intensywnego opadu. Dla ograniczenia zanieczyszczenia odbiornika należy jednak dążyć do eliminacji jak największych ładunków zanieczyszczeń. Konieczne jest też zachowanie warunków ograniczających, wynikających z uwarunkowań prawnych (patrz dalsze fragmenty referatu). Te właśnie ramy stwarzają już gotowy scenariusz działania: częstotliwość przelewów burzowych nie może przekraczać dopuszczalnej prawem (wliczając ostatni przelew przed oczyszczalnią lub na jej terenie do ogólnej liczby przelewów), ale zarazem nie może też być przeciążana sama sieć kanalizacyjna i oczyszczalnia w sensie destabilizacji procesów technologicznych.

W obecnym kształcie wiele systemów kanalizacji ogólnospławnej nie spełnia założonych normatywów, przy czym w grę wchodzi zarówno przekraczanie częstotliwości przelewów, jak i brak podczyszczania zrzutów z nich, lub wręcz zbytnie częste kierowanie ścieków pogody mokrej do odbiornika z pominięciem oczyszczalni.

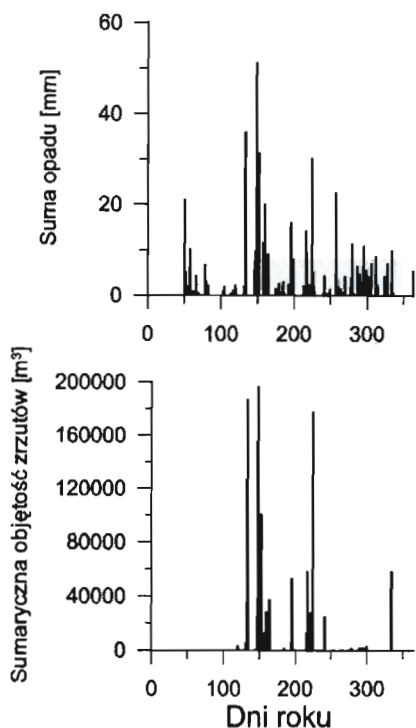
W praktyce decydującym czynnikiem bywa aktualna przepustowość oczyszczalni, a nie należą do rzadkości przypadki posiadania przez nią sporych zapasów przepustowości (autorzy nie zamierzają jednak podejmować dyskusji na temat przyczyn takiego stanu rzeczy). Znacznie trudniejszym przypadkiem jest jednak brak takiego zapasu i tu należy rozstrzygnąć dylemat możliwości okresowego dociążenia oczyszczalni spływem opadowym bez szkody dla procesów technologicznych. Zagadnienie to jest przedmiotem osobnych publikacji autorów [5,6].

W rezultacie należy tu rozstrzygnąć kilka problemów:

- wielkość retencji na sieci kanalizacyjnej,
- odłączenie od kanalizacji ogólnospławnej niektórych kanałów deszczowych i przykanalików; „odszczelnianie” zlewni, rozważenie infiltracji wód opadowych do gruntu i wykorzystania wód opadowych do celów gospodarczych,
- regulacja krawędzi przelewów,
- podczyszczanie zrzutów burzowych,
- określanie miarodajnych ładunków zanieczyszczeń, dopływających do oczyszczalni,
- ewentualna budowa zbiorników retencyjnych przed samą oczyszczalnią i sterowanie ich opróżnianiem w nawiązaniu do procesu oczyszczania ścieków.

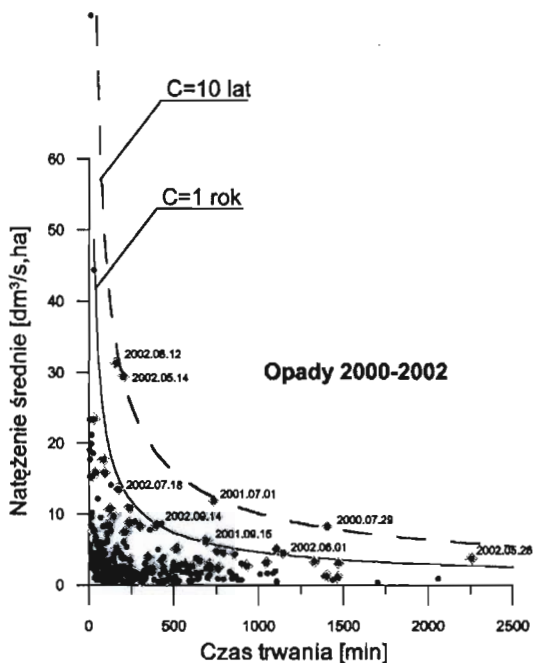
Jak wynika z dotychczasowych analiz dla systemu kanalizacyjnego Łodzi, wątpliwa jest opcja zastosowania tylko jednej z wymienionych metod. Przykładowo, dzięki kilkuletniemu prowadzeniu przez Zakład Wodociągów i Kanalizacji monitoringu wybranych przelewów burzowych (rys.2), możliwe stało się wariantowe rozważenie ograniczenia częstotliwości ich działania.

Rysunek 2. Wysokość opadów zarejestrowanych w Łodzi w 2002 r. (wykres górny) oraz sumaryczna objętość zrzutów przez przelewy burzowe (wykres dolny). Dostrzec można wyraźne nagromadzenie dużych zrzutów w okresie letnim



Na podstawie korelacji zrzutów przez przelewy oraz charakterystyki opadów, mierzonych przez lokalną stację IMGW oraz samych autorów niezależnie na własnych posterunkach, możliwe było ustalenie częstotliwości zrzutów przez poszczególne przelewy (rysunek 3) oraz określenie wymaganej objętości zbiorników, która ograniczałaby częstotliwość zrzutów do normatywnej. Objętość tę można szacować dla poszczególnych przelewów od 900 do 6000 m³. Odpowiada ona pomierzonej objętości tych zrzutów, które mają objętość mniejszą, niż te, które dały 10 zrzutów roku (w danym przypadku analizowano objętości 30 największych zrzutów jakie wystąpiły w ciągu trzech lat 2000-2002).

Rysunek 3. Opady zarejestrowane w Łodzi w latach 2000-2002



Kwadraty oznaczają zjawiska, dla których wystąpiły przelewy burzowe. Można zauważyć narastanie opadów nawałnych, z których 8 przekracza w tym okresie parametry opadu rocznego ($C = 1$ rok), a niektóre odpowiadają parametrom opadu dziesięcioletniego ($C = 10$ lat)

Ten sam efekt może dać podniesienie krawędzi przelewów, jednak z konsekwencjami dla:

- przeciążenia sieci kanałów poniżej przelewów kilka razy w roku,
- przeciążenia oczyszczalni, która, jak dotąd, nie jest wyposażona w zbiorniki retencyjne.

Opcja ta jako samodzielna, jest zatem nie do przyjęcia. Podobnie ekonomicznie nieuzasadniona byłaby opcja zwiększania jedynie przepustowości oczyszczalni pod kątem przejścia znacznie zwiększonego spływu opadowego, bez rozpatrywania innych możliwości.

Niestety, jak na to wskazują dotychczasowe analizy, małe możliwości w praktyce daje najefektywniejsza opcja, jaką jest ograniczanie samego spływu opadowego ze zlewni. Jest to jednak atrakcyjne zadanie na dłuższy okres, związane ze zmianą zasad zabudowy i odwadniania miast.

Na podstawie wyników pomiarów oraz własnych symulacji komputerowych oszacowano także wielkość sumarycznego zrzutu przez przelewy burzowe w ciągu roku oraz zrzutu dla poszczególnych zjawisk opadowych. Wyniki tych szacunków przedstawiono w tabelach nr 2 i 3.

W przypadku symulacji komputerowych dla uzyskania poprawnego obrazu sytuacji konieczne było wykorzystanie dokładnych zapisów pluwiometrycznych z krokiem 10 minut, a nie tylko przyjęcie czasu trwania opadu i jego średniego natężenia. Do analiz końcowych przyjęto jednak tylko przeciętne wskaźniki zanieczyszczeń w zrzutach, korelując je jednak z pomierzonymi objętościami zrzutów. Symulacje dały bowiem w niektórych przypadkach znaczne błędy objętości zrzutów wynikłe z przestrzennego zróżnicowania opadu nad terenem miasta. Pomimo znacznego rozcieńczenia ścieków na przelewach, do odbiornika trafiają znaczne ładunki ścieków nie oczyszczonych, przy czym w tabelach nie uwzględniono porównywalnego odpływu ścieków i ładunków, kierowanego kanałem ominięcia GOS-ŁAM. Jak wykazuje analiza szczegółowa, rozcieńczenie ścieków na przelewach nie dotyczy wskaźnika zawiesiny ogólnej, która osiąga najczęściej swoje maksimum w momencie rozpoczęcia działania przelewu (rysunek 4). To samo dotyczy skojarzonego z nią wskaźnika ChZT, a także substancji pływających (nie modelowanych i nie monitorowanych).

Rysunek 4. Przebieg zmian parametrów w czasie działania przelewu burzowego wg obliczeń symulacyjnych

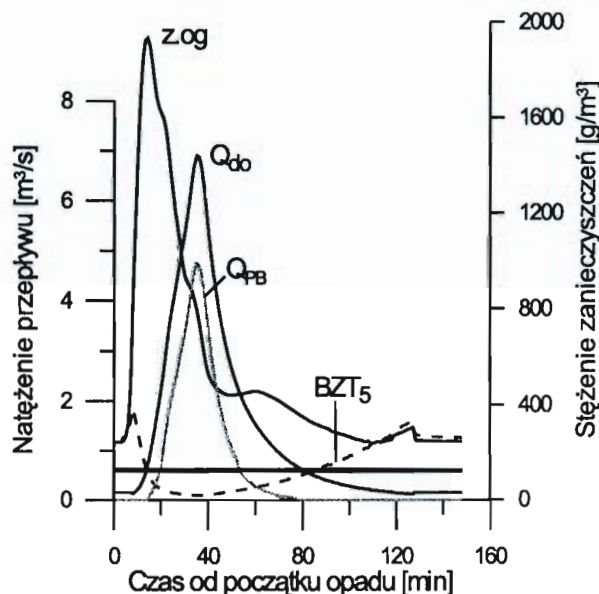


Tabela 2. Porównanie ilości ścieków i ładunków zanieczyszczeń, odprowadzanych ze zrzutami burzowymi z terenu Łodzi

Wskaźnik	Symbol	Jedn.	Udział A % (GOS _{od}) ¹	Udział D % (GOS _{od}) ²	Uwagi
Roczna objętość zrzutów	V _{sum}	m ³	4	264	a
Zawiesina ogólna	L _{Zog}	kg	57	3778	b
ChZT	L _{ChZT}	kg ChZT	14	923	b
BZT ₅	L _{BZT5}	kg BZT ₅	21	1410	b
Azot amonowy	L _{NNH4}	kg N-NH ₄ ⁺	5	132	d,c
Fosfor ogólny	L _{Pog}	kg P	6	397	c

¹ w stosunku do rocznego odpływu z GOS-ŁAM; ² w stosunku do dobowego odpływu z GOS-ŁAM dla pogody suchej; dane dla zjawiska opadowego z dnia 2002.08.12 które dało znaczne zrzuty przez przelewy. Parametry opadu: opad sumaryczny h = 9.3 (30) mm w ciągu t = 209 (160) min, natężenie średnie q = 7.4 (31.2) dm³/s,ha, wg pomiaru na stanowisku IMGW poza miastem, (w nawiasach wg pomiaru na terenie miasta); a – w stosunku do rocznego wskaźnika odpływu suchej pogody z GOS-ŁAM; b – jw. przy przyjęciu za miarodajne wskaźników uzyskiwanych dla ścieków oczyszczonych (patrz tab.3); c – jw., lecz przy przyjęciu za miarodajne wskaźników dopuszczalnych normatywnych (patrz tab.3); d – szacunkowo

Źródło: Opracowanie własne.

Tabela 3. Wskaźniki zanieczyszczeń przyjęte do obliczeń ładunków

Wskaźnik	Jedn.	Sucha pogoda ¹	PB ²	GOS-ŁAM odpływ	Uwagi do kol.5
Zawiesina ogólna	g/m ³	200	400	28	b
ChZT	gO ₂ /m ³	450	150	43	b
BZT ₅	gO ₂ /m ³	200	40	7.5	b
Azot amonowy	GNH ₄ ⁺ /m ³	30	5	10 ^a	d,c
Fosfor ogólny	gP/m ³	7	1.5	1	c

¹ wskaźniki przeciętne dla miejskich ścieków surowych wg analiz GOS-ŁAM; ² przeciętne w zrzutach z przelewów burzowych wg pomiarów ZWiK i symulacji własnych; ^a dla azotu ogólnego; b-d – uwagi jak dla tabela 2.

Źródło: opracowanie własne.

4. Uwarunkowania prawne dla pogody mokrej

W Polsce od 1 stycznia 2003 r. obowiązuje nowe rozporządzenie zmieniające podobny akt prawny z roku 1991 [4]. Do omawianego w referacie problemu odnosi się m.in. §21.1, ograniczający roczną częstotliwość działania przelewów burzowych do 10 w skali roku (dla poszczególnych przelewów), przy czym częstotliwość ta winna być ustalona jako średnia roczna z obserwacji opadów z okresu 10 lat (prawdopodobnie chodzi tu modelowanie działania systemu na tej podstawie) lub w wyniku obserwacji działania istniejących przelewów (nie podano jednak, czy dotyczy to takiego samego okresu dziesięciu lat). Zrezygnowano z dawnego ograniczenia 5 zrzutów do odbiorników małych.

Istotnym punktem odniesienia jest też §5.1 wraz załącznikiem nr 2, mówiące o dopuszczalnych odstępstwach od warunków, jakie musi spełnić oczyszczalnia ścieków w stosunku do wskaźników dla ścieków oczyszczonych. Odstępstwa mogą dotyczyć określonej w załączniku liczby pobranych w ciągu roku średniodobowych zlewanych proporcjonalnie do przepływu próbek ścieków oczyszczonych, które mogą nie spełniać wymaganych warunków. Jest ona zależna od liczby próbek pobranych ale średnio wynosi około 8%. Oznacza to, iż np. w przypadku dopływu ścieków opadowych odstępstwa te są dopuszczalne oraz, że nie dotyczą prób chwilowych. Jednocześnie ten sam przepis mówi o tym, że w próbkach z przekroczeniami wskaźników nie mogą występować odchylenia większe, niż 100% wartości dopuszczalnych dla BZT₅ i ChZT oraz 150% dla zawiesiny ogólnej. W stosunku do związków azotu i fosforu operuje się natomiast pojęciem wartości średnich rocznych.

Dodatkowym aspektem interpretacyjnym pozostaje ocena, jak zakwalifikować ewentualny zrzut ścieków nieoczyszczonych przed oczyszczalnią (lub na jej terenie) bezpośrednio do odbiornika w okresach pogody mokrej. Wydaje się, że taki punkt winien być traktowany jak dodatkowy przelew burzowy, a więc podlegać przepisom z tym związanym (w szczególności dotyczy to częstotliwości zrzutów w skali roku). Zrzuty te musiałyby być więc ograniczane, z konsekwencją dla projektowania oraz działania oczyszczalni i ewentualnego zbiornika retencyjnego. W tym przypadku należy dążyć do praktykowanej w wielu krajach zasady przynajmniej mechanicznego oczyszczania ścieków pogody mokrej w mechanicznej części oczyszczalni (do osadników wstępnych włącznie).

5. Charakterystyka pracy oczyszczalni w czasie pogody mokrej

Każda oczyszczalnia przyjmująca ścieki z systemu kanalizacji ogólnospławnej powinna być projektowana z zapasem, w celu możliwości oczyszczania części dopływających okresowo (chwilowo) ścieków w czasie pogody mokrej. Wiadomym jest, że oprócz zmiany ilości ścieków kierowanych na oczyszczalnię zmienia się również ich skład. Następuje między innymi rozcieńczenie ścieków, chwilowa zmiana stężenia zawiesiny ogólnej, ChZT, substancji ropopochodnych, a także wzrost zawartości tlenu.

W celu ochrony środowiska należy utrzymywać stały poziom oczyszczania bez względu na istotne zmiany jakości i ilości ścieków zachodzące podczas pogody mokrej. Jednakże, zmienione warunki obciążenia, spowodowane przyływem rozcieńczonych ścieków ogólnospławnych wpływają różnie na proces oczyszczania, i efekcie na jakość odpływu z oczyszczalni.

Łódzka oczyszczalnia ścieków jest tylko przykładem służącym do badań nad problemem biologicznego procesu oczyszczania podczas pogody mokrej. Istotne zakłócenia procesu w czasie dopływu ścieków ogólnospławnych mogą faktycznie wystąpić, co potwierdzają wstępne badania, przeprowadzone w okresach pogody mokrej na Grupowej Oczyszczalni Ścieków Łódzkiej Aglomeracji Miejskiej (GOS-ŁAM). Problem ten dotyczy, rzecz jasna, wszystkich oczyszczalni biologicznych dla systemu ogólnospławnego, bez względu na ich przepustowość nominalną.

GOS-ŁAM jest największą działającą w Polsce oczyszczalnią z osadem czynnym. Obecnie przepustowość części biologicznej wynosi 172.000 m³/d, a w najbliższych latach przewidywana jest dalsza rozbudowa zgodnie z projektem [3]. Na dzień dzisiejszy obiekt ten posiada niewielki zapas jeśli chodzi o przepustowość części biologicznej. Dlatego konieczne jest szybkie zakończenie prac związanych z budową i uruchomieniem kolejnego ciągu technologicznego w celu przejęcia większej ilości ścieków ogólnospławnych do procesu oczyszczania. Mimo zwiększenia tej przepustowości i tak być może nie wszystkie ścieki dopływające podczas pogody mokrej będą w pełni oczyszczane [2]. Część z nich po oczyszczeniu mechanicznym kierowana będzie poprzez kanał ominięcia do odbiornika. Aby zminimalizować skutki takiego postępowania konieczne jest przechwycenie części dopływających

ścieków przez zbiornik retencyjny oraz przeprowadzenie modernizacji istniejącej już sieci kanalizacyjnej. Należy tu podkreślić, że wybudowanie zbiorników retencyjnych nie usunie wszystkich istotnych zmian procesu technologicznego, ponieważ oczyszczalnia będzie musiała nadal przyjmować ścieki rozcieńczone. Przy tym wydłuży się znacznie czas ich dopływu, ponieważ opróżnianie zbiorników może trwać nawet 1 dobę.

Poniżej zestawiono wymiary, czas przetrzymania i obciążenia poszczególnych urządzeń ciągu technologicznego GOŚ-ŁAM.

Tabela 4. Wymiary i czasy przetrzymania ścieków podczas suchej pogody bez recykulacji zewnętrznej (wg danych GOŚ-ŁAM)

Rodzaj urządzenia	Łączna powierzchnia czynna [m ²]	Łączna objętość czynna [m ³]	Czas przetrzymania [h]	Średni godzinowy przepływ [m ³ /h]	Obciążenie hydrauliczne [m ³ /m ² × h]
Osadniki wstępne (OWS) 6szt.	5773	20208	2,42	8333,00	1,44
Komory osadu czynnego (KOC) 4 szt.	-	77100	9,25	8333,00	-
Osadniki wtórne (OWT) 4 szt.	8832	37108	4,45	8333,00	0,94

Źródło: [3].

Podczas pogody suchej łączny czas przetrzymania ścieków dochodzi do 15 godzin, a obciążenie hydrauliczne poszczególnych urządzeń jest zgodne z wielkościami projektowymi. Otrzymane wartości obciążeń pozwalają na pewne dociążenie oczyszczalni podczas pogody mokrej bez większych zakłóceń w pracy obiektu. Obecnie dociążenie to wynosi w GOS-ŁAM tylko ok. 20%, a to głównie z uwagi na ograniczenie obciążenia osadników wtórnych. Dla kierowania ścieków kanałem ominięcia po kratkach i piaskownikach decydująca jest przepustowość osadników wstępnych. W trakcie rozruchu oczyszczalni stwierdzono, że minimalny czas przetrzymania może dla tych obiektów wynosić 0.8 godz., co związane było z początkiem obserwowanego pogarszania się sprawności i wynoszeniem osadu. Odpowiadające temu natężenie przepływu wynosi $25.000 \text{ m}^3/\text{h} = 6.94 \text{ m}^3/\text{s}$.

Równoważna liczba mieszkańców (RLM) wynosiła dla Łodzi w 2002 roku około 848.000. Wartość tę obliczono na podstawie maksymalnego średniego tygodniowego ładunku zanieczyszczenia wyrażonego wskaźnikiem BZT₅ dopływającego do oczyszczalni w ciągu roku z wyłączeniem okresów pogody mokrej [1,4]. Otrzymana RLM nakazuje kontrolę GOŚ przez pobór 24 próbek w ciągu roku przez instytucje do tego uprawnione [4].

Obecnie laboratorium własne oczyszczalni pobiera 12 prób w ciągu doby i bada średnią dobową próbę ścieków ważoną przepływem. Każde zjawisko deszczowe charakteryzuje się innym natężeniem oraz czasem trwania. Zwiększony wzrost ładunku zanieczyszczeń ścieków ogólnospławnych do oczyszczalni w czasie trwania deszczu może nastąpić w różnych porach i nie pokryć się z godzinami poboru prób. Z tego względu możliwe staje się pominięcie w analizach, maksymalnych dopływających stężeń zanieczyszczeń. Otrzymane w takim przypadku wskaźniki średniej dobowej próby ważonej przepływem podczas pogody mokrej mogą się więc nie różnić znacznie od wskaźników pogody suchej. Biorąc pod uwagę niebezpieczeństwa jakie niesie ze sobą np.: tzw. pierwsza fala zanieczyszczeń dla pracy oczyszczalni [5] autorzy proponują zwiększenie częstotliwości poboru prób w trakcie trwania zjawiska.

Podsumowanie

Ochrona czystości odbiornika w okresach pogody mokrej powinna uwzględniać prawidłowo skonstruowany bilans ilości ścieków i ładunków zanieczyszczeń. Działania inżynierskie powinny się skupiać zarówno na ograniczaniu spływu ścieków i ładunków do systemu kanalizacyjnego, jak też na poprawnym projektowaniu i eksploatacji oczyszczalni ścieków.

Zasadniczą sprawą staje się przyjęcie założenia co do przepustowości oczyszczalni na okres pogody suchej i mokrej. Dodatkowy zapas przepustowości, o ile istnieje, może służyć do przyjmowania określonej porcji spływów opadowych w mieszaninie ze ściekami komunalnymi. Sytuacja taka często występuje także w niedociążonych oczyszczalniach istniejących. O ile oczyszczalnia nie ma zapasu przepustowości, konieczne jest zastosowanie przed nią zbiornika retencyjnego lub równoważnego systemu retencji zlewniowej i sieciowej. W każdym jednak przypadku konieczne jest ustalenie stopnia możliwego dociążenia obiektów oczyszczalni w okresach pogody mokrej. Determinuje to bowiem niezbędną pojemność retencyjną całego systemu kanalizacyjnego łącznie z oczyszczalnią ścieków. Uzasadnia to zatem podjęcie wnikliwych badań mających na celu wyjaśnienie tej kwestii.

Zadania badawcze do pilnego wdrożenia w najbliższej przyszłości

W świetle omówionych zagadnień celowa wydaje się intensyfikacja badań w następujących tematach:

- bilansowanie spływu ładunków zanieczyszczeń z uwzględnieniem aspektów ich transportu siecią kanalizacyjną,
- wpływ ścieków opadowych na funkcjonowanie oczyszczalni biologicznych,
- intensyfikacja retencji na zlewni i w systemie kanalizacyjnym,
- wpływ okresowego odprowadzania zwiększonych ilości ścieków i ładunków zanieczyszczeń pogody mokrej do odbiorników naturalnych na stan ich czystości i biocenozę.

Literatura

- [1] Bever J., Stein A., Teichmann H., *Zaawansowane metody oczyszczania ścieków*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO Bydgoszcz 1997.
- [2] Durchschlag A., Hartel L., Hartwig P., Kaselow M., Kollatsch D., Otterpohl R., Schwentner G., *Total emissions from combined sewer overflow and wastewater treatment plants*, „European Water pollution Control” 1991 vol. 1 nr 6, s. 13-23.
- [3] *Grupowa oczyszczalnia ścieków łódzkiej aglomeracji miejskiej*, <http://www.gos.lodz.pl>.
- [4] Rozporządzenie Ministra Środowiska z 29 listopada 2002 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzeniu ścieków do wód lub ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego.
- [5] Zawilski M., *Prognozowanie wielkości odpływu i ładunków zanieczyszczeń ścieków opadowych odprowadzanych z terenów zurbanizowanych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej 1997 nr 792, Łódź 1997.
- [6] Zawilski M., Brzezińska A., *Bilans ścieków i ładunków zanieczyszczeń doptywających do oczyszczalni ścieków z uwzględnieniem mokrej pogody*, „Ochrona Środowiska” 2003 nr 1.
- [7] Zawilski M., Brzezińska A., *Analiza wpływu przeciążenia biologicznej oczyszczalni ścieków w okresach pogody mokrej na jej sprawność na przykładzie Grupowej Oczyszczalni Ścieków Łódzkiej Aglomeracji Miejskiej*, „Ochrona Środowiska” 2003 nr 2.
- [8] Zawilski M., *Modernizacja istniejących systemów ogólnospławnych na przykładzie Łodzi*, Materiały na V Zjazd Kanalizatorów Polskich „POLKAN 2003” (w przygotowaniu).
- [9] Zawilski M., Brzezińska A., *Characteristics of rainfalls necessary for design and upgrading of urban drainage systems*, Konferencja międzynarodowa NOVATECH'2004, Lyon (w przygotowaniu).

BALANCING WET WEATHER POLLUTIONS FOR URBANIZED CATCHMENT OF A RECEIVER

Summary

In this paper, methodology of balancing the pollution drained away from an urbanized catchment during wet weather periods has been presented. Sources of pollution as well as temporal and spatial distribution of pollution with a special consideration of combined drainage system are characterised. On the example of the Lodz drainage system, problems connected with its maintaining, legal constraints and possible technical solutions, which could improve the current situation, were discussed. The analysis of a combined drainage system in aspect of the function partition between the wastewater treatment plant and the sewerage network has been performed.

For this purpose, several computer simulations were carried out, that on the basis of historical data-set of rainfalls made it possible to characterise functioning of combined storm overflows (CSOs) for one of existing catchments in Lodz. On this ground, the evaluation of pollutant load directed from CSOs into receivers has been made. Also, a discussion of the problem of functioning of wastewater treatment plant during wet weather has been carried out. This analysis has been made on the example of the Lodz Group Wastewater Treatment plant.

PARAMETRY PROJEKTOWE I EFEKTYWNOŚĆ NATURALNYCH METOD OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW DESZCZOWYCH NA TERENACH O NISKIEJ GĘSTOŚCI ZABUDOWY

Streszczenie

Omówiono źródła zanieczyszczeń występujących w ściekach deszczowych pochodzących z jezdni, wartości współczynników spływu, naturalne metody oczyszczania tych ścieków, wraz z parametrami projektowymi.

Wstęp

W miarę budowania nowych oczyszczalni ścieków komunalnych, coraz poważniejszy jest udział zanieczyszczeń obszarowych, w tym w pierwszej kolejności spływów ścieków deszczowych i w dalszej zanieczyszczenia atmosfery, w kształtowaniu jakości wód powierzchniowych. Dlatego w najbliższej przyszłości można się spodziewać inwestowania w przedsięwzięcia mające na celu zmniejszenie zanieczyszczeń obszarowych, w tym powstrzymania erozji gleby i opóźnienia odpływu ścieków deszczowych, a przez to częściowego powrotu do stosunków wodno-gruntowych przed okresem urbanizacji [1, 5, 6, 15, 19]. Stosując otwartą zewnątrznie zabudowę, budując węższe ulice i kierując wody deszczowe na przepuszczalne tereny można zmniejszyć odpływ w czasie deszczu o 4-60% [22]. Zmniejszenie odpływu chroni grunty przed erozją [2], [8]. Jednakże nie tylko sposób zabudowy ale również sposób uprawy roli i stosowania pestycydów pozwala na zmniejszenie zrzuconych ładunków zanieczyszczeń z powierzchni zlewni, zwłaszcza rolniczych [17]. Ponad sto różnych sposobów usprawnienia gospodarki ściekami deszczowymi [16] można znaleźć pod adresem internetowym www.txnpsbook.org. Obecnie w Polsce na terenach niezabudowanych ścieki deszczowe mogą być odprowadzane bez oczyszczania bezpośrednio do cieków powierzchniowych, ale względy ochrony przeciwpowodziowej już obecnie decydują o stosowaniu basenów infiltracyjnych i mokradła dla oczyszczania i usuwania ścieków deszczowych z powierzchni dróg i autostrad. Zmienia się również podejście do oceny wpływu zanieczyszczeń obszarowych na wody odbiorników ścieków i oprócz klasyfikowania tych odbiorników wyłącznie w oparciu o wskaźniki fizykochemiczne i bakteriologiczne coraz to większą uwagę poświęca się innym wskaźnikom biologicznym, jak różnorodność flory i fauny. Ważne są bowiem nie tylko stężenia toksycznych związków chemicznych, ale również ich dostępność dla organizmów żywych i dlatego pod auspicjami kongresu Agencja Ochrony Środowiska USA przyjęła do stosowania w ramach programu oceny osadów ARCS (*Assessment and Remediation of Contaminated Sediments*) 40 testów biologicznych badania toksyczności osadów [3]. Wskaźniki ekologiczne są uważane coraz częściej za bardziej miarodajne do oceny wpływu na odbiornik zanieczyszczeń obszarowych niż parametry fizyczne i chemiczne wody [21].

Oczyszczanie ścieków deszczowych na terenach niezurbanizowanych opiera się wyłącznie na naturalnych procesach zachodzących w czasie przepływu tych ścieków przez sztuczne zbiorniki wodne, mokradła, pasy zieleni, infiltracji do i filtracji przez grunt (w przypadku infiltracji stosowane są również geowłókniny dla ochrony wodoprzepuszczalności warstwy infiltracyjnej). Omówiono tutaj zastosowanie mokradła i infiltracji do oczyszczania ścieków deszczowych. Metody te są tanie i wysokoefektywne w odniesieniu do usuwania ChZT, BZT₅, zawiesiny, lecz okazują się bardziej zawodne w odniesieniu do usuwania biogenów. Niestety, brak możliwości precyzyjnego sterowania parametrami procesów, jak stężenie tlenu, stężenie całkowitego węgla organicznego oraz brak dokładnego rozpoznania skomplikowanych zjawisk zachodzących w mokradłach powoduje, iż zasady ich projektowania opierają się raczej na uogólnieniu dotychczasowych doświadczeń, niż na opracowanej teorii, co stwarza zawsze ryzyko uzyskania mniejszych od założonych sprawności oczyszczania. Niemniej w odniesieniu do ścieków deszczowych na terenach słabo zabudowanych procesy naturalne oczyszczania powinny być intensyfikowane i pod względem ekonomicznym oraz energetycznym nie ma dla nich obecnie alternatywy. Przewidywane zmiany systemów odprowadzania ścieków deszczowych [9] w 21 wieku dotyczą oczyszczania ich na miejscu zgodnie z zasadą rozwiązywania problemów środowiskowych w miejscu gdzie się one tworzą. Najlepsze efekty ekonomiczne uzyskać można umiejętnie łącząc kanalizację tradycyjną z systemami usuwania ścieków w miejscu gdzie są one wytwarzane [19].

I. Ścieki deszczowe

Jakość ścieków deszczowych jest uzależniona od warunków lokalnych, w tym od tego czy prowadzone są prace remontowe jezdni i pobocza, w czasie których szczególnie powinno się zwrócić uwagę na zapobieganie erozji gruntu i podczyszczanie spływów powierzchniowych. Dla ogólnego scharakteryzowania ścieków deszczowych pochodzących z terenów o różnym stopniu zagospodarowania przedstawiono w tabeli 1 przeciętne wartości stężeń zanieczyszczeń i współczynnika spływu według danych z USA.

Tabela 1. Przeciętne wartości współczynnika spływu oraz stężeń wybranych zanieczyszczeń w zależności od zagospodarowania terenu według danych z USA

Zagospodarowanie terenu	Współczynnik spływu	Zawiesina [mg/l]	Ropopochodne [mg/l]	Całkowity fosfor [mg/L]	Miedź [mg/l]
Tereny przemysłowe	0.60	120	20	0.20	0.05
Tereny handlowo-usługowe	0.80	80	20	0.20	0.05
Małej gęstości zabudowa mieszkalna	0.20	100	5	0.60	0.03
Wysokiej gęstości zabudowa mieszkalna	0.40	90	10	0.40	0.04
Tereny opuszczone	0.10	60	0	0.20	0.01
Parki miejskie	0.10	50	0	0.60	0.01
Autostrady i główne drogi wraz z terenem przynależnym	0.60	80	15	0.20	0.05
Tereny rolnicze	0.10	150	0	0.80	0.01
Tereny lesiste, mokradła	0.05	50	0	0.20	0.01
Drogi kolejowe	0.20	80	15	0.20	0.05

Źródło: [4].

2. Mokradła

Do oczyszczania ścieków pochodzących z jezdni, parkingów i terenów zielonych nadają się mokradła (EPA 832-R-93-008 1993) [23]. Choć trudniejsze w konstruowaniu, to jednak przy tych samych efektach technologicznych przyjmujące większe obciążenia hydrauliczne i nie grożące wydzielaniem nieprzyjemnych zapachów, są mokradła podpowierzchniowe. Zazwyczaj buduje się je w utworach piaszczystych o dużej wodoprzepuszczalności, chociaż znane są również rozwiązania, w których do budowy wykorzystano grunty zwięzłe, a przepływ przez mokradła, przy stosunkowo niskim obciążeniu hydraulicznym, odbywa się szczelinami utworzonymi przez system korzenny roślinności porastającej mokradło. Do 1990 roku około 500 mokradeł podpowierzchniowych, jako oczyszczalni, zostało wybudowanych w Niemczech, Danii, Austrii i Szwajcarii w gruntach zwięzłych, przyjmując około 2.2 m² powierzchni w przeliczeniu na równoważnego mieszkańca [23]. Natomiast w Wielkiej Brytanii preferowano w tym czasie mokradła z wypełnieniami piaszczystymi, w dodatku o spadku dna od 0.5 do 1.0%, w kierunku przepływu ścieków. W USA do roku 1991 wybudowano co najmniej 80 podpowierzchniowych mokradeł, ale podstawowe parametry pracy tych oczyszczalni, omówione dla wybranych przypadków w raporcie [23], różniły się znacznie i tak, obciążenie związkami organicznymi wahało się od 4 do 180 kg/ha/dobę, pozorna prędkość przepływu od 3 do 14 cm/dobę, a czas przetrzymania od jednej do sześciu dób. Rozrzut pomiędzy skrajnymi wartościami tych parametrów wskazuje na brak jasnych wytycznych w zakresie projektowania mokradeł, jako oczyszczalni ścieków.

W zakresie usuwania BZT₅ nie należy się spodziewać lepszych efektów niż 2 do 7 mg O₂/l w odpływie, z uwagi na rozkład zgromadzonej w mokradle materii organicznej, a więc to raczej stężenie w odpływie, a nie procent usuwania, jest parametrem projektowym w zakresie BZT₅. Analiza wyników pracy kilkunastu mokradeł podpowierzchniowych [23] wskazuje na to, że zakres usuwania BZT₅ może być w przybliżeniu obliczony według równania opisującego kinetykę reaktora łokowego do 1.5-2 doby, a później wartość BZT₅ jest w przybliżeniu stała i niezależnie od czasu przetrzymania oraz ilorazu długości do szerokości mokradła.

Mokradła powierzchniowe wykazują również wysoką efektywność usuwania zawiesiny, już po kilku metrach przepływu. W rezultacie efekt usuwania zawiesiny nie jest zależny od czasu przetrzymania i ilorazu długości do szerokości mokradła [23]. Wraz z zawiesiną efektywnie usuwane są metale ciężkie, gdyż w ściekach deszczowych ołów występuje od jednego do dziesięciu procent, miedź od 20 do 40%, a cynk od 30 do 50% w postaci rozpuszczonej [13].

Usuwanie biogenów w mokradłach jest niestety bardziej zawodne niż zawiesiny i BZT₅. W przypadku ścieków komunalnych azot dopływa głównie w postaci azotu amonowego i organicznego. Dekompozycja i mineralizacja związków organicznych w mokradłach prowadzi w pierwszej kolejności do przemiany dużej części azotu organicznego w azot amonowy, a dopiero w następnym etapie może zachodzić nityfikacja i denityfikacja. W przypadku braku dopływu tlenu przez system korzenny roślinności nie powstają warunki do przebiegu nityfikacji i stężenia azotu amonowego na odpływie z mokradeł mogą, nawet znacznie [23], przekroczyć stężenia na dopływie. Najmniejsze stężenia azotu amonowego uzyskuje się w odpływie z płytkich mokradeł powierzchniowych, pozbawionych glonów i penetrowanych w 100% głębokości przez korzenie roślin. Badania statystyczne [23] wskazują również na stosunkowo

niski stopień usuwania fosforu ogólnego na mokradłach, przy stężeniach w odpływie zazwyczaj około 2-3 mg P/l, w słabej korelacji ze stężeniem w dopływie i czasem przetrzymania. Wyjątkowo niskie stężenia fosforu można natomiast uzyskać w przypadku dużej zawartości żelaza w złożu mokradła podpowierzchniowego, przynajmniej w pierwszym okresie jego eksploatacji.

Parametry projektowe mokradeł

Tradycyjnie w USA głębokość mokradeł podpowierzchniowych wynosi około 0.6m, co przy dużych długościach mokradła znacznie zmniejsza możliwość stosowania dużych spadków hydraulicznych. Dlatego ostatnio zaleca się stosowanie stosunkowo krótkich mokradeł o ilorazie szerokości do długości w granicach od 0.4:1 do 3:1 i obciążeniu związkami organicznymi przekroju pionowego w płaszczyźnie prostopadłej do przepływu poniżej 0.5 kg BZT₅/m²/dobę. Jeżeli usuwanie fosforu nie jest jednym z podstawowych zadań mokradła, to złoża budowane są raczej z materiału gruboziarnistego, a współczynnik wodoprzepuszczalności można wstępnie przyjąć w oparciu o wartości podane w tabeli 2.

Tabela 2. Średnica efektywna i współczynnik wodoprzepuszczalności materiałów stosowanych do budowy podpowierzchniowych mokradeł

rodzaj złoża	średnica efektywna d ₁₀ [mm]	porowatość objętościowa [%]	współczynnik wodoprzepuszczalności k [m/dobę]
gruboziarnisty piasek	2	32	1000
żwir z piaskiem	8	35	5000
drobny żwir	16	38	7500
średni żwir	32	40	10000
kamienie gruboziarniste	128	45	100000

Źródło: [23].

Ze względu na możliwość zamulania złoża podpowierzchniowego mokradła w obliczeniach przyjmuje się wykorzystanie nie więcej niż 70% maksymalnego dopuszczalnego spadku hydraulicznego dla wymuszenia przepływu. Rozprowadzanie ścieków odbywać się może rurami perforowanymi, skrzyniami infiltracyjnymi i innymi sposobami. US EPA [23] zaleca rozprowadzanie powierzchniowe przez złoża z kamieni o wymiarach 8-15 cm, poprzedzające właściwe mokradło podpowierzchniowe. Niemniej w naszym klimacie ten sposób rozprowadzenia nie byłby skuteczny zimą. Odprowadzenie oczyszczonych ścieków dostosowuje się do lokalnych warunków terenowych.

Jedną z podstawowych decyzji które należy podjąć na etapie projektu jest rodzaj roślinności, której korzenie są prawdopodobnie jedynym ważnym źródłem tlenu, niezbędnego w procesie nityfikacji. Dla przeprowadzenia 1 mg azotu amonowego w azot azotanowy potrzeba około 5 mg tlenu. Dlatego korzenie roślinności powinny penetrować mokradło do dna i charakteryzować się dużą zdolnością dostarczania tlenu. W klimacie europejskim mokradła obsadza się najczęściej przez trzciny (Phragmites), dzięki szybkiemu wzrostowi i głębokiemu systemowi korzeniowemu, który osiąga głębokość 0.6m po trzech latach. Natomiast w USA w latach dziewięćdziesiątych oceniano, że około 40% mokradeł podpowierzchniowych jest osadzanych wyłącznie przez *Scripus*. W następnej kolejności stosuje się *Typhal*.

3. Infiltracja

Infiltracja jest dobrym sposobem zarówno na wydłużenie odpływu ścieków deszczowych, jak i na ich podczyszczenie. Jednakże liczne awarie basenów, pól, chodników i parkingów przepuszczalnych, studni chłonnych i trawiastych odprowadzeń wody przyczyniły się do powściągliwej oceny tego procesu uzdatniania w USA [12]. Do najczęściej występujących błędów projektowych można według tego autora zaliczyć:

- niewłaściwą ocenę szybkości infiltracji ścieków do gruntu,
- wadliwe rozpoznanie poziomu wód gruntowych,
- zagęszczenie gruntu przez ciężki sprzęt w czasie budowy urządzeń infiltracyjnych,
- kolmatację ośrodka porowatego przez osady pochodzące z erozji gruntu, lub przedostające się do powierzchni infiltracyjnej w wyniku braku właściwego podczyszczenia ścieków przed infiltracją,
- brak należytej konserwacji urządzeń.

Zalecane jest oszacowanie prędkości infiltracji w warunkach polowych, gdyż badania laboratoryjne często podają zawyżone wartości współczynnika wodoprzepuszczalności. Infiltracja może być połączona z przepływem przez tereny zielone, które usuwają skutecznie zawiesinę. Pozwala ona również utrzymać stosunkowo wysoką wodoprzepuszczalność gruntu bez specjalnych zabiegów, oprócz koszenia. Grunt nie powinien zawierać więcej niż 30% gliny w suchej masie. Infiltracja nie powinna trwać dłużej od 72 godzin po opadzie deszczu, a w przypadku terenów zielonych krócej niż 36 godzin z uwagi na ochronę traw. Zwierciadło wody gruntowej powinno się znajdować nie mniej niż metr poniżej terenu, a spadek terenu zielonego przez który infiltrują sploty deszczowe nie może przekraczać 20%. Szerokość pasów zieleni nie powinna być większa niż 2-2.5 metra, chyba że powierzchnia jest bardzo starannie splantowana, co zapobiega powstawaniu strumieni. Prędkość przepływu po powierzchni terenu nie powinna przekraczać 27 cm/s [12], a minimalny czas kontaktu z trawą nie powinien być krótszy niż 9 minut.

4. Modelowanie matematyczne

Wpływ ścieków deszczowych na odbiornik może być modelowany matematycznie zarówno w zakresie zmiennych w czasie natężeń przepływu jak i jakości wody. Program SWMM (*Storm Water Management Model*) pozwala na opisanie ilościowo i jakościowo, jednym modelem matematycznym, transportu masy w ciekach powierzchniowych oraz w deszczowych i ogólnospławnych sieciach kanalizacyjnych. Jego pierwsza wersja z roku 1971 [11], opracowana na zlecenie Agencji Ochrony Środowiska USA, jest na bieżąco aktualizowana i udostępniona w internecie. Program składa się z bloków, które współpracują ze sobą, ale mogą być również uruchamiane niezależnie, co pozwala na specjalizację prowadzonych obliczeń. Istotne dla użytkowników jest to, że jest to program *public domain* udostępniony w internecie, a korzystanie z niego nie wymaga opłat nawet jeżeli jest stosowany dla celów komercyjnych. Dlatego pomimo dużej konkurencji na rynku oprogramowania (na przykład *Mouse*, *StormCad*, *Mosquito*) program ten zastosowany został w zintegrowanym modelu zlewni i cieków [14], w którym dane o użytkowaniu gruntów pochodzą z ARC/INFO, modelowanie spływów powierzchniowych prowadzone jest programem SWMM, modelowanie jakości w ciekach programem LWMM, a program WASP4 służy do łączenia wyników obliczeń. Symulacje numeryczne ilości i jakości spływających w czasie rzeczywistym ścieków deszczowych, a także ich wpływu na odbiornik można też prowadzić programem AUAL2, dostępnym na stronie internetowej Agencji Ochrony Środowiska USA. Już na początku lat dziewięćdziesiątych [20] istniały podobne programy współpracujące z Geograficznym Systemem Informacji (GIS).

Literatura

- [1] Apfelbaum S.I., *The role of landscapes in stormwater management*, Seminar Publication-National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois 1993 165-169.
- [2] Balousek J.D., Roa-Espinosa A., Bubbenzer G.D., *Predicting erosion rates on construction sites using the universal soil loss equation in DaneCounty*, Wisconsin, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings 2000 luty 7-10, Chicago,IL,USA, 206-213.
- [3] Dennis-Flagler D., *Overview of contaminated sediment assessment methods*,Seminar Publication-National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois 1993 s.198-201.
- [4] Dreher D., Prive T., *Application of urban targeting and prioritization methodology to Butterfield Creek, Cook and Will Counties, Illinois*, Seminar Publication-National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois, 1993,119-134.
- [5] Dąbrowski W., *Zagrożenia środowiska kanalizacją*, maszynopis książki złożony w wydawnictwie Politechniki Krakowskiej, Kraków 2003.
- [6] Harbor J.,Muthukrishnan S.,Pandey S., Engel B., Jones D., Pandey S., Lim K.J., *Muthukrishnan S., A comparison of the long-term hydrological impacts of urban renewal versus urban sprawl*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000,luty 7-10, Chicago,IL,USA, 192-197.
- [7] Harbor J., Tatalovich S., Turco R., Reicher Z., Spacie A., Poole V., *Using constructed wetlands to reduce nonpoint source pollution in urban areas*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000,luty 7-10, Chicago,IL,USA, 303-313.
- [8] Hayes J., Mathieu M., Lindsey G., *Effectiveness in erosion and sediment control: new initiatives in Indianapolis*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000,luty 7-10, Chicago,IL,USA, 147-157, 296-302.
- [9] Heaney J.P., Pitt R., Field R., *Innovative urban wet-weather flow management systems*, National Risk Management Research Laboratory – Office of Research and Development, raport EPA/600/R-99/029, U.S. Environmental Protection Agency 1999.
- [10] Horner W.R., *Conservation design: managing stormwater through maximizing preventive nonstructural practices*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000,luty 7-10, Chicago,IL,USA, 147-157.
- [11] Kelly M., Wool T., *Linked watershed/water-body model*, Seminar Publication National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois, 1993, 202-212.
- [12] Livingston E.H., *Lessons learned about successfully using infiltration practices*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings 2000, luty 7-10, Chicago,IL,USA, 81-96.
- [13] Luker M., Montague K., *Control of pollution from highway drainage discharges*, Construction Industry Research and Information Association, 1994, report 142,123.
- [14] Martin K., Wool T., *Linked watershed/water-body model*, Seminar Publication-National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois, 1993, 202-212.
- [15] Phillips N.J., Lewis E.T., *Site planning from a watershed perspective*, Seminar Publication-National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois, 1993, 139-150.
- [16] Promise J., Kennedy K., Brashear R.W., *Texas nonpoint source book is now on-line!*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000,luty 7-10, Chicago,IL,USA, 186-191.
- [17] Spetzman J., *Lawn care and water quality: finding the balance*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000,luty 7-10, Chicago,IL,USA, 238-242.

- [18] Stecker E., Reininga K., *Integrated urban stormwater master planning*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000, luty 7-10, Chicago, IL, USA, 132-146.
- [19] Strecker E., Quigley M.M., Urbonas B.R., *Determining urban stormwater BMP effectiveness*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000, luty 7-10, Chicago, IL, USA, 175-185.
- [20] Terstriep M.L., Lee M.T., *AUTO-QI: An urban runoff quality/quantity model with a GIS interface*, Seminar Publication-National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois, 1993, 213-224.
- [21] Yoder C.O., *Incorporating ecological concepts and biological criteria in the assessment and management of urban nonpoint source pollution*, Seminar Publication-National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels, United States Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois, 1993, 183-197.
- [22] Zieliński J., Caracao D., Claytor R., *Comparative nutrient export and economic benefits of conventional and better site design techniques*, National Conference on Tools for Urban Water Resource Management and Protection Proceedings, 2000, luty 7-10, Chicago, IL, USA, 198-205.
- [23] United States Environmental Protection Agency, *Subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment – a technology assessment*, 1993, July, EPA 832-R-93-008.

DESIGN CRITERIA AND REMOVAL RATES FOR STORMWATER TREATMENT IN RURAL AREAS

Summary

Sources of pollution in stormwater runoff and impermeability factors were briefly summarized for rural areas together with design criteria and pollution removal efficiency.

GOSPODARKA WODAMI KOPALNIANYMI - SYSTEM ODPROWADZANIA WÓD DOŁOWYCH OLZA

Streszczenie

W referacie przedstawiono organizację gospodarki wodno-ściekowej wodami dołowymi na przykładzie eksploatacji wybranych kopalń Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (GZW). Program zbiorczego odprowadzania wód dołowych z regionu GZW kolektorem OLZA ma za zadanie wyeliminowanie przekroczeń norm zasolenia w górnej Odrze i jej dorzeczu. W opracowaniu zaprezentowane zostały aspekty ekologiczne funkcjonowania systemu retencyjno-dozującego OLZA.

Wstęp

Eksploatacja złóż węgla kamiennego, bez względu na stosowane technologie wydobywania, wpływa negatywnie na stan środowiska naturalnego. Wydobywaniu węgla z kopalń towarzyszy konieczność wypompowywania na powierzchnię dużych ilości zasolonych wód dołowych. Wody te w większości odprowadzane są bezpośrednio do lokalnych wód powierzchniowych. Odprowadzanie tych wód do rzek powoduje ponadnormatywne ich zasolenie, konsekwencją którego jest szkodliwe oddziaływanie na biocenozę rzek, zwiększona korozja maszyn i urządzeń zakładów przemysłowych wykorzystujących zasolone wody powierzchniowe do celów technologicznych, nasilenie korozji budowli wodnych, taboru pływającego, urządzeń hydrotechnicznych, sieci ciepłowniczych wodociągowo-kanalizacyjnych. Nadmierne zasolenie wód powierzchniowych odprowadzanymi do nich wodami kopalnianymi powoduje ponadto ograniczenie wykorzystania ich na potrzeby przemysłu, gospodarki komunalnej, rolnictwa czy leśnictwa.

Jakość wód kopalnianych ściśle zależy od poziomu eksploatacji złóż węglowych. Istotną prawidłowością przestrzennego rozmieszczenia tych wód jest wzrost ich mineralizacji, wraz z postępującą głębokością eksploatacji kopalń. Wody dołowe ze względu na stopień ich zasolenia klasyfikuje się na poniższe kategorie:

- grupa I – wody użytkowe o zasoleniu do 600 [mg Cl⁻ + SO₄²⁻/dm³],
- grupa II – wody przemysłowe o stężeniu 600 ÷ 1800 [mg Cl⁻ + SO₄²⁻/dm³],
- grupa III – wody miernie zasolone – 1800 ÷ 42000 [mg Cl⁻ + SO₄²⁻/dm³],
- grupa IV – solanki o stężeniu jonów powyżej 42000 [mg Cl⁻ + SO₄²⁻/dm³].

Gospodarka zasolonymi wodami dołowymi stanowi od wielu lat jedno z najistotniejszych zagadnień w zakresie ochrony środowiska w rejonie GZW.

I. Sposoby zagospodarowania wód dołowych

Polityka proekologiczna prowadzona przez liczne kopalnie zmierza do ograniczenia zrzutu wód kopalnianych do wód powierzchniowych. Ma to na celu dążenie do ciągłej poprawy zdegradowanego środowiska naturalnego rejonów górniczych. Wody dołowe mogą być wykorzystywane do celów gospodarczych w zależności od klasy ich zasolenia.

Wody kopalniane odpowiadające warunkom zawartym w rozporządzeniu Ministra Zdrowia z 19 listopada 2002 r. (Dz.U. Nr 203 poz.1718) określającego wymogi dla wody do picia i na potrzeby gospodarcze, są wykorzystywane przez kopalnie do zaspokojenia potrzeb bytowo-gospodarczych pracowników lub kierowane są do sieci komunalnej systemu zaopatrzenia w wodę do picia tego rejonu.

Wody o mineralizacji podwyższonej, w których stężenie jonów nie przekracza 600 mg/dm³ (II grupa), są przeznaczone do uzdatniania na wodę pitną, zasilania łaźni górniczych, zasilania kotłów parowych i wodnych oraz innego zastosowania wymagającego wody o niskiej mineralizacji. Wykorzystanie wód kopalnianych, których mineralizacja jest wyższa od wymagań stawianych wodzie pitnej, następuje po wcześniejszym jej rozcieńczeniu wodą pobraną z sieci komunalnej. W górnictwie wody te stosowane są do uzupełniania obiegów wodnych mechanicznej przeróbki węgla, zasilania sieci przeciwpożarowej i zraszania obszarów o dużym zapyleniu.

Wody o największym zasoleniu są deponowane wraz poflotacyjnymi odpadami oraz elektrownianymi pyłami dymnicowymi w nieczynnych wyrobiskach górniczych. Jednak w większości wody te odprowadzane są do wód powierzchniowych, powodując znaczną degradację środowiska naturalnego.

W kopalniach byłej RSW S.A. maksymalizację wykorzystania wód dołowych w latach 2001-2002 osiągnięto poprzez:

- zagospodarowanie wód na powierzchni na cele przemysłowe (Zakład Mechanicznej Przeróbki Węgla, polewanie placów i dróg, zraszanie stożków) – 11%,
- inne zagospodarowanie na powierzchni (Ciepłownia Rydułtowy, cele socjalne) – 9%,
- zagospodarowanie na dole kopalń do lokowania pyłów (KWK Marcel, KWK Chwałowice, KWK Jankowice) – 3%,
- inne zagospodarowanie na dole czyli zraszanie urobku, sieć ppoż. (KWK Anna, KWK Marcel, KWK Jankowice) – 6% [1]

2. System retencyjno dozujący OLZA

W południowo-zachodniej części GZW w celu ochrony wód powierzchniowych przed negatywnym wpływem wód kopalnianych, w latach sześćdziesiątych rozpoczęto budowę systemu ochrony wód górnego dorzecza Odry – system OLZA. Pierwotne rozwiązanie techniczne systemu obejmowało rurociągi przesyłowe wód kopalnianych oraz zbiornik retencyjno-dozujący. Odprowadzanie wód górniczych do rzek wymaga ciągłego ich monitorowania oraz precyzyjnej regulacji strumieni wód zasolonych kierowanych do odbiornika. Zachowanie odpowiedniej proporcji pomiędzy ilością wprowadzanych do rzeki ładunków a jej przepływem i początkowym zasoleniem gwarantuje utrzymanie żadanego stanu czystości. Taką właśnie funkcję miał i ma pełnić system OLZA. Kolektor OLZA, pomimo istotnej funkcji ekologicznej jaka ma spełniać, stanowi ciągle nieukończoną inwestycję. Jej realizacja została przerwana, na skutek protestów lokalnej ludności, w 1984 roku. Nie został wykonany ostatni etap inwestycji, obejmujący budowę 8 km rurociągu o $\varnothing 800$ stanowiącego wylot systemu do Odry. Wykonano jedynie fragment rurociągu, którego zadaniem było odprowadzenie w miejscowości Turza Śląska, zasolonych wód dołowych pochodzących z kopalń ówczesnego Rybnickiego Okręgu Węglowego do rzeki Leśnicy, będącej dopływem Olzy. Leśnica jest jednak zbyt małym odbiornikiem, w stosunku do ilości doprowadzanych do niej ładunków zanieczyszczeń. Aktualnie rzeka Leśnica nie odpowiada żadnej klasie czystości wód powierzchniowych. Jej osady dennie, a przede wszystkim zawarte w nich minerały ilaste są bardzo zanieczyszczone różnymi pierwiastkami w tym szkodliwymi [3]. W pierwszym etapie realizacji inwestycji omawianego systemu retencyjno-dozującego nie wykonano również końcowego zbiornika retencyjnego o pojemności 8 mln m³ w miejscowości Olza. Podejmowane w późniejszych latach próby wznowienia nieukończonej inwestycji kończyły się licznymi niepowodzeniami, głównie ze względu na konieczność zajęcia dużych obszarów rolnych na terenie planowanego zbiornika retencyjnego.

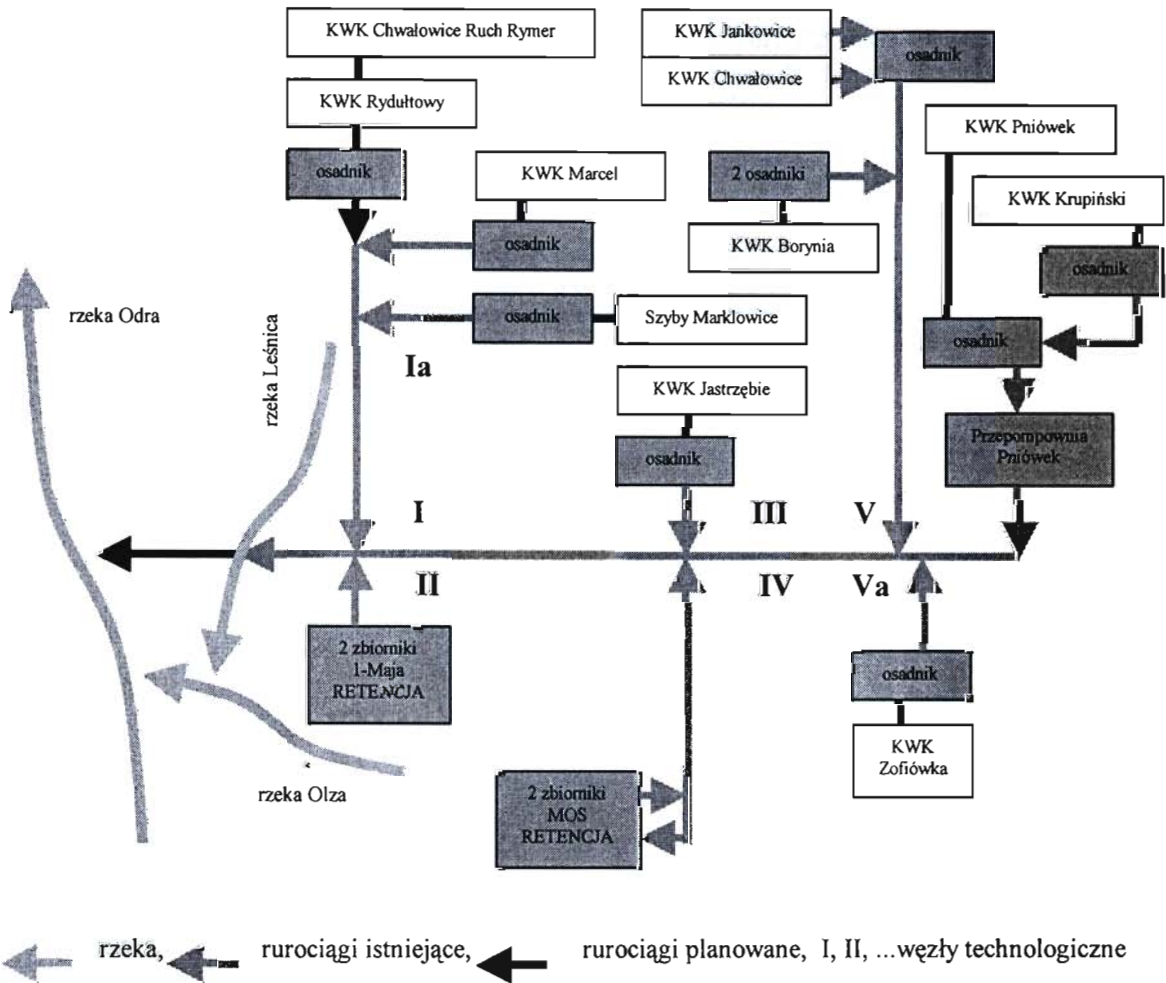
W 1997 roku Główny Instytut Górnictwa w Katowicach, w oparciu o koncepcję Przedsiębiorstwa Gospodarki Wodnej i Rekultywacji S.A. w Jastrzębiu Zdroju zastąpienia końcowego zbiornika retencyjnego kilkoma zbiornikami zlokalizowanymi na terenie kopalń, wykonał szczegółową analizę możliwości utrzymania II klasy czystości rzek w procesie odprowadzania wód zasolonych przez system OLZA [2].

27 maja 1999 roku Opracowany został przez Rybnicką Spółkę Węglową S.A., Jastrzębską Spółkę Węglową S.A. oraz dotychczasowego użytkownika kolektora OLZA (Przedsiębiorstwo Gospodarki Wodnej i Rekultywacji S.A. w Jastrzębiu Zdroju – PGWiR S.A.) *Program naprawczy skutkujący zminimalizowaniem szkodliwego oddziaływania na środowisko słonych wód kopalnianych odprowadzanych za pośrednictwem kolektora OLZ*. Zadania objęte tym programem znalazły odzwierciedlenie w decyzji wojewody śląskiego z dnia 14 czerwca 1999 r. zobowiązującej powyższe trzy firmy do wyeliminowania w terminie do 30 czerwca 2003r. szkodliwego oddziaływania na środowisko słonych wód kopalnianych, odprowadzanych do rzeki Leśnicy za pośrednictwem kolektora OLZA w oparciu o zasadę retencjonowania i dozowania wód według kryterium utrzymania II klasy czystości w rzece Odrze. Do najważniejszych zadań wynikających z programu naprawczego należą:

- przekazanie PGWiR S.A. w Jastrzębiu Zdroju pompowni i rurociągów dopływowych do kolektora OLZA w celu racjonalnego zarządzania systemem i wdrażania zasad dozowania i retencjonowania wód kopalnianych według kryterium utrzymania II klasy czystości wód w rzece Odrze,
- wymiana stalowych rurociągów kolektora, które utraciły wymaganą przepustowość w skutek odkładania się na ich ściankach siarczanu baru, na przewody z PE w celu zmniejszenia awaryjności systemu,
- wykonanie przedłużenia o długości 8,6 km kolektora od obecnego miejsca zrzutu wód do rzeki Leśnicy w Turzy Śląskiej do projektowanego miejsca odprowadzania wód dołowych do rzeki Odry w miejscowości Olza,
- dostosowanie wytypowanych osadników na terenie kopalń do pełnienia funkcji zbiorników retencyjnych,
- włączenie do systemu OLZA wód słonych kopalń: Chwałowice – Ruch Rymer oraz Rydułtowy [2].

Kolektor OLZA stanowi obecnie system ochrony wód powierzchniowych (rysunek1.) górnej zlewni Odry i Wisły przed zasoleniem wodami dołowymi z 8 kopalń południowo-zachodniej części Górnos Śląskiego Zagłębia Węglowego (KWK Krupiński, KWK Pniówek, KWK Zofiówka, KWK Borynia, KWK Chwałowice, KWK Jankowice, KWK Jas-Mos, KWK Marcel). System ten obejmuje ochroną wody następujących rzek: Olza, Szotkówka, Leśnica, Ruda, Nacyna, Pszczyńska oraz kilku cieków i potoków dopływających do tych rzek. Aktualny stan systemu OLZA stanowi układ rurociągów o średnicy od 300 do 800 mm o łącznej długości około 65 km, w tym po modernizacji łączna długość rurociągu z PE stanowi 12,62 km. Wody z kolektora OLZA doprowadzane są nadal do rzeki Leśnicy w miejscowości Turza Śląska.

Rysunek 1. Uproszczony schemat systemu OLZA



System odprowadzania wód dołowych składa się z następujących elementów:

- osadniki,
- pompownie powierzchniowe,
- kolektor $\varnothing 300 \div \varnothing 800$,
- zbiorniki retencyjne.

Każda kopalnia wypompowuje wody zasolone do osadników znajdujących się na powierzchni terenu. Podstawową funkcją tychże osadników jest redukcja zawiesiny do 30 mg/l, przed wprowadzeniem wód dołowych do systemu zbiorczego. Woda z osadników pompowana jest do głównego kolektora. Ilość wód odprowadzanych do systemu z poszczególnych kopalń jest ściśle kontrolowana, poprzez zainstalowanie na sieci wodomierze. Każda pompownia wyposażona jest w co najmniej trzy pompy, które umożliwiają pracę w szerokim zakresie wydajności pompowni. Główny ciąg systemu OLZA posiada wyprowadzenie do zbiorników retencyjnych. Ilość wprowadzanych do retencji wód jest opomiarowana i regulowana, w zależności od wielkości przepływu w Odrze oraz jej zdolności chłonnych na ładunek chlorków i siarczanów, gwarantujących utrzymanie II klasy czystości jej wód. Obecnie rolę zbiorników retencyjnych pełnią dwa zbiorniki na terenie likwidowanej kopalni Moszczenica. Ponadto prowadzone są prace nad adaptacją dwóch zbiorników mułowych likwidowanej kopalni „1 Maja”, na zbiorniki retencyjne. Łączna pojemność retencyjna systemu OLZA będzie wynosiła 850 000 m³ [4].

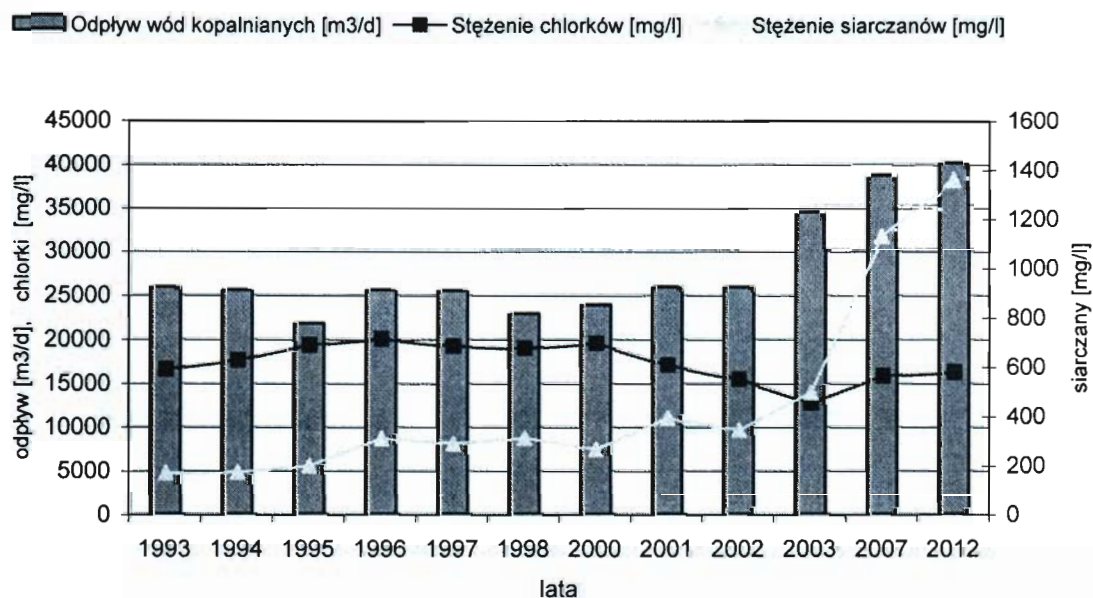
Eksploatację i kontrolę nad systemem obecnie sprawuje Przedsiębiorstwo Gospodarki Wodnej i Rekultywacji S.A. w Jastrzębiu Zdroju. Obsługa dyspozytorni przedsiębiorstwa w oparciu o dane monitoringowe (stały dostęp internetowy do danych monitoringu OBiKŚ w Katowicach i instytutu meteorologii w Republice Czeskiej) na bieżąco analizuje przepływ i zasolenie w Odrze powyżej zrzutu wód zasolonych oraz ustala dopuszczalne wartości zrzuconych ładunków zanieczyszczeń. Dyspozytorzy wykorzystują w zarządzaniu systemem OLZA program komputerowy, który pozwala optymalnie dobrać ilość wód odprowadzanych z kopalń w funkcji kryterium ich czystości, energochłonności systemu i dopuszczalnych ciśnień w kolektorze, a ponadto umożliwia racjonalnie gospodarować zbiornikami retencyjnymi. Stała łączność dyspozytora z obsługą poszczególnych pompowni umożliwia na precyzyjne określenie przepływów oraz szybką interwencję służb remontowych w przypadku wystąpienia awarii. PGWiR S.A. w Jastrzębiu posiada 4 brygady remontowe, w tym dwie do napraw sieci podziemnych i dwie do remontów mechanicznych i elektrycznych pompowni [4].

3. Ocena funkcjonowania systemu OLZA

W ostatnich dziesięciu latach funkcjonowania systemu retencyjno-dozującego OLZA ilość zasolonych wód kopalnianych odprowadzanych kolektorem do środowiska naturalnego utrzymywała się na stałym poziomie około 25 tyś. [m³/d]. Zawarte w tych wodach ładunki zanieczyszczeń (chlorki i siarczany) charakteryzują się niewielką zmiennością w czasie. Dopiero od początku roku 2002 odnotowano spadek dobowego ładunku zanieczyszczeń na poziomie 10%. Średniodobowy zrzut jonów jonów chlorkowych utrzymywał się na poziomie 400 t w ciągu doby podczas gdy ładunek siarczanów 9 [t/d]. Stan ten jest konsekwencją wyłączenia z eksploatacji poszczególnych kopalń okręgu GZW (likwidacja KWK 1-Maja).

W związku z realizacją zadania proekologicznego *Program naprawczy skutkujący zminimalizowaniem szkodliwego oddziaływania na środowisko słonych wód kopalnianych odprowadzanych za pośrednictwem kolektora OLZA* mającego na celu włączenie wód dołowych do systemu retencyjno-dozującego z kolejnych kopalń KWK Rydułtowy i likwidowanego Ruchu Rymer KWK Chwałowice, przewidywany jest od roku 2003 wzrost ilości wód (o 32% w stosunku do roku 2002) i ładunków (jony Cl⁻ o 9%, jony SO₄²⁻ o 88% – w odniesieniu do 2002 r.) odprowadzanych systemem do środowiska naturalnego (rysunek 2) [3].

Rysunek 2. Charakterystyka wód kopalnianych odprowadzanych systemem OLZA



System OLZA odprowadzający wody kopalniane do Odry ma odprowadzać do Odry, zgodnie z obowiązującym pozwoleniem wodno-prawnym, odpowiednią ilość wód kopalnianych o określonych parametrach jakości, pozwalających na zachowanie II klasy czystości wód w rzece poniżej zrztu oraz utrzymać wymagane ciśnienia eksploatacyjnego w sieci pomiędzy poszczególnymi węzłami systemu.

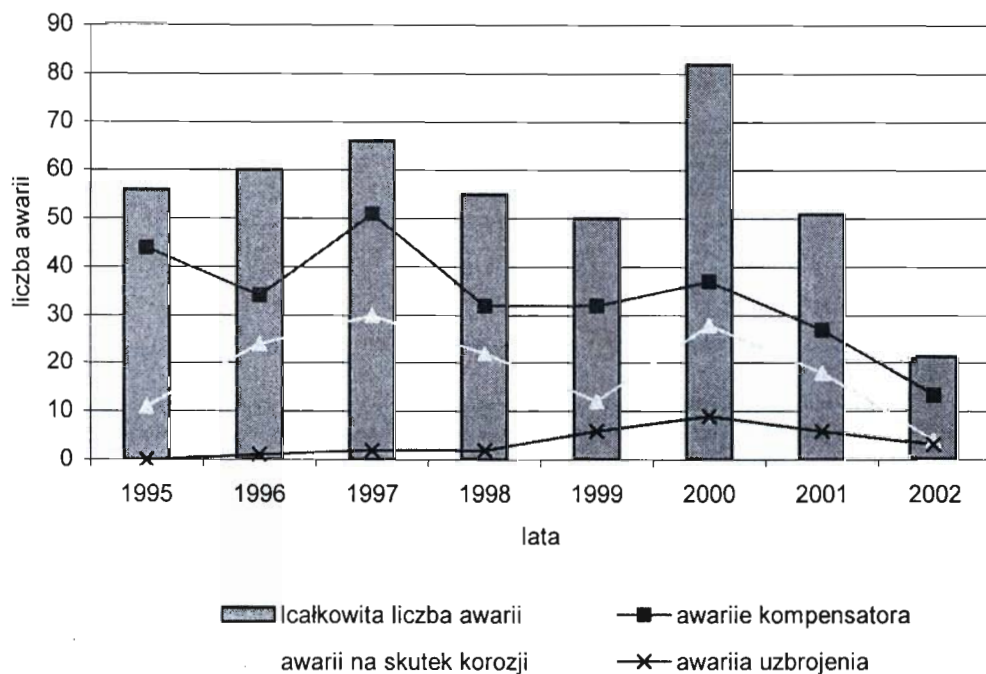
Od momentu wystąpienia awarii do chwili przystąpienia do jej usuwania woda dołowa zawierająca duże stężenia chlorków Cl⁻ i siarczanów SO₄²⁻ infiltruje do środowiska naturalnego. Gleba odznacza się zdolnością zatrzymywania i sorbowania wyżej wymienionych składników, w wyniku czego część ładunków zanieczyszczeń pozostaje w glebie a reszta wraz z wodami podziemnymi dostaje się do lokalnych cieków wodnych. Chlorki wprowadzone do gleby powodują zahamowanie procesów biochemicznych (proces samooczyszczania uzależniony jest od wielkości ładunku zasorbowanego – w skrajnych przypadkach trwa 3 lata), co jest szczególnie niekorzystne gdyż kolektor w znacznej części swojej lokalizacji przebiega przez tereny upraw rolniczych. Wielkość zdegradowanego obszaru zależy do czasu, jaki upływa od momentu wystąpienia uszkodzenia do czasu przystąpienia brygad remontowych do usuwania awarii, jak również od ukształtowania terenu. Podejmowane są działania modernizacyjne systemu mające na celu podniesienie wskaźnika niezawodności. Wdrażany jest także system szybkiej interwencji służb remontowych odpowiedzialnych za techniczną eksploatację obiektów.

Przeprowadzoną ocenę funkcjonowania systemu dokonano w oparciu o dane eksploatacyjne z lat 1995-2002 (do maja) zarchiwizowanych w „Dziennikach awarii” przez PGWiR S.A. w Jastrzębiu Zdroju [5]. Informacje dotyczące poszczególnych uszkodzeń obejmują między innymi datę wystąpienia i usunięcia awarii, ustalenie postaci (rodzaju) i przyczyn jej powstania oraz lokalizację. Analiza występujących uszkodzeń systemu w okresie eksploatacji pozwala między innymi na ocenę stopnia naruszenia stanu zdatowności jak i skutków oraz wpływu uszkodzenia danego elementu na pracę całego systemu odprowadzania wód kopalnianych.

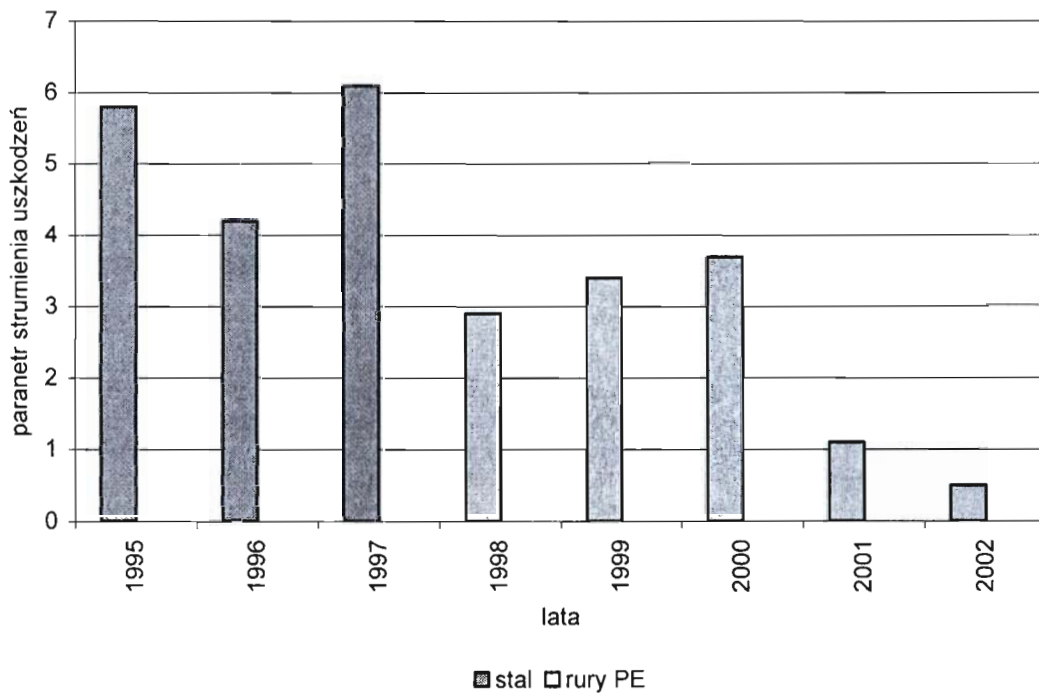
Najczęstsze przyczyny awarii występujące w systemie, odnotowane w ciągu całego okresu jego eksploatacji można zaliczyć do poniższych grup (rysunek 3):

- awarie nasuwiek kompensacyjnych,
- awarie związane z korozją stalowych rurociągów,
- awarie armatury zainstalowanej na kolektorze.

Rysunek 3. Udział grup awarii w niesprawności systemu Olza w latach 1995-2002



Rysunek 4. Parametr strumienia uszkodzeń dla segmentu pomiędzy węzłami V i I., [4]



Analizę niezawodnościową kolektora OLZA dla okresu obserwacji 1995-2002 (maj) dokonano dla reprezentatywnego segmentu systemu między węzłami VI i V. Wyboru tego segmentu dokonano, ze względu na fakt, iż w 1997 roku rozpoczęto tu pierwsze prace modernizacyjne polegające na przekładkach sieci stalowych na rurociągi z tworzyw PE, a ponadto w czerwcu 2001 roku całkowicie ukończono modernizację tego segmentu. Obecnie segment pomiędzy węzłami VI i V budują rurociągi z polietylenu o zewnętrznych średnicach: $\varnothing 400$ i długości $L = 176$ m,

Ø500 i L = 985 m oraz Ø560 i długości L = 12620 m. Analizę niezawodnościową pracy segmentu VI-V przeprowadzono dla dwóch zbiorów danych:

- lata eksploatacji 1995-1997, dla rurociągów stalowych,
- lata 1998-2002 (maj), dla rurociągów poddanych przekładkom na PE.

Przeprowadzone badania awaryjności pozwoliły na wyznaczenie średniego parametru strumienia uszkodzeń badanego segmentu VI-V przeprowadzono dla każdego rocznego przedziału czasu Δt , w badanym okresie obserwacji 1995-2002. Wyniki tej analizy przedstawiono na wykresie (rysunek 4), gdzie wyraźnie widać wpływ modernizacji na zmniejszenie parametru strumienia uszkodzeń.

Wnioski

1. Realizacja przedsięwzięcia przekształcenia kolektora OLZA w system ochrony hydrotechnicznej górnej Odry jest bardzo istotna w aspekcie wejścia Polski do Unii Europejskiej, w której ochrona środowiska naturalnego jest traktowana priorytetowo oraz stanowi bardzo ważne działania proekologiczne w regionie GZW.
2. Niezawodność systemu „OLZA” zależy przede wszystkim od materiału, z którego wykonana jest sieć. Przyczyną najczęstszych awarii systemu jest niesprawność nasadek kompensacyjnych.
3. Efekty wymian sieci stalowej na PE to:
 - zmniejszenia liczby awarii spowodowanych uszkodzeniem kompensatora (średnio o 83%-redukcja uszkodzeń segmentu VI-V),
 - redukcja liczby awarii spowodowana korozją stanowi zaledwie 9% w stosunku do całego systemu, podczas gdy dla segmentu VI-V (wykonanego w całości z PE) wynosi aż 56%, co spowodowane jest tym, iż przełożeniu poddano zaledwie 20% całkowitej długości kolektora,
 - parametr strumienia uszkodzeń dla przewodów PE wynosi 1,1 [1/a×km] jest średnio 5-krotnie mniejszy niż dla przewodów ze stali,
4. Przeprowadzona modernizacja spowodowała nie tylko wzrost niezawodności technicznego funkcjonowania systemu „Olza”, ale również zmniejszyła negatywne oddziaływanie na środowisko naturalne poprzez prawie 2,5-krotne zmniejszenie intensywności uszkodzeń kolektora.

Literatura

- [1] Guminska J., *Problematyka zasolonych wód dołowych w kopalniach Rybnickiej Spółki Węglowej*, VIII Sympozjum Ogólnokrajowe – Hydroforum Ekologia 2002, Ustron-Jaszowice 17-19 kwietnia 2002.
- [2] Pustelnik J., *Ochrona Górnej Odry i jej dopływów – modernizacja systemu dozowania wód zasolonych OLZA*, w: *Długofalowe Przedsięwzięcia proekologiczne w Rybnickim Okręgu Przemysłowym*, Rybnik 2002.
- [3] Pluta I., Tomza U., Zuber A., *Pollution of river sediments in the Upper Silesian Coal Basin (GZW) in relation to the origin and hydrochemistry of discharged mine waters*, Mat. 3rd Int. Symp. On Environmental Geochemistry, Kraków 1994.
- [4] Zimoch I., Andrejewicz M., Gumińska J., *Wstępna niezawodnościowa ocena technicznego funkcjonowania systemu OLZA*, w: *Długofalowe Przedsięwzięcia proekologiczne w Rybnickim Okręgu Przemysłowym*, Rybnik 2002.

MINE WATER ECONOMICS - THE SYSTEM OF MINE WATER DISPOSAL „OLZA”

Summary

In the paper the sewage disposal and water economics in some collieries of Rybnik industrial district were presented. To keep salinity standard in the upper Odra river and its drainage area the programme of cumulative mine water disposal „OLZA” was created. Ecological aspects of operation of the retention - dosage system „OLZA” were also performed.

WYBRANE ASPEKTY GOSPODAROWANIA ŚCIEKAMI POWSTAJĄCYMI W PRODUKCJI ROLNEJ NA TERENACH WIEJSKICH

Streszczenie

W wyniku produkcji rolniczej powstają znaczne ilości zróżnicowanych ścieków. Szczególnie duże ilości wytwarzane są w procesie hodowli zwierząt. Stanowią one cenny naturalny nawóz, są jednak równocześnie poważnym zagrożeniem dla środowiska naturalnego. W referacie przedstawiono charakterystykę ścieków z hodowli zwierząt i zagadnienia prawidłowego ich zagospodarowania w świetle obowiązujących przepisów.

Wstęp

Rolnictwo jest w opinii publicznej postrzegane jako system stosunkowo neutralny z punktu widzenia oddziaływania na środowisko. Jest to pogląd błędny, ponieważ w rzeczywistości jest to jedna z dziedzin działalności człowieka, które najbardziej przyczyniły się do degradacji środowiska naturalnego. Właśnie rolnictwo ulokowało się na terenach o najlepszych glebach z korzystnymi warunkami wodnymi, wypierając naturalną roślinność i rodzime gatunki zwierząt. Produkcja rolna wywiera też ogromny, negatywny wpływ na gospodarkę wodną, bo zarówno działalność prowadzona na skalę przemysłową jak i w obrębie indywidualnych małych gospodarstw, wiąże się z powstawaniem odpadów płynnych wymagających odpowiedniego zagospodarowania.

I. Ścieki powstające w wyniku produkcji rolnej

Produkcja rolna to przemysł wytwarzający żywność i podobnie jak wszystkie inne gałęzie generuje odpady stałe oraz płynne, czyli ścieki. Wymagają one przestrzegania określonych zasad ich wykorzystania, magazynowania i utylizacji ponieważ stanowią jedno z najpoważniejszych potencjalnych źródeł zanieczyszczeń środowiska wodnego i gruntowego.

Z uwagi na zróżnicowanie produkcji roślinnej i zwierzęcej istnieje wiele działań i procesów powodujących powstawanie ścieków. Do najczęściej spotykanych i najistotniejszych należą:

- ścieki z hodowli zwierząt – gnojowica i gnojówka oraz ścieki z utrzymania czystości obór, chlewni i zwierząt,
- zanieczyszczenia przenikające z gnojowni i tymczasowych przyz obornika,
- ścieki zawierające soki kiszonkowe – przesączające się z nieuszczelnionych dołów kiszonkowych,
- wycieki z kompostu,
- ścieki po myciu maszyn rolniczych,
- wycieki smarów, paliw i zużytych olejów,
- ścieki z obiektów związanych z przechowywaniem i przetwórstwem mleka (chłodzenie mleka, płukanie rurociągów i zbiorników),
- wycieki z przyz gnijących resztek roślinnych.

Większość odpadów płynnych powstających w wyniku produkcji rolnej to ścieki z hodowli zwierząt, zarówno w małych gospodarstwach indywidualnych pracujących „systemem gospodarskim”, jak również w wielkich fermach hodowlanych, prowadzących intensywną produkcję rolną. W zasadzie dominującym zagrożeniem dla środowiska naturalnego są ścieki i płynne frakcje odpadów zawierających produkty przemiany materii zwierząt – gnojowica i gnojówka. Te płynne odpady powstają w wyniku prowadzenia hodowli zwierząt zarówno w systemie ściółkowym, jak i bezściółkowym.

W Polsce ogromna większość zwierząt gospodarskich jest utrzymywanych w **systemie ściółkowym**, którego produktami ubocznymi są obornik i gnojówka. System chowu ściółkowego nie jest obojętny i bezpieczny dla środowiska. Niewłaściwe przechowywanie tych naturalnych nawozów (składowanie obornika na gruncie oraz brak odpowiednich, szczelnych zbiorników do zbierania i przechowywania gnojówki i wód gnojowych) jest jednym z źródeł zanieczyszczenia wód gruntowych i powierzchniowych.

Zwiększający się na całym świecie deficyt ściółki w gospodarstwach, konieczność łatwiejszego usuwania obornika i zapewnienia higieniczniejszych warunków pracy dla ludzi skłoniły do budowania obór rusztowych. Już pierwsze lata eksploatacji obiektów **hodowli bezściółkowej** ujawniły mankamenty, szczególnie w kontekście zagrożeń dla środowiska (powstawanie ogromnych ilości trudnej do zagospodarowania i magazynowania gnojowicy, zanieczyszczanie powietrza przez gazy wydobywające się z budynków inwentarskich i obiektów gromadzenia gnojowicy - metan, amoniak, siarkowodor, indol, skatol, merkaptany i wiele innych).

2. Charakterystyka płynnych odpadów powstających w wyniku produkcji zwierzęcej

Gnojówka jest odpadem powstającym podczas przechowywania obornika. Przy oszczędnym gospodarowaniu wodą powstaje tak zwana „gnojówka pełna”, w której zawartość suchej masy jest na poziomie 2,5-3,5% [1]. Zawiera ona:

- 0,2÷0,5% azotu w formach łatwo dostępnych dla roślin,
- 0,4-0,6% potasu,
- 0,001–0,05% fosforu.

Ilość gnojówki jest uzależniona od rodzaju zwierząt, ilości zużywanej ściółki i stopnia rozcieńczenia – czyli ilości zużywanej wody. Średnio ilość gnojówki pełnej przyjmuje się od kilku do kilkunastu $\text{dm}^3/\text{DJP} \times \text{d}$ dla bydła i ok. $18 \text{ dm}^3/\text{DJP} \times \text{d}$ dla trzody. Ilość gnojówki rozcieńczonej może być wyższa, nawet o 100% [2].

Gnojówka w niewielkich ilościach bywa odprowadzana do systemu kanalizacji sanitarnej. Takie działanie powoduje znaczny wzrost stężenia azotu amonowego w ściekach i właśnie to stanowi jedną z największych trudności eksploatacyjnych w wiejskich oczyszczalniach ścieków. Nagminne wprowadzanie gnojówki do kolektorów sanitarnych powoduje przeciążenie oczyszczalni ładunkiem azotu. Sprawia to trudności w usuwaniu azotu do wymaganego poziomu oraz zaburza warunki tlenowe w oczyszczalni [2].

Gnojowica stanowi mieszaninę kału i moczu z dodatkiem wody używanej do higienizacji pomieszczeń. W gnojowicy znajdują się też resztki paszy. Powstaje przy bezściółkowej hodowli zwierząt. Produkcję gnojowicy oblicza się na podstawie ilości wydzielanych odchodów i normatywnego zużycia wody, wynoszącej 10 dm^3 DJP na dobę.

Tabela 1. Ilość odchodów pochodzących od 1 sztuki w kg/dobę

	kał	mocz	łącznie
krowy	20-30	10-15	30-45
trzoda chlewna	1,6-2,0	2,4-3,0	4,0-5,0

Źródło: [2].

Wahania mogą być znaczące, bowiem produkcja odchodów zależy od wieku zwierząt, sposobu żywienia, a przede wszystkim zużycia wody. W zależności od zawartości wody wyróżnia się gnojowicę gęstą, zawierającą powyżej 8% suchej masy i gnojowicę rozcieńczoną, o mniejszej niż 8% zawartości suchej masy.

Dla projektowania zbiorników na gnojowicę przyjmuje się średnią produkcję gnojownicy wynoszącą 20 m^3 od 1 DJP rocznie. Gnojowica posiada duży ładunek zanieczyszczeń, mierzony BZT₅, znacznie przekraczający ilość zanieczyszczeń od 1 mieszkańca. W tabeli 2 przedstawiono porównanie jednostkowych ładunków zanieczyszczeń ścieków pochodzących z hodowli zwierząt i ścieków bytowo-gospodarczych [2].

Tabela 2. Dzienny ładunek zanieczyszczeń z ferm w przeliczeniu na DJP oraz od mieszkańca równoważnego

Wskaźnik	Jednostka	Bydło	Trzoda chlewna	Drób	MR
Objętość ścieków	dm^3/d	38	33	20-25	120-180
Sucha masa	kg/d	3,8	4,3	6,5-7,5	0,180
BZT ₅	kgO_2/d	0,9	1,3	1,5-2,0	0,060
Azot ogólny	gN/d	190	265	250-400	13
Fosfor	gP/d	34	85	125-150	4,9
Potas	gK/d	200	100	125-150	5,0

Źródło: [2].

W gnojowicy występują też znaczne ilości różnorodnych związków chemicznych i mikroelementów wydalanych z organizmów zwierząt. Mogą to być antybiotyki, środki farmakologiczne, preparaty przeciwrzybiczne, leki psychotropowe, hormonalne, enzymy, stymulatory dodawane do pasz. Występują też substancje wchodzące w skład środków odkażających i dezynfekcyjnych – preparaty jodoforowe, formaldehyd. Gnojowica jest również środowiskiem gdzie mają dogodne warunki bytowania i rozwoju drobnoustroje, w tym również chorobotwórcze i formy przetrwalnikowe pasożytów.

3. Zasady magazynowania ścieków i odpadów płynnych z produkcji zwierzęcej

W dużych fermach hodowlanych powstają ogromne ilości odpadów płynnych. Konieczne jest więc wyposażenie ferm w obiekty magazynowania i oczyszczania gnojowicy. Najczęściej poddaje się gnojowicę procesowi fermentacji metanowej. Powszechnie uznaje się, że gnojowica przygotowana przez fermentację jest bezpieczniejsza pod względem sanitarnym do celów nawozowych od gnojowicy surowej. Jest również pozbawiona uciążliwych zapachów. Gnojowica zostaje pozbawiona około połowy najłatwiej rozkładających się substancji organicznych, zmniejsza się ilość azotu organicznego na korzyść amonowego oraz ubywa azotu ogólnego.

W ostatnich latach do preferowanych kierunków unieszkodliwiania gnojowicy należą:

- rolnicze zagospodarowanie gnojowicy surowej,
- rolnicze zagospodarowanie gnojowicy wstępnie uzdatnionej,
- biologiczne unieszkodliwienie gnojowicy za pomocą osadu czynnego,
- beztlenowa fermentacja,
- wytwarzanie kompostu,
- produkcja komponentów do pasz [3].

W przypadku indywidualnych gospodarstw konieczne jest zapewnienie bezpiecznego przechowywania gnojowicy i obornika. Ścieki powstające przy hodowli zwierząt powinny być w obrębie działki magazynowane w odpowiednich zbiornikach lub w przypadku obornika – na płytach obornikowych. Każda budowla i obiekt związany z gospodarką odpadami płynnymi z produkcji zwierzęcej musi spełniać podstawowe wymogi:

- środowiskowe – eliminacja źródeł zanieczyszczeń w zagrodzie i ich ujemnego oddziaływania na ludzi, zwierzęta i rośliny uprawne
- ekonomiczne – poprawa jakości składowanych odchodów zwierzęcych w celu właściwego wykorzystania własności nawozowych, a w końcowym rezultacie uzyskania większych plonów i przychodów.

Usytuowanie budowli rolniczych i projekt zagospodarowania działki lub terenu powinny być zgodne z decyzją o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu.

Zbiorniki na gnojówkę projektuje się przyjmując ustawowy czteromiesięczny okres przechowywania odchodów płynnych przyjęty w ustawie z dnia 26 lipca 2000 r. o nawozach i nawożeniu [4]. W warunkach klimatycznych Polski powinien on jednak wynosić co najmniej 6 miesięcy.

W Polsce przez wiele lat obowiązywała zasada przechowywania gnojowicy przez 2-3 miesiące, co podyktowane było wysokim kosztem budowy zbiorników gnojowicowych. W ostatnich latach w krajach Unii Europejskiej obowiązuje przepis budowy zbiorników do gromadzenia gnojowicy na 6-9 miesięcy.

Zbiorniki na gnojowicę projektuje się tak, aby ich pojemność zapewniała możliwość magazynowania odchodów przez okres minimum 6 miesięcy (182 dni).

Usytuowanie tych obiektów w obrębie działki siedliskowej ściśle reguluje rozporządzenie Ministra Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej.

Odległości przy lokalizacji zbiorników zamkniętych na płynne odchody (mierzone od pokryw i wylotów wentylacyjnych):

- od otworów okiennych i drzwiowych pomieszczeń przeznaczonych na pobyt ludzi na działkach sąsiednich – 15 m,
- od magazynów środków spożywczych, a także obiektów budowlanych przetwórstwa rolno-spożywczego – 15 m,
- od granicy działki sąsiedniej – 4 m,
- od budynków magazynowych ogólnych – 5 m,
- od silosów na zboże i pasze – 5 m,
- od silosów na kiszonki – 5 m.

Odległości przy lokalizacji zbiorników otwartych na płynne odchody zwierzęce o pojemności do 200 m³ oraz płyt obornikowych:

- od otworów okiennych i drzwiowych pomieszczeń przeznaczonych na pobyt ludzi na działkach sąsiednich – 30 m,
- od budynków przetwórstwa rolno-spożywczego i magazynów środków spożywczych – 50 m,
- od budynków magazynowych pasz i ziarna – 10 m,
- od granicy działki sąsiedniej – 4 m,
- od silosów na zboże i pasze – 5 m,
- od silosów na kiszonki – 10 m [5].

Dopuszczalne jest sytuowanie zbiorników na płynne odchody zwierzęce w odległościach mniejszych od granicy działki sąsiedniej niż podano powyżej lub nawet na granicy działek, jeżeli przylegać one będą do tego samego rodzaju zbiorników na działce sąsiedniej.

Odległości otwartych zbiorników na płynne odchody zwierzęce o pojemności większej niż 200 m³ od obiektów określone są indywidualnie w decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowaniu terenu w uzgodnieniu z właściwym państwowym powiatowym inspektorem sanitarnym.

4. Nieprawidłowości w sposobie zagospodarowania ścieków z produkcji zwierzęcej

W wyniku kontroli prowadzonych w obiektach i gospodarstwach prowadzących hodowlę zwierząt, często spotyka się szereg nieprawidłowości w sposobie postępowania z odpadami płynnymi i stałymi z produkcji zwierzęcej. Najczęściej spotykane to:

- niewłaściwa lokalizacja zbiorników na płynne odchody zwierzęce – zbyt mała odległość od granicy działek, od magazynów środków spożywczych, od silosów na zboże i pasze, od silosów na kiszonki,
- sytuowanie zbiorników na terenach zalewowych,
- składowanie obornika bezpośrednio na gruncie, a nie na płycie gnojowej,
- brak zabezpieczenia otwartych zbiorników na płynne odchody zwierzęce (mających wysokość mniejszą niż 1,8 m) ogrodzeniem o wysokości co najmniej 1,8 m,
- nie przestrzeganie dozwolonych terminów nawożenia przy rozprowadzaniu obornika i gnojowicy na pola uprawne, łąki i pastwiska,

- przyzmy obornika nie są zabezpieczane przed opadami atmosferycznymi warstwą gleby,
- brak pasów zieleni średniopiennej i wysokopiennej izolującej przyległe tereny od zbiorników na płynne odchody zwierzęce i płyt gnojowych,
- pola nie są zaorywane lub bronowane bezpośrednio po nawiezieniu obornikiem lub gnojowicą [3].

Podsumowanie

Ścieki powstające w wyniku hodowli zwierząt gospodarskich są z jednej strony cennym nawozem naturalnym, z drugiej zaś, nieprawidłowe nawożenie nimi bądź niekontrolowane ich przedostawanie się do wód gruntowych i do gleby (np. podczas przechowywania) stanowi poważne źródło skażenia. Należy więc uniemożliwić lub przynajmniej znacznie zredukować nieprawidłowości w sposobie zagospodarowania gnojowicy i gnojówki. Musi to być realizowane zarówno na etapie wykorzystywania tych nawozów (przestrzegania zasad nawożenia) jak i w fazie ich odpowiedniego przechowywania (w szczelnych, spełniających wymagania techniczne zbiornikach). Niekontrolowane wprowadzanie tych ścieków do kanalizacji stanowi też poważny problem w wiejskich oczyszczalniach ścieków.

Całość zagadnień związanych ze ściekami z produkcji rolnej wymaga jednoznacznych uregulowań prawnych i znacznych środków na adaptację obiektów gospodarskich do wymagań stawianych w związku z ochroną wód i gleby przed zanieczyszczeniami obszarowymi z produkcji rolnej. W prawodawstwie europejskim kwestie te reguluje dyrektywa Rady 91/676/EWG [6] dotycząca ochrony wód przed azotanami pochodzącymi ze źródeł rolnych.

Niestety polska wieś pod tym względem odbiega w istotny sposób od wymagań unijnych, czego niedwuznacznym odzwierciedleniem jest sformułowanie jednego z przedstawicieli władz UE, że polskie rolnictwo jest „malownicze”, ale niewydolne.

Z uwagi na rozmiary zaległości, niewspółmierne do aktualnych możliwości finansowych państwa i ludności wiejskiej, konieczne jest etapowanie działań i inwestycji oraz wybór priorytetów.

Literatura

- [1] *Produkcja roślinna*, praca zbiorowa, Państwowe Wydawnictwa Rolnicze i Leśne, Warszawa 1995.
- [2] Augustyniak-Olpińska E., *Odpady płynne powstające podczas produkcji rolnej*, „Rzeźnik” 2001 nr 06.
- [3] Sołomianko B., *Gospodarka odpadami płynnymi z produkcji zwierzęcej*, maszynopis, praca dyplomowa, Politechnika Białostocka, Białystok 2002.
- [4] Ustawa z dnia 26 lipca 2000 r. o nawozach i nawożeniu (Dz. U. Nr 89, poz. 991).
- [5] Rozporządzenie Ministra Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej (Dz. U. Nr 132, poz. 877, rozdz. 2) Dyrektywa 91/677/EWG.

THE MANAGEMENT OF SEWAGE FORMED AS RESULT OF AGRICULTURAL PRODUCTION IN VILLAGE GROUNDS

Summary

There is a considerable number of differentiated sewage produced as result of agricultural production. Particularly, a great deal of sewage is formed during an animal husbandry. From one hand, sewage are valuable manure, but from the other, they are serious threat for natural environment. In this report, the characterization of animal husbandry sewage was presented, as well as issues of management in accordance with the regulations.

CHARAKTERYSTYKA JAKOŚCIOWYCH ZMIAN ODCIEKÓW ZE SKŁADOWISKA ODPADÓW

Streszczenie

W pracy przedstawiono ocenę jakości odcieków pochodzących z pól składowych o różnym czasie eksploatacji. Badania przeprowadzono na składowisku odpadów komunalnych w północno-wschodniej Polsce. Analizie poddano 22 wskaźniki fizyczno-chemiczne. W przedstawionej pracy opisano jakościowe różnice pomiędzy odciekami pochodzącymi z pól składowych o różnym czasie eksploatacji oraz scharakteryzowano przyczyny tych zmian. Najciekawsze wyniki przedstawiono w formie graficznej. Istotność obserwowanych różnic oceniono również testami nieparametrycznymi. Uzyskane wyniki dotyczące jakości odcieków porównano do danych pochodzących z innych składowisk na terenie kraju.

Wstęp

Gromadzenie odpadów na składowiskach pozostaje w Polsce nadal główną formą ich unieszkodliwiania. Na podstawie licznych badań wiadomo, że w wyniku biochemicznego rozkładu substancji organicznych oraz wymywania przez wody opadowe i spływowe rozpuszczalnych frakcji mineralnych i organicznych zawartych w odpadach na składowisku powstają odcieki wysypiskowe. Znajomość ich ilości oraz składu fizyczno-chemicznego jest niezbędna do oceny zagrożenia środowiska.

W niniejszej pracy zaprezentowano ocenę jakości odcieków pochodzących z pól składowych o różnym czasie eksploatacji. Uzyskane rezultaty porównano również do danych z innych składowisk na terenie kraju.

I. Metodyka badań

Badania przeprowadzono na składowisku odpadów w Hryniewiczach koło Białegostoku. Znajdują się na nim dwa pola składowe: stare – 1A (czas eksploatacji 16 lat) oraz nowe – 1B (czas eksploatacji 4 lata). Podłoże pod polem 1A jest uszczelnione warstwą gliny o miąższości 0,5 m i nie posiada instalacji ujmowania odcieków [1, 2]. W celu ograniczenia migracji odcieków do obszarów przyległych, wokół podnóża skarpy pola składowego wykonano drenaż opaskowy uszczelniony folią, którego zadaniem jest zbieranie i odprowadzanie odcieków wysypiskowych do zbiorników retencyjnych. Podłoże pod nowym polem składowym – 1B – zostało uszczelnione folią z PEHD. Na folii ułożono sieć drenarską ujmującą odcieki wysypiskowe. Przechwycone odcieki kierowane są do zbiornika bezodpływowego zlokalizowanego na składowisku [3].

Badaniami fizyczno-chemicznym objęto odcieki ze starego oraz nowego pola składowego. W pobranych próbach oznaczano następujące wskaźniki: suchą pozostałość, substancje rozpuszczone, zawiesiny ogólne, bor, chlorki, twardość ogólną, cyjanki wolne, żelazo, siarczany (VI), fosforany (V), a także $ChZT_{Cr}$, tlen rozpuszczony, azot amonowy, azot azotynowy, azot azotanowy, przewodność elektrolityczną, odczyn, temperaturę. Oznaczeń dokonywano zgodnie z Polskimi Normami, a otrzymane wyniki stanowiły średnią z minimum trzech oznaczeń wykonywanych jednocześnie. Oznaczenia wykonywano przy użyciu:

- pehametru,
- spektrofotometru DR 2000,
- konduktometru,
- sondy tlenowej.

Celem dokładnego poznania składu i właściwości fizyczno-chemicznych odcieków dokonano także oznaczenia wybranych metali ciężkich. Badania całkowitej zawartości miedzi, cynku, niklu i kadmu wykonano na spektrofotometrze absorpcji atomowej Perkin-Elmer 4 100 ZI z elektrotermiczną atomizacją próbki (wyposażonym w kuetę grafitową z platformą Lwowa) oraz z korekcją tła efektem Zeemana. Bezpośrednio w terenie oznaczano tlen rozpuszczony, odczyn, temperaturę oraz przewodność elektrolityczną. Pozostałe wskaźniki oznaczano natychmiast po przywiezieniu prób do laboratorium. Cykl badań objął 15 poborów odcieków ze starego i nowego pola składowego.

Do oceny zmian jakościowych badanych odcieków wykorzystano pakiet Statistica. Ze względu na stosunkowo niewielką liczebność prób oraz duży rozrzut wyników porównania średnich wartości poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń w odciekach dokonano za pomocą testów nieparametrycznych.

2. Wyniki badań i ich dyskusja

Charakterystyka zmian jakościowych odcieków

W przypadku wykonywania analiz odcieków do interpretacji wyników najczęściej wykorzystywano rozporządzenie MOŚZNiL w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód i do ziemi (Dz. U. z 1991 r. Nr 116, poz.503) [4] oraz rozporządzenie RM w sprawie warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych stanowiących mienie komunalne (Dz. U. z 1999 r. Nr 50, poz. 501), [5]. Często też otrzymane wyniki porównuje się z danymi dotyczącymi odcieków z innych składowisk w kraju.

Od stycznia 2003 r. funkcjonuje RMŚ 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. z 2002 r. Nr 212, poz. 1799) [6].

Pobrane próby odcieków ze starego i nowego pola składowego poddano analizie fizyczno-chemicznej, której wyniki przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wielkości średnich wskaźników zanieczyszczeń w odcieku ze starego i nowego pola składowego na analizowanym składowisku odpadów

Wskaźnik	Jednostka	odciek z nowego pola składowego	odciek ze starego pola składowego
Odczyn	pH	7,851	7,875
Temperatura	°C	15,147	15,333
Przewodność elektrolityczna	μS/cm	20396	22391,73
Azot azotynowy	mg/dm ³	0,47	0,377
Azot azotanowy	mg/dm ³	15,687	34,253
Azot amonowy	mg/dm ³	1228,167	1533,967
Tlen rozpuszczony	mgO ₂ /dm ³	6,89	8,06
ChZT _{Cr}	mgO ₂ /dm ³	6215,93	7410,87
Fosforany (V)	mg/dm ³	22,495	19,977
Siarczany (VI)	mg/dm ³	57,373	53,573
Żelazo	mg/dm ³	8,687	7,973
Cyjanki wolne	mg/dm ³	0,0501	0,0392
Twardość ogólna	mg/dm ³	1018	734,9
Chlorki	mg/dm ³	1245,33	1788,33
Bor	mg/dm ³	8,95	7,6083
Zawiesiny ogólne	mg/dm ³	738,7	638,7
Substancje rozpuszczone	mg/dm ³	11887,5	12316,4
Sucha pozostałość	mg/dm ³	12626,3	12955,1
Kadm	mg/dm ³	0,08533	0,05633
Miedź	mg/dm ³	0,31143	0,12063
Cynk	mg/dm ³	1,20229	1,0088
Nikiel	mg/dm ³	0,26671	0,46171

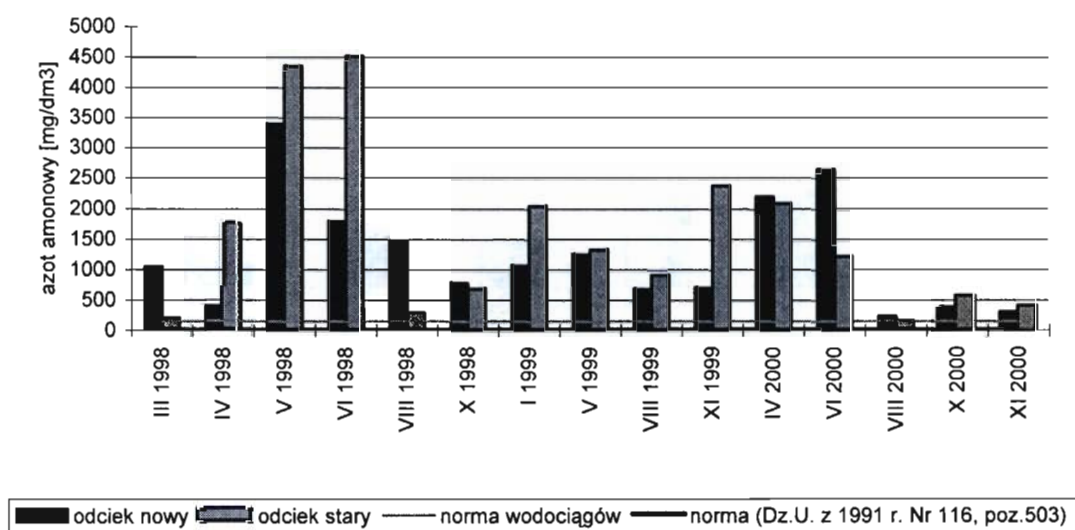
Źródło: opracowanie własne.

Przeprowadzone badania wykazały ponadnormatywne wartości – w odniesieniu do dopuszczalnych wartości zanieczyszczeń w ściekach wprowadzanych do kanalizacji miejskiej [5] – zawiesin ogólnych oraz przewodności elektrolitycznej (tabela 1). Badane odcieki nie spełniały także warunków określonych w umowie z odbiorcą odcieków (Wodociągami Białostockimi Sp. z o.o.) odnośnie stężenia chlorków, azotu amonowego oraz wielkości zawiesin i ChZT_{Cr} (rysunki 1-4) [7].

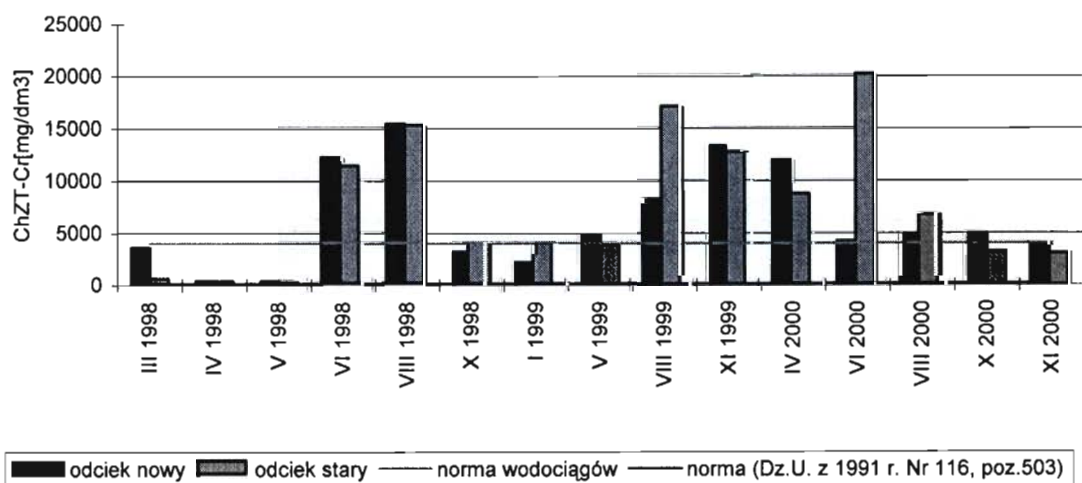
Na skład mineralny odcieków wpływa przede wszystkim zawartość chlorków, azotu amonowego, twardości ogólnej, siarczanów (VI), azotu azotanowego i fosforanów (V) (tabela 1) [8]. W wysokiej zależności z tymi zanieczyszczeniami występuje przewodność elektrolityczna, sucha pozostałość i substancje rozpuszczone. Na podstawie danych z tabeli 1 zawartość poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń w odciekach można uszeregować następująco [8]: $Cl > N_{NH_4} > \text{sucha pozostałość} > \text{substancje rozpuszczone} > \text{twardość ogólna} > SO_4^{2-} > PO_4^{3-} > Fe > B > N_{NO_2} > CN > \text{metale ciężkie}$

W odciekach z nowego pola składowego odnotowano większe ilości zawiesin, co może być skutkiem ciągłego wypłukiwania związków organicznych i mineralnych z masy odpadów (tab. 1). Stwierdzono, że odcieki ze starego pola składowego charakteryzują się – w porównaniu z odciekami z nowego pola – lekko zasadowym odczynem oraz wyższymi wartościami przewodności elektrolitycznej, azotu amonowego, azotu azotanowego, tlenu rozpuszczonego, ChZT_{Cr}, chlorków, substancji rozpuszczonych i niklu (tabela 1, rysunki 1-3).

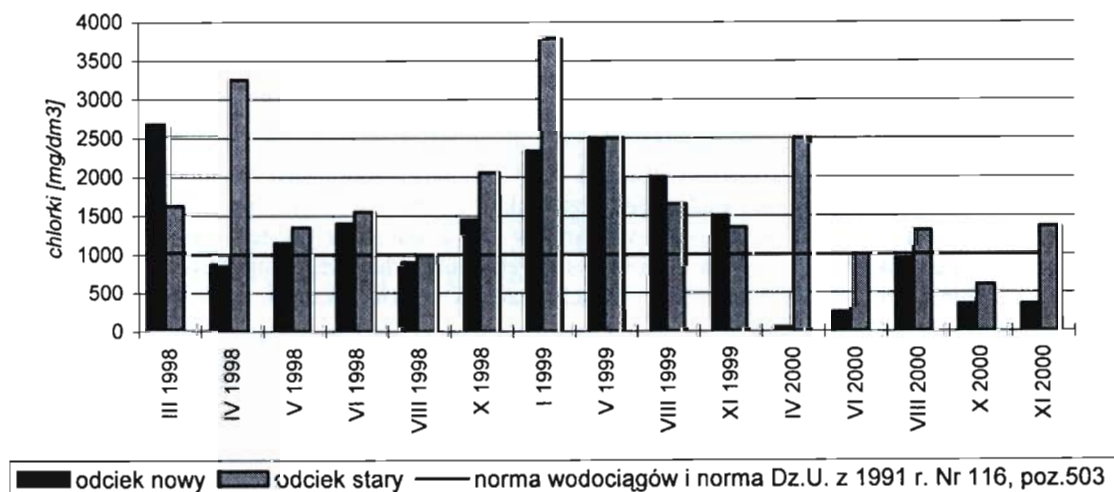
Rysunek 1. Stężenie azotu amonowego [mg/dm³] w odciekach ze starego oraz nowego pola składowego



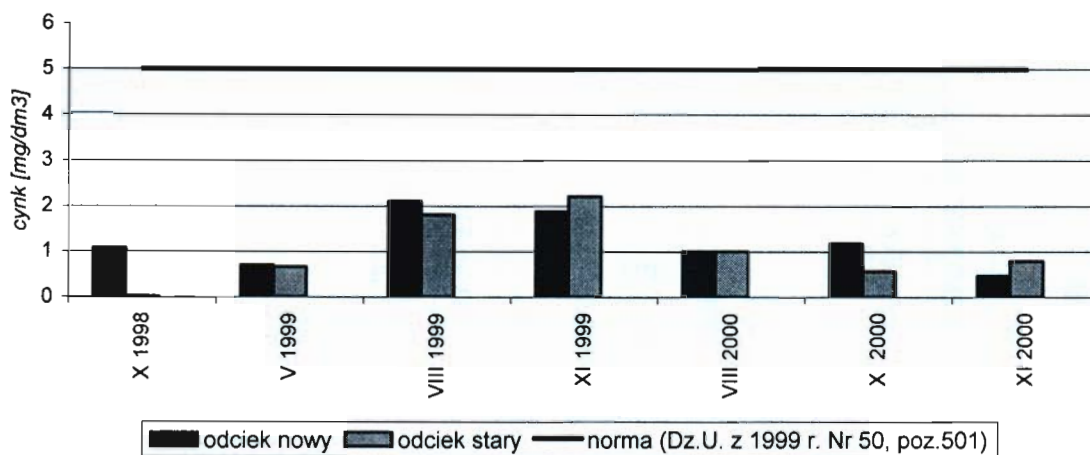
Rysunek 2. Wartość ChZT (Cr) [mgO₂/dm³] w odciekach ze starego oraz nowego pola składowego



Rysunek 3. Stężenie chlorków [mg/dm³] w odciekach ze starego oraz nowego pola składowego



Rysunek 4. Stężenie cynku [mg/dm^3] w odciekach ze starego oraz nowego pola składowego



Zastosowany test U Manna-Whitneya wykazał, że różnice pomiędzy wartościami stężenia w odciekach ze starego i nowego pola składowego nie są istotne statystycznie (tab. 2).

Tabela 2. Porównanie wartości poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń w odcieku ze starego oraz nowego pola składowego za pomocą testu U Manna-Whitneya

Wskaźnik	Σ rang odciek nowy	Σ rang odciek stary	Statystyka U	poziom p
Odczyn	234,5	230,5	110,5	0,933887
Temperatura	229	236	109	0,884575
Przewodność elektrolit.	208,5	256,5	88,5	0,319513
Azot azotynowy	251	214	94	0,442883
Azot azotanowy	206,5	258,5	86,5	0,28085
Azot amonowy	227	238	107	0,819547
Tlen rozpuszczony	209,5	255,5	89,5	0,340093
ChZT _{Cr}	228	237	108	0,851935
Fosforany (V)	233	232	112	0,983454
Siarczany (VI)	212,5	252,5	92,5	0,406793
Żelazo	222,5	242,5	102,5	0,678305
Cyjanki wolne	252,5	212,5	92,5	0,406793
Twardość ogólna	256	209	89	0,329699
Chlorki	193	272	73	0,101352
Bor	161	139	61	0,525377
Zawiesiny ogólne	240,5	224,5	104,5	0,740024
Substancje rozp.	226	239	106	0,787464
Sucha pozostałość	225	240	105	0,755738
Kadm	56	49	21	0,654724
Miedź	65	40	12	0,110233
Cynk	58,5	46,5	18,5	0,443294
Nikiel	46,5	58,5	18,5	0,443294

Źródło: opracowanie własne.

Wymienione różnice między odciekami mogą być rezultatem odmiennych warunków ich gromadzenia. Stare pole składowe nie posiada w podłożu systemu ujmowania wód przesiąkowych, a odcieki dostające się do drenazy opaskowych pochodzą ze spływów po bryle odpadów oraz z wysięków z jej wnętrza. Warunki te sprzyjają obecności azotu azotanowego oraz większych ilości tlenu rozpuszczonego [8]. Utleniające środowisko oraz obecność substancji organicznych, wyrażonych jako ChZT_{Cr}, sprzyjają także obecności niklu. Źródłem wyższych ilości azotu amonowego może być rozkład substancji organicznych zachodzący zarówno w masie odpadów jak też i rowie opaskowym. Podobieństwo cech fizyczno-chemicznych odcieków z nowego i starego pola składowego sugeruje, że ich powstanie uwarunkowane jest podobnymi procesami biochemicznymi zachodzącymi w składowanych odpadach, a co za tym idzie, że na obu polach składowych zachodzi metanogenna faza rozkładu. Zawartość metali ciężkich w odciekach w poszczególnych latach można uszeregować następująco:

- 1998 Zn > Ni > Cu > Cd,
- 1999 Zn > Ni > Cu > Cd,
- 2000 Zn > Cu > Ni > Cd [8].

Powyższe szeregi są zbliżone do uzyskanych przez Szymańskiego podczas badań odcieków ze składowiska dla m. Koszalin – w Sianowie [9]. Pierwiastkiem emitowanym do odcieków w największym stopniu jest cynk. Procesom

wyługowania tego pierwiastka sprzyja zapewne dobra rozpuszczalność związków cynku (za wyjątkiem węglanów i wodorotlenków). Przy $\text{pH} > 5$ cynk migruje najczęściej w postaci kompleksów siarczanowych i chlorkowych.

W porównaniu z odciekami z innych składowisk w Polsce odcieki ze składowiska odpadów komunalnych w Hryniewiczach charakteryzują się niższymi wartościami stężeń azotu azotanowego, chlorków, substancji rozpuszczonych i cynku. Przykładowo, średnia zawartość cynku w odciekach ze składowiska w Hryniewiczach wynosiła $1,1055 \text{ mg/dm}^3$, podczas gdy na składowisku obsługującym m. Wrocław – w Swojczycach – $12,0 \text{ mg/dm}^3$, a w Woli Zarczyckiej (składowisko dla m. Leżajsk (woj. podkarpackie)) $3,4 \text{ mg/dm}^3$. Wyższe wartości w odciekach ze składowiska Hryniewiczach dotyczyły przewodności elektrolitycznej oraz żelaza i kadmu. Dla porównania zawartość kadmu była blisko 60-krotnie wyższa niż w odciekach ze składowiska odpadów komunalnych dla m. Leżajsk – w Giedlarowej i ponad 20-krotnie wyższa niż w odciekach ze składowiska dla m. Rzeszowa – w Woli Zgłobieńskiej [10,11]. Różnice te mogą wynikać z różnego sposobu eksploatacji składowiska jak również czasu jego funkcjonowania.

Wnioski

Odcieki z pola składowego o czasie eksploatacji 12 lat oraz odcieki z pola składowego eksploatowanego 4 lata charakteryzują się zbliżonym składem fizyczno-chemicznym. Oznacza to, że ich powstawanie było uwarunkowane podobnymi procesami biochemicznymi zachodzącymi w składowanych odpadach, w których zachodzi metanogenna faza rozkładu.

Na przyspieszenie fazy metanogennej, zachodzącej w odpadach deponowanych na nowym polu składowym, mogła mieć wpływ wysoka – w porównaniu z innymi składowiskami w kraju – wilgotność składowanych odpadów oraz okresy intensywnej opadów atmosferycznych występujących w roku 1998.

W porównaniu z innymi składowiskami w Polsce odcieki z Hryniewicz cechują wysokie wartości przewodności elektrolitycznej, kadmu i żelaza oraz niższe stężenia azotu azotanowego, chlorków, fosforanów, substancji rozpuszczonych i cynku.

Odcieki ze składowiska odpadów komunalnych w Hryniewiczach stanowią potencjalne zagrożenie dla czystości wód podziemnych i powierzchniowych.

Literatura

- [1] *Dokumentacja Urzędu Miasta, Wysypisko odpadów stałych m. Białystok, Techniczne i technologiczne wytyczne realizacji*, maszynopis, Białystok 1979.
- [2] *Dokumentacja z technicznych badań podłoża gruntowego pod budowę wysypiska w rejonie wsi Hryniewicze koło Białegostoku*, Kombinat Budownictwa Komunalnego, Oddział Inżynierijno-Geologiczny, maszynopis, Białystok 1980.
- [3] *Dokumentacja Urzędu Miasta, Informacje na temat II pola składowego na wysypisku odpadów komunalnych w Hryniewiczach*, maszynopis, Białystok 1997.
- [4] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z 5 listopada 1991 r. w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód i do ziemi (Dz. U. Nr 116, poz. 503).
- [5] Rozporządzenie Rady Ministrów z 19 maja 1999 r. w sprawie warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych stanowiących mienie komunalne (Dz. U. Nr 50, poz. 501).
- [6] Rozporządzenie Ministra Środowiska z 29 listopada 2002 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 212, poz. 1799).
- [7] *Dokumentacja Wodociągów Białostockich. Badania udostępnione przez Urząd Miejski wykonane w Laboratorium Badania Ścieków Wodociągów Białostockich*.
- [8] Tałałaj I. A., *Ocena wpływu odcieków ze składowiska odpadów komunalnych na jakość wód*, rozprawa doktorska, Politechnika Białostocka, Białystok 2002.
- [9] Szymański K., *Migracja odcieków z wysypisk odpadów komunalnych w gruncie*, Wyższa Szkoła Inżynierska, Koszalin 1987.
- [10] *Fizyko-chemiczne i mikrobiologiczne zagrożenie środowiska przez odpady*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1995.
- [11] *Odpady zagrożeniem dla środowiska*, red. Suchy M., Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 1996.

CHARACTERISATION OF QUALITY CHANGES IN LEACHATES FROM MUNICIPAL LANDFILL

Summary

In paper an evaluation of leachate quality coming from dumping sites with different exploitation time was shown. The investigations were led on landfill in northern-east of Poland. There were analysed 22 physical-chemical indicators in leachate samples. The studies have enabled to make a quality assessment between „different-aged” leachates as well as characterisation reasons of these differences. The most interesting results are shown in graphical form. The importance of observed differences was also estimationed with statistical non-parametric test. Obtained results concerning leachate quality were compared to this ones which come from another regions in Poland.

GOSPODARKA ŚCIEKOWA W GMINNYCH JEDNOSTKACH OSADNICZYCH WOJEWÓDZTWA PODLASKIEGO

Streszczenie

W referacie zaprezentowana została charakterystyka systemów odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków w wiejskich jednostkach osadniczych województwa podlaskiego oraz ogólna ocena stanu sanitarnego podlaskich wsi.

Wstęp

Wysokie tempo rozwoju wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę, sukcesywne zwiększenie się na wsi liczby mieszkań o coraz wyższym standardzie wyposażenia w urządzenia techniczno-sanitarne, powoduje stały wzrost ilości ścieków odprowadzanych zarówno z gospodarstw wiejskich, jak i wiejskich jednostek osadniczych.

Tereny wiejskie stanowią dość kłopotliwy obszar do należytego i kompleksowego skanalizowania z uwagi na pewną swoistość. Specyfika warunków wiejskich polega przede wszystkim na niewielkiej ilości powstających ścieków i dużej nierównomierności ich odpływów, znacznym rozproszeniu zabudowy na terenie osiedli wiejskich oraz znacznych odległościach pomiędzy wsiami na obszarze gminy, a także braku dobrze rozwiniętej sieci usług sanitarnych.

W wielu osiedlach wiejskich, właśnie z uwagi na duże rozproszenie zabudowy (ponad 20% polskich wsi), nigdy nie będzie zbiorowych systemów odprowadzania i oczyszczania ścieków, jest to bowiem nieuzasadnione ze względów techniczno-ekonomicznych. Jedynym więc, możliwym rozwiązaniem będzie budowa małych przydomowych oczyszczalni ścieków, obsługujących zazwyczaj jeden bądź niewielką grupę obiektów mieszkalnych [1].

W warunkach wiejskich preferowane będą oczyszczalnie, charakteryzujące się znaczną odpornością na wahania przepływu i ładunku zanieczyszczeń w odprowadzanych ściekach, niską kapitałochłonnością, niezawodnością działania, wysokim stopniem oczyszczania oraz prostotą wykonania i eksploatacji.

W niniejszym referacie przedstawiona została charakterystyka wiejskich systemów odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków oraz ocena stanu gospodarki ściekowej w gminnych jednostkach osadniczych województwa podlaskiego.

I. Kanalizacja sanitarna na terenach wiejskich

Województwo podlaskie, położone w północno-wschodniej części Polski zajmuje obszar około 20 tys. km² i zaliczane jest do regionów rolniczo-przemysłowych. Ponad 90% powierzchni województwa stanowią tereny wiejskie, które charakteryzują się dużym stopniem rozproszenia zabudowy w obrębie osiedli wiejskich oraz znacznymi odległościami pomiędzy poszczególnymi wsiami w gminie.

Istotnym problemem na Podlasiu jest niedostateczny, w stosunku do stanu zaopatrzenia w wodę, rozwój systemów odprowadzania i oczyszczania ścieków. Na terenie województwa, pod koniec 2000 roku, całkowita długość sanitarnej sieci kanalizacyjnej wynosiła jedynie 1354 km, co stanowiło zaledwie 15,2% ogólnej długości istniejącej sieci wodociągowej. Ta ogromna dysproporcja pomiędzy uwodociągowaniem, a skanalizowaniem obszaru województwa ulega dalszemu pogłębieniu, bowiem 942,5 km długości kanałów sanitarnych (około 70%) stanowią miejskie sieci kanalizacyjne.

Na terenach wiejskich kanalizacja sanitarna występuje w 61 gminach, przy czym w 12 z nich jest to jedynie kanalizacja lokalna, odbierająca ścieki bytowo-gospodarcze z przyzakładowych osiedli mieszkaniowych. Ścieki te są odprowadzane do oczyszczalni zakładowych, bądź też, są najczęściej gromadzone w zbiornikach bezodpływowych tzn. szambach, których zawartość jest okresowo wywożona taborem asenizacyjnym na oczyszczalnię ścieków, do stacji zlewnych lub na wylewisko ścieków [2, 3].

Zbiorowe systemy odprowadzania ścieków o długości 411,5 km, posiada 36 ośrodków gminnych oraz 34 wsie, z których 21 odprowadza swoje ścieki do miejskich sieci kanalizacyjnych w Białymstoku, Bielsku Podlaskim, Łapach, Łomży, Czarnej Białostockiej, Knyszynie, Suwałkach i Zambrowie. Ścieki bytowo-gospodarcze z czterech wsi w powiecie monieckim przyjmują zakładowe oczyszczalnie ścieków w Dolistowie i Krypnie.

Wyraźne przyspieszenie w procesie kanalizowania podlaskich wsi nastąpiło w latach 1999-2000, wtedy bowiem, przyrost długości sieci kanalizacyjnej na terenach wiejskich wyniósł ponad 160 km, co stanowiło około 40% całkowitej długości istniejącej sieci. Najintensywniej przebiegało kanalizowanie wsi w gminach Jeleniewo, Krynki, Supraśl, Łapy, Białowieża, Bargłów Kościelny, gdzie wzrost długości sieci był rzędu od około 10 km do ok. 30 km. Najdłuższe obecnie

sieci kanalizacyjne w województwie posiadają gminy Supraśl – 32,1 km, Jeleniewo – 29,2 km, Juchnowiec Kościelny – 21,7 km, najkrótsze zaś, nie przekraczające 1 km gminy Drohiczyn, Siemiatycze, Filipów, Orla, Wizajny, Rajgród oraz Szczuczyn.

Niedostateczny rozwój systemów odprowadzania ścieków jest wyraźnie widoczny również w odniesieniu do powiatów, a różnice w długościach istniejących sieci kanalizacyjnych wahają się od 1,6 km w powiecie siemiatyckim do 114,1 km w powiecie białostockim.

Skanalizowanie wsi w województwie podlaskim, czyli procent wsi wyposażonych w zbiorowe systemy kanalizacji sanitarnej kształtuje się średnio na poziomie 3,1%, przy czym w odniesieniu do poszczególnych gmin sytuacja ulega niewielkiej poprawie. Najwyższe wskaźniki skanalizowania występują w gminach Supraśl – 26,7%, Łapy – 16%, Białowieża – 16,7%, Jasionówka – 14,3%, Knyszyn – 14,3%, Jeleniewo – 12,4%, Narewka – 12,5%, Rutka – 12,5%, Juchnowiec Kościelny – 12,2% oraz Czeremcha 10%. W pozostałych gminach wskaźnik skanalizowania nie przekracza 10%, a jego wartości mieszczą się w przedziale 1,8÷9,1%.

Nieco lepiej przedstawia się wykorzystanie istniejących sieci kanalizacyjnych, czyli procent ludności korzystającej z sieci. Na terenach wiejskich województwa podlaskiego do zbiorowego układu kanalizacji sanitarnej podłączonych jest średnio ok. 8,1% gospodarstw, przy czym w poszczególnych gminach wskaźnik ten jest bardzo zróżnicowany od 2,2% w gminie Tykocin do 40,4% w gminie Juchnowiec Kościelny, 38,5% w gminie Białowieża oraz 38,3% w gminie Supraśl [3].

W przypadku powiatów najwięcej skanalizowanych wsi występuje w powiatach bielskim, białostockim i hajnowskim, zaś największe wykorzystanie istniejących sieci kanalizacyjnych obserwuje się w powiatach białostockim, hajnowskim i monieckim.

Stan skanalizowania w poszczególnych gminach i powiatach województwa podlaskiego oraz długości istniejących sieci kanalizacyjnych przedstawiono w tabelach 1 i 2.

Tabela 1. Stan skanalizowania gmin województwa podlaskiego (2000 rok)

Powiat	Gmina	Długość sieci kanalizacyjnej (km)	Szacunkowy % korzystających z sieci	Skanalizowanie wsi (%)
augustowski	Augustów	-	-	-
	Bargłów Kościelny	9,4	8,6	2,9
	Lipsk	-	-	-
	Nowinka	3,2	6,5	3,7
	Płaska	-	-	-
	Sztabin	14,0	10,4	3,2
białostocki	Choroszcz	2,0	1,0	3,6
	Czarna Białostocka	7,2	13,9	5,9
	Dobrzyniewo Kościelne	11,1	10,2	7,4
	Gródek	15,5	31,0	5,1
	Juchnowiec Kościelny	21,7	40,4	12,2
	Łapy	10,8	13,9	16,0
	Michałow	7,1	14,6	3,6
	Poświętne	-	-	-
	Supraśl	32,1	38,3	26,7
	Suraż	-	-	-
	Turośń Kościelna	4,7	8,5	3,0
	Tykocin	1,4	2,2	3,4
	Wasilków	-	-	-
	Zabłudów	1,9	5,9	4,1
	Zawady	-	-	-
bielski	Bielsk Podlaski	15,3	7,3	6,8
	Boćki	-	-	-
	Brańsk	-	-	-
	Orla	0,8	2,5	4,5
	Rudka	7,9	54,9	12,5
	Wyszki	-	-	-
grajewski	Grajewo	1,0	2,9	2,1
	Radziłów	7,9	12,8	6,2
	Rajgród	0,6	4,8	3,4
	Szczuczyn	0,7	4,8	3,4
	Wąsosz	-	-	-
hajnowski	Białowieża	18,8	38,5	16,7
	Czeremcha	6,2	20,3	10,0
	Czyże	-	-	-
	Dubicze Cerkiewne	-	-	-
	Hajnówka	5,4	9,0	8,3
	Kleszczele	-	-	-
	Narew	2,8	5,2	4,9
	Narewka	10,6	19,0	12,5

kolneński	Grabowo	4,7	16,3	2,9
	Kolno	1,0	4,2	4,5
	Mały Płock	1,2	2,4	3,8
	Stawiski	-	-	-
tomżyński	Jedwabne	-	-	-
	Łomża	7,6	7,3	5,0
	Miastkowo	-	-	-
	Nowogród	-	-	-
	Piątnica	1,7	2,4	2,4
	Przytuły	-	-	-
	Śniadowo	3,8	11,1	2,3
	Wizna	-	-	-
moniecki	Zbójna	-	-	-
	Goniądz	-	-	-
	Jasionówka	4,9	15,6	5,5
	Jaświły	8,2	15,8	14,3
	Knyszyn	1,9	22,4	14,3
	Krypno	12,2	10,4	13,3
	Mońki	-	-	-
sejneński	Trzcianne	6,0	7,6	9,1
	Giby	-	-	-
	Krasnopol	-	-	-
	Puńsk	-	-	-
siemiatycki	Sejny	-	-	-
	Drohiczyn	0,7	4,3	2,7
	Dziadkowice	-	-	-
	Grodzisk	-	-	-
	Mielnik	-	-	-
	Milejczyce	-	-	-
	Nurzec Stacja	-	-	-
	Perlejewo	-	-	-
sokólski	Siemiatycze	0,9	2,9	2,2
	Dąbrowa Białostocka	1,8	4,3	2,4
	Janów	8,2	15,5	3,0
	Korycin	4,2	11,0	3,1
	Krynki	19,3	31,6	4,2
	Kuźnica	10,7	19,6	3,3
	Nowy Dwór	1,5	1,6	6,7
	Sidra	2,1	2,5	7,4
	Sokółka	-	-	-
	Suchowola	-	-	-
suwalski	Szudziałowo	1,1	6,0	2,7
	Bakałarzewo	1,8	3,4	3,1
	Filipów	0,4	1,6	4,0
	Jeleniewo	29,2	14,1	12,4
	Przerośl	3,0	22,2	4,2
	Raczki	11,5	17,3	5,7
	Rutka-Tartak	6,1	16,8	8,3
	Suwałki	7,9	7,9	4,2
	Szypłiszki	1,0	7,6	4,0
wysokomazowiecki	Wiżajny	0,6	6,7	2,8
	Ciechanowiec	-	-	-
	Czyżew-Osada	7,5	12,9	1,8
	Klukowo	-	-	-
	Kobylin-Borzymy	-	-	-
	Kulesze Kościelne	-	-	-
	Nowe Piekuty	-	-	-
	Sokoły	14,8	17,8	4,2
Szepietowo	7,4	13,8	4,2	
zambrowski	Wysokie Mazowieckie	-	-	-
	Kołaki Koscielne	-	-	-
	Rutki	4,6	19,2	4,3
	Szumowo	-	-	-
	Zambrów	8,6	5,3	4,2

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Kanalizacja sanitarna na terenach wiejskich województwa podlaskiego (2000 rok)

Lp.	Tereny wiejskie	Liczba komunalnych oczyszczalni ścieków	Przepustowość oczyszczalni m ³ /d	Ilość ścieków oczyszczanych m ³ /d	% skanalizowanych wsi	Długość sieci kanalizacyjnej km	% ludności korzystającej z sieci kanalizacyjnej
1.	Powiat augustowski	3	460	128,8	1,6	26,6	4,6
2.	Powiat białostocki	8	1588	581,0	5,7	114,1	15,9
3.	Powiat bielski	3	425	94,3	6,8	15,3	7,3
4.	Powiat grajewski	1	200	46,6	3,2	10,2	5,5
5.	Powiat hajnowski	7	1233	636,0	5,8	43,8	12,0
6.	Powiat kolneński	2	400	94,9	2,5	6,9	2,6
7.	Powiat łomżyński	2	220	40,4	1,5	13,1	3,3
8.	Powiat moniecki	3	540	100,2	5,1	22,3	9,3
9.	Powiat sejneński	1	150	w budowie	-	-	-
10.	Powiat siemiatycki	-	-	-	0,8	1,6	0,6
11.	Powiat sokólski	4	1660	524,2	2,7	45,7	5,5
12.	Powiat suwalski	7	1195	364,7	5,2	61,1	7,0
		1	205	w budowie			
13.	Powiat wysokomazowiecki	3	700	269,6	1,3	29,7	4,3
14.	Powiat zambrowski	2	650	155,7	3,1	13,2	4,5
Ogółem		45	9271	ok.3036,4 ¹⁾	3,1	411,5	8,1

¹⁾ brak danych odnośnie ilości ścieków w trzech oczyszczalniach

Źródło: opracowanie własne.

2. Oczyszczanie ścieków na terenach wiejskich

Na terenie województwa podlaskiego funkcjonowało w 2000 roku 77 mechaniczno-biologicznych komunalnych oczyszczalni ścieków, z czego dwie, w gminach Puńsk i Wizajny były jeszcze w fazie budowy. We wszystkich obiektach realizowanych i modernizowanych w ostatnich latach, z uwagi na zawartość związków biogennych w odprowadzanych do odbiornika ściekach, wprowadzono trzeci stopień ich oczyszczania. Łączna przepustowość projektowa działających w województwie oczyszczalni ścieków wynosi ok. 322201 m³/d, a jej wykorzystanie kształtuje się na poziomie około 39% [2,3].

Systemy odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków na terenach wiejskich województwa występują w 35 ośrodkach gminnych i 10 wsiach. Łączna przepustowość eksploatowanych obiektów określana jest na około 9271 m³/d, zaś średnia dobowa ilość dopływających do nich ścieków bytowo-gospodarczych wynosi nieco ponad 3000 m³/d.

Stąd też wykorzystanie możliwości przepustowościowych oczyszczalni na terenach wiejskich jest stosunkowo niewielkie i wynosi zaledwie 33%. Ścieki z Krypna i Filipowa odprowadzane są do mechaniczno-biologicznych zakładowych oczyszczalni ścieków, zlokalizowanych na terenie spółdzielni mleczarskich. Porządkowanie gospodarki ściekowej w gminie Klukowo w powiecie wysokomazowieckim oparto w całości o indywidualne przydomowe oczyszczalnie ścieków gwarantujące osiągnięcie wymaganego stopnia oczyszczania. Podobny sposób odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków, zastosowano przy części wiejskich szkół podstawowych, gdzie oczyszczalnie pracują jedynie dla potrzeb tych obiektów.

Na terenie województwa oprócz oczyszczalni komunalnych, eksploatowanych jest również 71 mechaniczno-biologicznych zakładowych oczyszczalni ścieków. Około 25% z nich przyjmuje ścieki bytowo-gospodarcze pochodzące z przyzakładowych budynków mieszkalnych oraz wiejskich jednostek osadniczych, natomiast zakładowa oczyszczalnia Spółdzielni Mleczarskiej Mlekwita w Wysokim Mazowieckim ścieki komunalne z terenu miasta [3].

W przypadku powiatów największa liczba eksploatowanych komunalnych oczyszczalni ścieków występuje w powiatach białostockim – 8, hajnowskim – 7 i suwalskim – 8 (w tym jedna w budowie). Pojedyncze oczyszczalnie posiadają powiaty grajewski i sejneński (oczyszczalnia w fazie realizacji).

Wykaz mechaniczno-biologicznych komunalnych oczyszczalni ścieków w gminach i powiatach województwa podlaskiego przedstawiono w tabelach 2, 3.

Tabela 3. Komunalne oczyszczalnie ścieków w gminach województwa podlaskiego (2000rok)

Gmina	Przepustowość oczyszczalni (m ³ /d)	Ilość ścieków (m ³ /d)	Wykorzystanie przepustowości (%)	Odbiornik ścieków
Bargłów Kościelny	200	24,7	12,3	rz. Bargłówka
Nowinka	100	19,2	19,2	ziemia
Sztabin	160	84,9	53,1	rz. Biebrza
Gródek	400	205	51,4	rz. Supraśl
Juchnowiec Kościelny	160	52	32,5	rz. Turośnianka
	25	10	40,0	rz. Horodnianka
Michałowo	300	156,1	52,0	rz. Supraśl
	100	64,1	64,1	rz. Supraśl
	400	50,0	12,5	rz. Narew
Turośń Kościelna	153	32,9	21,5	rz. Turośnianka
Zabłudów	50	10,9	21,9	rz. Turośnianka
Bielsk Podlaski	25	-	-	r. melioracyjny
Orla	150	-	-	rz. Orłanka
Rudka	250	94,3	37,7	rz. Nurzec
Radziłów	200	46,6	23,3	rz. Wissa
Białowieża	540	252	46,7	rz. Narewka
Czeremcha	160	147,9	92,5	rz. Nurzec
Hajnówka	150	71,2	47,5	
Narew	50	35,6	71,2	rz. Narew
	33	8,2	24,8	rz. Narew
Narewka	150	104,1	69,4	rz. Narewka
	150	17,0	14,2	rz. Narewka
Grabowo	300	45,6	15,2	rz. Skroda
Mały Płock	100	49,3	49,3	rz. Cetna
Łomża	20	34,4		r. melioracyjny
Śniadowo	200	6,0	3,0	rz. Śniadowianka
Jasionówka	160	33,6	21,0	rz. Brzozówka
Jaświły	80	46,6	73,9	c. Biebla
Trzcianne	300	20,0	6,7	rz. Muchawiec
Puńsk	150		w budowie	rz. Marycha
Janów	150	90,4	60,3	rz. Kumiałka
Korycin	160	32,9	20,5	rz. Kumiałka
Krynki	1000	284,9	28,5	rz. Krynka
Kuźnica	350	116,0	33,0	rz. Łosośna
Bakalarzewo	200	24,6	12,3	rz. Czerwonka
Jeleniewo	195	4,6	2,4	rz. Czarna Hańcza
Przerośl	100	95,9	95,9	Jeziro Kość
Raczki	300	175,3	58,4	rz. Rospuda
Rutka-Tartak	150	32,8	21,9	rz. Szeszupa
Szypłiszki	150	12,3	8,2	rz. Marycha
Wizajny	100	19,2	19,2	rz. Wizga
	205	w budowie	w budowie	rz. Wizga
Czyżew-Osada	100	111,7		rz. Brok
Sokoły	300	71,0	23,7	rz. Awissa
Szepietowo	300	86,9	29,0	
Rutki	450	68,30	15,2	rz. Mężynianka
	200	87,4	43,7	rz. Narew

Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

Województwo podlaskie, położone w północno-wschodniej części Polski to region, w którym dominującym działem gospodarki jest rolnictwo, funkcjonujące w oparciu o indywidualne gospodarstwa rolne. Ponad 90% powierzchni województwa stanowią tereny wiejskie, które charakteryzują się dużym stopniem rozproszenia zabudowy w obrębie osiedli wiejskich oraz znacznymi odległościami pomiędzy poszczególnymi wsiami na obszarze gminy.

Istotnym problemem na Podlasiu jest niedostateczny, w stosunku do stanu zaopatrzenia w wodę, rozwój wiejskich systemów odprowadzania i oczyszczania ścieków. Kanalizacja sanitarna występuje w 61 gminach, przy czym w 12 z nich jest to jedynie kanalizacja lokalna odbierająca ścieki bytowo-gospodarcze z przyzakładowych budynków mieszkalnych. Zbiorowe systemy kanalizacji o łącznej długości 411,5 km posiada 36 ośrodków gminnych oraz 34 wsie, z których ponad 20 odprowadza swoje ścieki do miejskich sieci kanalizacyjnych. W chwili obecnej w najdłuższe sieci kanalizacyjne wyposażone są gminy Supraśl – 32,1 km, Jeleniewo – 29,2 km oraz Juchnowiec Kościelny – 21,7 km.

W gminach Drohiczyn, Siemiatycze, Orla, Filipów, Wiżajny, Rajgród i Szczuczyn długości istniejących sieci kanalizacyjnych nie przekraczają 1 km.

Skanalizowanie terenów wiejskich w województwie podlaskim kształtuje się średnio na poziomie 3,1%, przy czym w odniesieniu do poszczególnych gmin sytuacja ulega niewielkiej poprawie. Najwyższe wskaźniki skanalizowania rzędu 12÷27% występują w gminach Supraśl, Białowieża, Łapy, Jasionówka, Knyszyn, Krypno, Jeleniewo, Narewka, Rutka, Juchnowiec Kościelny i Czeremcha. W pozostałych gminach wskaźnik skanalizowania nie przekracza 10%.

Systemy odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków na terenach wiejskich województwa występują w 35 ośrodkach gminnych i 10 wsiach. Łączna przepustowość eksploatowanych, najczęściej mechaniczno-biologicznych oczyszczalni ścieków określana jest na ok. 9271 m³/d, zaś jej wykorzystanie wynosi zaledwie 33%. W gminie Klukowo w powiecie wysokomazowieckim skanalizowanie wsi rozwiązano poprzez zastosowanie indywidualnych przydomowych oczyszczalni ścieków, gwarantujących osiągnięcie wymaganego stopnia oczyszczania.

W najbliższych latach podstawowym problemem do rozwiązania w zakresie gospodarki ściekowej na obszarze województwa podlaskiego będzie zmniejszenie ogromnej dysproporcji pomiędzy stanem uwodociągownienia, a stanem skanalizowania terenów wiejskich. Intensywny rozwój zbiorowych systemów odprowadzania ścieków, tam gdzie pozwala na to zwarta zabudowa wiejskich jednostek osadniczych oraz realizacja niewielkich, lokalnych systemów kanalizacji współpracujących z zagrodowymi oczyszczalniami ścieków w przypadku zabudowy rozproszonej, a także realizacja nowych i modernizacja istniejących oczyszczalni ścieków pozwolą w pełni uporządkować gospodarkę ściekową na obszarze województwa.

Literatura

- [1] Kuglewicz I., Kuglewicz J. *Stan i możliwości poprawy gospodarki wodno-ściekowej na terenach nieurbanizowanych*, w: *Kontenerowe i przydomowe oczyszczalnie ścieków oraz stacje uzdatniania wody*, Białystok 1995.
- [2] *Ochrona środowiska 2001. Informacje i opracowanie statystyczne*, GUS, Warszawa 2001.
- [3] *Plan zagospodarowania przestrzennego województwa podlaskiego. Uwarunkowania zewnętrzne i wewnętrzne zagospodarowania*, Białystok 2001.

SEWAGE MANAGMENT IN RURAL COMMUNITIES OF THE PODLASKIE VOIVODSHIP

Summary

This article presents sewage disposal and sewage treatment systems characteristic in villages of the podlaskie voivodship and evaluation of countryside sanitary condition.

ROZWIĄZYWANIE PROBLEMÓW GOSPODARKI ŚCIEKOWEJ NA WIEJSKICH OBSZARACH TURYSTYCZNYCH

Streszczenie

Uzbrojenie sanitarne terenów turystycznych ma na celu ochronę środowiska przed zanieczyszczeniem. Odprowadzanie i unieszkodliwianie ścieków na wiejskich obszarach turystycznych wymaga innych rozwiązań niż te, jakie stosowane są w aglomeracjach miejskich. Rozwiązania te powinny uwzględniać charakterystyczną zabudowę terenów turystycznych, ukształtowanie terenu, zagospodarowanie gruntu, niewielką ilość powstających ścieków, duże wartości współczynników nierównomierności dopływu ścieków oraz problemy w eksploatacji urządzeń kanalizacyjnych wynikające z braku fachowej obsługi. Wielorakość sposobów rozwiązywania problemów gospodarki ściekowej na wiejskich obszarach turystycznych daje dużą możliwość wyboru ze względu na posiadane środki finansowe, cechy obszaru oraz wymagania turystów. Niniejsze opracowanie przedstawia rozwiązania gospodarki ściekowej na wiejskich obszarach turystycznych.

Wstęp

Użytkowanie turystyczne środowiska powoduje jego degradację. Przekształcenia środowiska następują przeważnie w wyniku budowy obiektów turystycznych, uzbrojenia terenu, jak również pobytu i poruszania się użytkowników po obszarze turystycznym. Współczesne społeczeństwa coraz częściej zdają sobie sprawę, że również turystyka powinna mieć na względzie ochronę środowiska. Niepohamowana eksploatacja obszarów od lat cieszących się dużym zainteresowaniem turystów prowadzi bowiem do ich niszczenia, a nawet bezpowrotnej utraty walorów, z których do tej pory służyły. W związku z tym pojawiła się konieczność rozwoju infrastruktury technicznej, która pozwoliłaby zmniejszyć negatywny wpływ turystyki na środowisko. Ruchowi turystycznemu towarzyszą głównie takie obciążenia, jak: zwiększony pobór wody, zwiększony odpływ ścieków, wzrost ilości odpadów oraz wzrost zanieczyszczeń komunikacyjnych.

Z punktu widzenia ochrony środowiska istotnym zagrożeniem są ścieki, które mogą spowodować skażenie wód powierzchniowych i podziemnych.

I. Uwarunkowania stosowania uzbrojenia sanitarnego na terenach turystycznych

Uzbrojenie sanitarne terenów turystycznych ma na celu ochronę środowiska przed zanieczyszczeniem. Przy planowaniu inwestycji uzbrojenia sanitarnego należy brać pod uwagę rozwiązania dostosowane do warunków krajobrazowych danego terenu. Urządzenia infrastruktury powinny być wkomponowane w krajobraz.

Warunki geologiczno-morfologiczne danego obszaru mają wpływ na wybór rozwiązań technicznych i technologicznych uzbrojenia sanitarnego. Nośność, skład, przepuszczalność gruntu decydują o wyborze konkretnych rozwiązań sposobu poboru wody oraz odprowadzania i oczyszczania ścieków [1].

Miejsce na lokalizację urządzeń sanitarnych musi być odpowiednio dobrane. Zależy ono od tego, czy urządzenia będą wykorzystywane przez cały rok czy tylko sezonowo. W przypadku działalności sezonowej możliwe jest wykorzystanie przenośnych urządzeń sanitarnych. Obecnie coraz więcej firm usługowych proponuje wypożyczenie przenośnych toalet, a nawet bidetów. Jeśli ruch turystyczny trwa cały rok, to urządzenia powinny być podłączone do istniejącej już kanalizacji i wodociągu lub mieć inny indywidualny sposób rozwiązania problemów gospodarki wodno-ściekowej. W przypadku rozwiązywania problemu ścieków we własnym zakresie powinny być bardzo rygorystycznie przestrzegane zasady obsługi urządzeń sanitarnych poprzez systematyczne opróżnianie nieczystości, mycie i wypełnianie środkami dezynfekującymi.

Ośrodki turystyczne zlokalizowane na terenach nieuzbrojonych w sieć kanalizacyjną powinny być wyposażone we własną oczyszczalnię ścieków, ewentualnie inne, mniej skomplikowane, urządzenia do unieszkodliwiania ścieków (osadniki gnilne, studnie chłonne, ustępy suche, filtry). Urządzenia te powinny być umieszczone na terenie spełniającym określone wymagania. Obszar przeznaczony pod budowę oczyszczalni ścieków powinien charakteryzować się następującymi cechami:

- odpowiednio dużą powierzchnią do rozmieszczenia projektowanych obiektów oczyszczalni z uwzględnieniem rezerwy 100%,
- regularnym kształtem,

- dogodnymi warunkami geologicznymi i hydrogeologicznymi,
- niską klasą gruntów (najlepiej nieużytki),
- brakiem zadrzewienia w miejscu lokalizacji obiektów oczyszczalni,
- możliwie dużym spadkiem, umożliwiającym grawitacyjny spływ ścieków,
- dogodnym dojazdem,
- dostateczną, w świetle obowiązujących przepisów, odległością od zabudowy,
- możliwie małą odległością od odbiornika,
- położeniem powyżej zasięgu wód powodziowych w odbiorniku,
- niskim poziomem wód gruntowych,
- dogodnymi warunkami klimatycznymi i mikroklimatycznymi (duże nasłonecznienie, przewiew, właściwe położenie w stosunku do róży wiatrów, niska wilgotność względna).

Uwzględnienie wymagań związanych z lokalizacją urządzeń sanitarnych pomaga w racjonalnym wyborze metody odprowadzania i oczyszczania ścieków.

2. Rozwiązania problemu gospodarki ściekowej na terenach turystycznych

Wszystkie elementy urządzeń sanitarnych na obszarach o walorach turystycznych powinny być projektowane w taki sposób, aby nie powodowały szkód w środowisku naturalnym, a co za tym idzie nie zmniejszały walorów turystycznych obszaru. Należy zwrócić również uwagę na fakt, że rodzaj stosowanych urządzeń, ich usytuowanie i częstość występowania, w znacznej mierze zależy od zachowania turystów oraz ich troski o te urządzenia.

Zależnie od ilości ścieków, rodzaju ich odbiornika, ukształtowania terenu, rodzaju gruntu i położenia zwierciadła wody możliwe jest zastosowanie różnych rodzajów urządzeń do oczyszczania ścieków. Na terenach turystycznych powstają ścieki różnego pochodzenia, w tym zawsze ścieki bytowo-gospodarcze. Odprowadzenie nie oczyszczonych ścieków bezpośrednio do środowiska naturalnego stwarza poważne zagrożenie dla gruntu, jakości wód i zdrowia ludności.

Dość powszechnym urządzeniem stosowanym do gromadzenia ścieków bytowo-gospodarczych z pojedynczych obiektów są zbiorniki bezodpływowe. Z badań wynika, że zbiorniki te są praktycznie nieszczelne aż w 57,8% przebadanych obiektów [2]. Następstwem tego jest przedostawanie się zanieczyszczeń do gleby, a potem do wód gruntowych. Osad ze zbiorników bezodpływowych ulega dużemu zagęszczeniu i dowieziony do punktu zlewnego oczyszczalni może pogorszyć jej pracę. W związku z tym pojawiły się postulaty, aby służby administracyjne nie wydawały zezwoleń na budowę tzw. dołów bezodpływowych. Ważnym problemem, który się wiąże ze zbiornikami są wylewiska ścieków pochodzących z tych urządzeń. Prawie połowę z nich stanowią dzikie niekontrolowane miejsca, które są zagrożeniem dla środowiska [3].

Innym znanym rozwiązaniem problemów gospodarki ściekowej jest układ z drenażem rozsączającym. Podstawowym elementem tego układu jest osadnik gnilny (inaczej szambo), współpracujący z drenażem.

Osadniki gnilne są najbardziej rozpowszechnionymi urządzeniami do oczyszczania ścieków w systemie lokalnym [4]. Mogą służyć do oczyszczania mechanicznego, polegającego na usuwaniu zanieczyszczeń pływających i zawieszin lub biologicznego, odbywającego się na drodze beztlenowego rozkładu substancji organicznych.

Drugi element tego układu stanowi drenaż rozsączający. Przeznaczony jest do biologicznego oczyszczania w gruncie ścieków bytowo-gospodarczych. Stosuje się go przy małych ilościach ścieków oraz w przypadku braku odbiornika ścieków. Zaletą drenażu jest możliwość jego budowy w odległości mniejszej niż 70 m od studni, zaopatrującej gospodarstwo w wodę. Drenaż rozsączający może jednak być układany tylko w gruncie o dostatecznej przepuszczalności [5]. Zastosowanie układu z drenażem pozwala na redukcję zawiesziny o 90-95%, a BZT o 90-95% [6].

Istnieją również urządzenia zwiększające stopień oczyszczania ścieków już wcześniej oczyszczanych. Należą do nich studnie chłonne. Stosowane są one do wprowadzania ścieków do gruntu piaszczystego po uprzednim ich podczyszczeniu w warstwie filtracyjnej. Stosowanie ich ma szczególne uzasadnienie, gdy nie ma możliwości odprowadzania ścieków oczyszczonych do wód powierzchniowych. W takim przypadku oczyszczone w wysokim stopniu ścieki, wprowadzane są do studni chłonnej, gdzie po dalszym oczyszczeniu odprowadzane są do gruntu. Ścieki te nie stanowią żadnego zagrożenia dla wód gruntowych [7].

Istnieją również sposoby doczyszczania ścieków przy pomocy filtrów piaskowych. Stosowane są jako II stopień oczyszczania ścieków np. po osadnikach gnilnych.

W tym przypadku ścieki oczyszczone odprowadzane są zazwyczaj do wód powierzchniowych, ale mogą być również odprowadzane do gruntu przez studnię chłonną. Istota działania filtrów piaskowych polega na okresowym doprowadzaniu ścieków do złoża filtracyjnego, w którym pod wpływem procesów fizycznych, chemicznych i biologicznych następuje oczyszczanie ścieków z zanieczyszczeń stałych, koloidalnych i rozpuszczalnych.

Jednym z rodzajów filtra piaskowego jest tak zwany filtr podziemny. Podstawowym warunkiem, jaki musi spełniać grunt przeznaczony pod taką oczyszczalnię, jest jego dobra przepuszczalność oraz niski poziom wód gruntowych. Zasada działania filtra jest podobna jak w przypadku filtra piaskowego. Filtr odprowadza ścieki z osadnika do gruntu, z drugiej zaś zapobiega skażeniu wód podziemnych, eliminując szkodliwe substancje. W wyniku działania opisanej oczyszczalni uzyskujemy zmniejszenie ilości zawieszin o 90-90%, bakterii o około 95%, a BZT o 90-95% [8].

Bardzo dobrym rozwiązaniem problemów związanych z gospodarką ściekową obiektów turystycznych może być budowa indywidualnej oczyszczalni ścieków.

Kilka typów małych oczyszczalni ścieków dostępnych na polskim rynku przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wybrane małe oczyszczalnie biologiczne dostępne na polskim rynku

Oczyszczalnie biologiczne	Opis oczyszczalni
TURBO-JET	Oczyszczalnia ścieków pracująca w oparciu o metodę „niskoobciążonego osadu czynnego”. Wszystkie elementy oczyszczalni wykonane są z tworzyw sztucznych i materiałów odpornych na korozję. Procesem technologicznym steruje zintegrowany zespół zasilająco-sterujący.
BIOCLERE	Oczyszczalnia ścieków pracująca w oparciu o zraszane złożo biologiczne, którego wypełnienie stanowią specjalne kształtki HUFO. Oczyszczalnia składa się z osadnika wstępnego, złoż biologicznych oraz stopnia chemicznego. Wszystkie obiekty są odporne na korozję i zmiany temperatury.
PURFLO	Kompleksowa, biologiczna oczyszczalnia ścieków z polietylenu, z systemem doczyszczania ścieków za pomocą bakterii tlenowych z denitryfikacją. Wyposażona w wypełnienie z włókien poliestrowych i dyfuzory do napowietrzania drobnopęcherzykowego. Jest ona praktycznie bezobsługowa.
ENVICON	Oczyszczalnia ścieków składa się z jednego lub kilku zbiorników, w których przebiega pełny proces mechaniczno-biologicznego oczyszczania ścieków z wydzieleniem osadów ściekowych. Oczyszczanie ścieków następuje na skutek tlenowego rozkładu zanieczyszczeń organicznych na napowietrzonym złożu biologicznym.
HYDROCENTRUM	Oczyszczalnia z osadem czynnym, semiperiodyczna, z nityfikacją i denitryfikacją, napowietrzanie drobnopęcherzykowe.
NEBRASKA	Oczyszczalnia z osadem czynnym, napowietrzanie drobnopęcherzykowe. Jest ona praktycznie bezobsługowa.
NEVEXPOL	Oczyszczalnia działająca w oparciu o połączenie procesów fermentacji beztlenowej oraz filtracji i rozkładu zanieczyszczeń w glebie. Procesy te zachodzą w zbiorniku gnilnym wykonanym z polietylenu.
EKOL	Oczyszczalnia ścieków pracująca w oparciu o metodę osadu czynnego ze stabilizacją osadu nadmiernego. Posiada komorę osadu czynnego napowietrzaną drobnopęcherzykowo oraz komorę osadnika wtórnego z grawitacyjną recyrkulacją osadu.
MIKROS	Oczyszczalnia ścieków pracująca w oparciu o złoża biologiczne z podwójnym stopniem oczyszczania. Składa się ona ze zbiornika posiadającego komorę oczyszczania oraz z osadnika wtórnego z komorą fermentacyjną.
EPURBLOC	Oczyszczalnia ścieków pracująca w oparciu o beztlenową fermentację oraz mineralizację zanieczyszczeń. Składa się ona z: osadnika gnilnego, filtru doczyszczającego oraz odprowadzenia oczyszczonych ścieków.

Źródło: dane ofertowe firm.

Analiza proponowanych technologii z punktu widzenia ich zastosowania do ścieków pochodzących z obiektów sezonowych prowadzi do odrzucenia technologii opartych na złożach biologicznych. Technologie te wymagają bowiem kilkumiesięcznego okresu wypracowywania się błony biologicznej.

Podobnie jest z oczyszczalniami, w których wykorzystuje się osad czynny. W tym przypadku jednak możliwe jest szybkie uruchomienie małej oczyszczalni poprzez dowieszenie przed sezonem osadu czynnego z oczyszczalni komunalnej. Oczyszczalnię taką można bez specjalnych kłopotów wyłączyć z eksploatacji po sezonie.

Oczyszczalnia typu Turbo-Jet przygotowana jest do oczyszczania ścieków odprowadzanych od 2-10 mieszkań-ców. Prawdopodobnie nie jest ona w stanie zapewnić wymaganej redukcji azotu (brak denitryfikacji).

Spośród pozostałych dwóch oczyszczalni (Hydrocentrum i Purflo), które oparte są na technologiach zapewniających spełnienie obowiązujących norm jakości ścieków oczyszczonych bardziej ekonomiczna oraz efektywna jest oczyszczalnia Purflo [9].

Oczyszczalnia Nebraska została zaprojektowana i wykonana w taki sposób, aby jej eksploatacja nie stanowiła uciążliwości dla użytkownika. Jest ona efektywna i bezpieczna w obsłudze.

Oczyszczalnie Ekol, Mikros, Bioclere, Epurbloc są oczyszczalniami bardzo efektywnymi pod względem oczyszczania i redukcji wskaźników zanieczyszczeń organicznych [10].

Znacznym utrudnieniem w doborze odpowiedniej metody oczyszczania ścieków na terenach o wysokim natężeniu ruchu turystycznego są sezonowe wahania dopływających ścieków. Konwencjonalne sposoby oczyszczania ścieków nie są zawsze wystarczająco efektywne. Alternatywą jest zastosowanie technologii opartych na metodach naturalnych.

Jedną z tych technologii jest zastosowanie systemów opartych na stawach. Oczyszczalnie te charakteryzują się wysoką efektywnością usuwania zanieczyszczeń organicznych i biogenych.

Są także niewrażliwe na nierównomierny dopływ ścieków i ich jakościowe zróżnicowanie. Obiekty te w mniejszym stopniu reagują na zaniki w zasilaniu energią elektryczną, nie wymagają obsługi przez wysoko wykwalifikowany personel i mogą być dostosowane do topografii terenu [11]. Dla małych ilości ścieków stosuje się stawy stabilizacyjne o czasie przetrzymania 60 do 120 dni, zaś dla większej ilości korzystniejsze są stawy napowietrzane o czasie przetrzymania 12-20 dni. Stawy stabilizacyjne są prostą, łatwą i niezawodną metodą oczyszczania ścieków, chociaż posiadają także wady, między innymi wymagają dużej powierzchni. Obserwuje się znaczne pogorszenie jakości odpływu w okresie zimowym oraz zwłaszcza w okresie letnim problemy z odorami [12].

W Polsce na początku lat 90-tych pojawiło się wiele rozwiązań małych oczyszczalni ścieków, wykorzystujących do oczyszczania roślinność wodną i wodolubną ekosystemów bagiennych. Było to spowodowane koniecznością wprowadzenia nowych technologii spełniających wymagania przepisów ograniczających możliwość zrzutu oczyszczanych ścieków zawierających pierwiastki eutrofizujące. Oczyszczalnie te noszą nazwę „oczyszczalni hydrofitowych”. Chociaż nazwa ta odnosi się do roślin, to jednak proces oczyszczania ścieków zachodzi przede wszystkim z udziałem mikroorganizmów heterotroficznych, charakterystycznych dla błony biologicznej w oczyszczalniach ze złożem spłukiwanym. Warunki niezbędne do rozwoju tego typu mikroorganizmów umożliwiają ścieki, zawierające odpowiednie dla nich substancje pokarmowe, jak też stymulowane są przez obecność korzeni i kłączy

roślinnych. Rozwiązania takie nadają się do oczyszczania ścieków z jednego lub kilku domów, czy też niewielkich osiedli. Mogą być więc jak najbardziej stosowane na terenach ośrodków rekreacyjnych: kempingów, moteli, ośrodków wczasowych itp. Jest to możliwe dzięki mało skomplikowanej budowie, prostocie eksploatacji oraz niskiej energochłonności. Dużą zaletą systemów hydrofitowych jest możliwość naturalnego wkomponowania ich w krajobraz, co ma istotne znaczenie na obszarach turystycznych.

Oczyszczalnie hydrobotaniczne mogą stanowić alternatywę dla kontenerowych oczyszczalni ścieków.

Wśród zalet stosowania hydrobotanicznych, niskotechnologicznych oczyszczalni ścieków należy wyróżnić ich długowieczność. Przyczynia się to do zmniejszenia odpisów amortyzacyjnych. Obsługa takiej oczyszczalni ogranicza się do rewizji osadnika wstępnego i usuwania osadu. Oczyszczalnia nie jest wrażliwa na dobowe wahania ilości przyjmowanych ścieków, a objętość złoza umożliwia jego działanie jako buforu. Często za wypełnienie złoza może służyć materiał rodzimy, a nie sprowadzane kruszywa mineralne. Znacznie obniża to wysokość nakładów inwestycyjnych.

Innym rozwiązaniem są filtry gruntowo-roślinne. Są to oczyszczalnie, w których złoże filtru stanowiące podłoże dla roślin jest izolowane od naturalnego gruntu za pomocą gliny, iltu czy folii. Istotnymi elementami technicznymi są tu systemy doprowadzania i odprowadzania ścieków, które powinny zapewniać równomierne zasilanie i odbiór ścieków. Odpływ ścieków powinien być tak skonstruowany, żeby umożliwiał regulację poziomu ścieków w złożu zależnie od potrzeb związanych z porą roku. W polskich warunkach klimatycznych w filtrach gruntowo-roślinnych najczęściej sadi się trzcinę pospolitą, wierzbę krzewiastą, pałkę wodną czy jeżogłówkę gałęzistą. Czas przebywania ścieków w zbiorniku wynosi kilkadziesiąt dni. Ważnym elementem są tu przegrody pływające, dzielące powierzchnię wody w zbiorniku na małe sekcje w celu zapobiegania spychania rzęsy przez wiatr do brzegów zbiornika [13].

Opisane powyżej urządzenia mogą być stosowane indywidualnie, w obiektach użyteczności publicznej i usługowej oraz na terenach turystycznych.

Wybór rodzaju i sposobu rozwiązania systemu unieszkodliwiania ścieków zależy przede wszystkim od ich charakterystyki ilościowej i jakościowej. Parametry charakteryzujące wielkość odpływu ścieków oraz ładunek i rodzaj ich zanieczyszczenia mogą być modyfikowane w celu zastosowania efektywniejszego pod względem ekonomicznym i technicznym systemu unieszkodliwiania ścieków.

Charakterystyka ścieków może być modyfikowana poprzez wzajemne powiązanie działań, do których należą między innymi oszczędne użytkowanie wody, wynikiem czego jest zmniejszenie odpływu ścieków oraz zmniejszenie ładunku i stężenia zanieczyszczeń w ściekach [14].

Podsumowanie

Odprowadzanie i unieszkodliwianie ścieków na wiejskich obszarach turystycznych wymaga innych rozwiązań niż te, jakie stosowane są w aglomeracjach miejskich. Rozwiązania te powinny uwzględniać charakterystyczną zabudowę terenów turystycznych, ukształtowanie terenu, zagospodarowanie gruntu, niewielką ilość powstających ścieków, duże wartości współczynników nierównomierności dopływu ścieków oraz problemy w eksploatacji urządzeń kanalizacyjnych wynikające z braku fachowej obsługi.

Na wielu terenach turystycznych z uwagi na znaczne rozproszenie zabudowy nie ma zbiorowych systemów do odprowadzania i oczyszczania ścieków. Uzasadnione to jest względami techniczno-ekonomicznymi. Dlatego też racjonalnym rozwiązaniem jest budowa indywidualnych oczyszczalni ścieków, obsługujących zazwyczaj jeden obiekt bądź niewielką ich grupę.

W Polsce na początku lat dziewięćdziesiątych pojawiło się wiele rozwiązań małych oczyszczalni ścieków, wykorzystujących do oczyszczania roślinność wodną oraz stawy. Niewątpliwą zaletą oczyszczalni roślinnych oraz stawów jest możliwość wkomponowania ich w naturalne środowisko, co w przypadku terenów turystycznych jest jedną z priorytetowych cech. Pomimo niskich kosztów inwestycyjnych i eksploatacyjnych, długowieczności i bezobsługowej pracy należy pamiętać, że oczyszczalnie te potrzebują znacznej powierzchni terenu. Często jest to przeszkodą przy ich projektowaniu, szczególnie gdy nie są wyjaśnione warunki własności gruntów, przeznaczone na tego typu oczyszczalnie.

Wielorakość sposobów rozwiązywania problemów gospodarki ściekowej na wiejskich obszarach turystycznych daje dużą możliwość wyboru ze względu na posiadane środki finansowe, cechy obszaru oraz wymagania turystów.

Literatura

- [1] Dubel K., *Turystyka jest jedną z ważniejszych form konsumpcji krajobrazu*, Białystok 1998.
- [2] Kuczewski K., *Efekt oczyszczania ścieków bytowo gospodarczych w trzykomorowym osadniku bezodpływowym*, „Technika sanitarna wsi” 1993 nr 672.
- [3] *Kontenerowe i przydomowe oczyszczalnie ścieków oraz stacje uzdatniania wody*, Wyd. PB, Wigry wrzesień 1995.
- [4] Jakowlew S.W., Woronow I.W., *Biologiczeskije filtry*, Strojzdat, Moskwa 1982.
- [5] Szwichenberg A., *Gospodarka turystyczna w okresie przejściowym*, IZiM, Koszalin 1995.
- [6] Kuchcińska A., Kuchciński J., *Elementy turystyki i geografii turystycznej*, Warszawa 1986.
- [7] Heidrich Z., *Przydomowe oczyszczalnie ścieków*, Wyd. COIB, Warszawa 1998.
- [8] Osmólska-Mról B., *Lokalne systemu unieszkodliwiania ścieków. Poradnik*, IOŚ, Warszawa 1995.
- [9] *Program zagospodarowania pól biwakowych oraz szlaków turystycznych*, opracowany przez firmę „Środowisko” S.C., Wilkasy 1996.

- [10] Dzienis L., *Nowy sposób obliczania złóż biologicznych*, „Gaz Woda i Technika Sanitarna” 1984 nr 9.
- [11] Janczukowicz W., Krzemieniewski M., Pesta J., Bielas D., *Efektywność działania stawów napowietrzanych w warunkach zimowych. Oczyszczanie ścieków. Nowe trendy, modernizacja istniejących oczyszczalni i gospodarka osadowa*, w: *Materiały z IX Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej*, Politechnika Białostocka, Rajgród 1997.
- [12] Błażejowski R., *Przydomowe oczyszczalnie ścieków*, ODR w Zarzeczewiu, Włocławek 1996.
- [13] Roman M., *Roślinne oczyszczalnie ścieków*, w: *Hydrobotaniczne metody oczyszczania ścieków*, MOŚZNiL, DGW, Warszawa, 1995.
- [14] Osmólska-Mróż B., *Lokalne systemu unieszkodliwiania ścieków*. Poradnik, IOŚ Warszawa, 1995.

THE PROBLEM SOLVING OF THE SEWAGE ECONOMY IN COUNTRY - TOURIST AREAS

Summary

The health-armament of tourist grounds targets the protection of the environment before the pollution. Accompanying and neutralizing of sewage in country - tourist areas demands other solutions than these, what are practical in conurbations. These solutions should take into account the characteristic building of tourist grounds, the form of the ground, the farm implements of the ground, the not large quantity of nascent sewage, large values of coefficients of the inequality of the inflow of sewage and problems in operation of sewage-devices consequential in absence of the professional service.

The multiplicity of manners of the problem solving of the sewage economy in country - tourist areas gives the large possibility of the choice from the regard on possessed financial meanses, guilds of the area and requirements of tourists. The present elaboration introduces solutions of the sewage economy in country - tourist areas.

OCZYSZCZANIE ŚCIEKÓW W RAFINERII NAFTY „GLIMAR” S.A.

Streszczenie

Rafineria Nafty „Glimar” S.A. należy do najstarszych zakładów zajmujących się przeróbką ropy naftowej na świecie. Jest położona na terenach atrakcyjnych przyrodniczo i turystycznie. Wymusza to szczególną dbałość o sprawy związane z ochroną środowiska. Referat charakteryzuje źródła i jakość ścieków rafineryjnych, stosowaną technologię ich oczyszczania, efektywność procesów, oraz metody kontroli technologicznej i monitoringu. Sygnalizuje również kierunek koniecznych w najbliższej przyszłości prac modernizacyjnych.

Wstęp

Rafineria Nafty „Glimar” S.A. należy do najstarszych zakładów zajmujących się przeróbką ropy naftowej na świecie, założona została bowiem w 1883 roku. Zlokalizowana jest ona na południu Polski, na skraju ziemi sądeckiej, posiadającej atrakcyjne tereny turystyczne, krajobrazowe i lecznicze. Tutaj przybywają corocznie rzesze turystów, łaknących świeżego powietrza, czystej wody i ciszy, oraz kuracjuszy odwiedzających chętnie liczne sanatoria.

Fakt ten stawia przed firmą szereg poważnych zadań w zakresie ochrony zasobów naturalnych przed ich degradacją. Rafineria Nafty „Glimar” S.A. buduje od kilku lat swój wizerunek „firmy przyjaznej środowisku”, który jest poparty inwestycjami poczynionymi na tym polu w ciągu ostatnich lat. Na inwestycje o charakterze proekologicznym w okresie 1989-1999 wydano ogółem 20.788 mln. złotych. Między innymi ograniczono ilość zanieczyszczeń odprowadzanych do rzeki Ropy poprzez modernizację zakładowej oczyszczalni ścieków, ograniczono emisję SO_2 , NO_x , CO , CO_2 i pyłów do atmosfery poprzez modernizację kotłowni (przejście z paliwa węglowego na niskosiarkowy olej opałowy, zmiana technologii uzdatniania wody do kotłów), ograniczono emisję nieorganizowaną węglowodorów do atmosfery poprzez oddanie do eksploatacji nowoczesnego terminalu pełnienia paliw do autocystem, ze stacją odzysku oparów i rozpoczęcie zadania inwestycyjnego mającego na celu hermetyzację zbiorników magazynowych (montaż dachów pływających), zlikwidowano składowisko płynnych odpadów porafinacyjnych w pobliżu rzeki Ropy tak zwane „doły kwasowe”, zbudowano instalację reformowania benzyn w oparciu o katalizatory zeolitowe „Zeofforming”, która umożliwiła produkcję niskosiarkowych paliw bezołowiowych i gazu LPG (propan-butan), które są produktami o zmniejszonym negatywnym wpływie na środowisko.

Biorąc za kryterium przerób ropy naftowej Rafineria „Glimar” na tle dwóch największych rafinerii krajowych czyli „Petrochemii” Płock S.A. i Rafinerii Gdańskiej S.A. nie jest przedsiębiorstwem dużym. Możliwości przerobowe ropy wynoszą maksymalnie 200 tysięcy ton rocznie, przy aktualnym przerobie około 160-170 tys. ton, co stanowi około 1% przerobu ropy naftowej w Polsce ogółem. Skala przerobu ropy jak również inne, specyficzne uwarunkowania technologiczne sprawiły, że Rafineria „Glimar” – obok produkcji towarów masowych – wyspecjalizowała się również w wytwarzaniu średnio- i małotonażowych produktów naftowych, dostosowanych do indywidualnych wymagań odbiorców.

W chwili obecnej realizowana jest instalacja Hydrokompleks – Glimar, której produkty będą spełniać coraz ostrzejsze wymogi ochrony środowiska stawiane przez prawodawstwo Unii Europejskiej, przy jednoczesnej minimalizacji ilości produkowanych odpadów w czasie ich wytwarzania. Po zrealizowaniu tego projektu Rafineria Nafty „Glimar” S.A. stanie się rafinerią zdolną do przeróbki każdego gatunku ropy i wytwarzania wysokojakościowych nowych specyfików naftowych takich jak nafty specjalne oraz bazy olejowe. W taki sposób kolejny etap modernizacyjny zostanie zakończony, a „Glimar” będzie jedną z najnowocześniejszych rafinerii w Europie w segmencie firm wytwarzających mało- i średniotonażowe produkty naftowe.

Historia i specyfika produkcji zakładu w bezpośredni sposób wpływają na ilość i jakość ścieków oraz stosowaną technologię i organizację procesów ich oczyszczania przed odprowadzeniem do odbiornika – rzeki Ropy. Rosnące wymagania w zakresie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód związane z dostosowaniem polskiego prawa do dyrektyw Unii Europejskiej oraz realizowane plany rozwojowe w rafinerii określają również zakres modernizacji zakładowej oczyszczalni ścieków i urządzeń kanalizacyjnych.

I. Źródła ścieków

Przerabiany w rafineriach surowiec jest mieszaniną węglowodorów alifatycznych, aromatycznych, naftenowych i w bardzo niewielkim zakresie olefinowych. Oprócz węglowodorów, ropa zawiera szereg niepożądanych związków

chemicznych, usuwanych podczas rafinacji. Przerobowi ropy naftowej w rafineriach towarzyszą procesy rozdziału fizycznego i przemian chemicznych. Typowymi urządzeniami każdej rafinerii są zbiorniki ropy naftowej, produktów przejściowych i końcowych, urządzenia mieszające, jak również urządzenia i instalacje przeładunkowe. Woda przy przeróbce ropy naftowej potrzebna jest głównie do odsalania surowej ropy, odpędzania par z określonych odplywów produktów, procesów krakowania i chłodzenia, mycia i czyszczenia oraz celów sanitarnych [1].

Rafineria Nafty „Glimar” S.A. pobiera wodę z ujęcia brzegowego na rzece Ropie w ilości około 120 m³/h. Woda ta jest używana na terenie rafinerii do celów gospodarczych, technologicznych, zasilania kotłowni, uzupełniania obiegów chłodniczych, napełniania zbiorników przeciwpożarowych.

Ścieki powstające w rafinerii można podzielić na:

- ścieki technologiczne z instalacji produkcyjnych (woda z upustu obiegów chłodniczych, solanka z elektrodehydratorów, wody pochłonicze, zaolejony kondensat z wydziału DRW (destylacji rurowo-wieżowej), wody z odwodnień zbiorników ropnych, wody z mycia peronów stacji ropnej, kondensat z ogrzewania zbiorników manipulacyjnych, kondensaty wodne z komór potnych instalacji produkcji parafin, wody z procesu mycia benzyn po procesie ługowania, wody z odwodnień olejów przepracowanych i kotłów krakingowych instalacji redestylacji, ścieki z instalacji odwadniania bioetanolu),
- ścieki sanitarne,
- wody opadowe i gaśnicze.

Wymienione grupy ścieków, z wyjątkiem ścieków z procesów rafinacji paliw i redestylacji olejów słopowych, oraz odwadniania olejów przepracowanych, doprowadzane są kanalizacją ogólnospławną, po wstępnym odolejeniu w separatorze API, do zakładowej oczyszczalni ścieków.

W ściekach rafineryjnych, ze względu na ich pochodzenie, zawarte są specyficzne grupy zanieczyszczeń. Należą do nich:

Oleje mineralne i węglowodory – są one najbardziej oczywistą grupą zanieczyszczeń w ściekach rafineryjnych. Z wymienionych wcześniej źródeł ścieków tylko ścieki sanitarne i ścieki z odwadniania bioetanolu nie zawierają tej grupy zanieczyszczeń. Ponieważ w R.N. „Glimar” ścieki technologiczne ulegają wymieszaniu z ściekami sanitarnymi w systemie kanalizacyjnym, to całość ścieków jest zanieczyszczona olejami mineralnymi. Większość ze składników oleju jest nierozpuszczalna w wodzie i występuje w postaci dyspersyjnej, która jest łatwa do oddzielenia jako mniej lub bardziej stabilne emulsje oleju w wodzie, które będą wymagały destabilizacji przed rozbiciem ich do stanu, w którym mogą być oddzielone. Tylko bardzo mała część olejów posiada zdolność rozpuszczania w wodzie, są to lekkie węglowodory alifatyczne lub parafiny (do 10 atomów węgla) i lekkie substancje aromatyczne.

Pochodne węglowodorów ropy naftowej (ropopochodne) – ta grupa zanieczyszczeń pochodzi z urządzeń do produkcji różnego rodzaju produktów pośrednich i końcowych (procesów formowania paliw, rafinacji paliw i baz olejowych, krakingu termicznego i katalitycznego, odwadniania olejów przepracowanych, komponowania olejów smarowych). Jest to najtrudniejsza grupa zanieczyszczeń do usunięcia, ponieważ część ich jest rozpuszczalna, część tworzy stabilne układy koloidalne, część jest również toksyczna. Do tej grupy zanieczyszczeń należą: merkaptany, fenole, tiofenole, związki amonowe, kwasy naftenowe, BTX: benzen, toluen, etylobenzen, ksyleny, VOC – lotne związki organiczne, WWA-wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne [2].

Zanieczyszczenia nieorganiczne – siarczki, siarkowodor, kwasy, ługi, metale ciężkie, chlorki wapniowców i litowców, amoniak [1].

Substancje toksyczne – siarczki, merkaptany, fenole, BTX, WWA, amoniak, biocydy.

Metale ciężkie – w ropie naftowej mogą być obecne: Ni, V, Fe, Mn, Zn, Cr, Cu, Co.

Jakość ścieków surowych przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Jakość ścieków surowych - wlot oczyszczalni centralnej. Wartości średnie z okresu styczeń - grudzień 2002

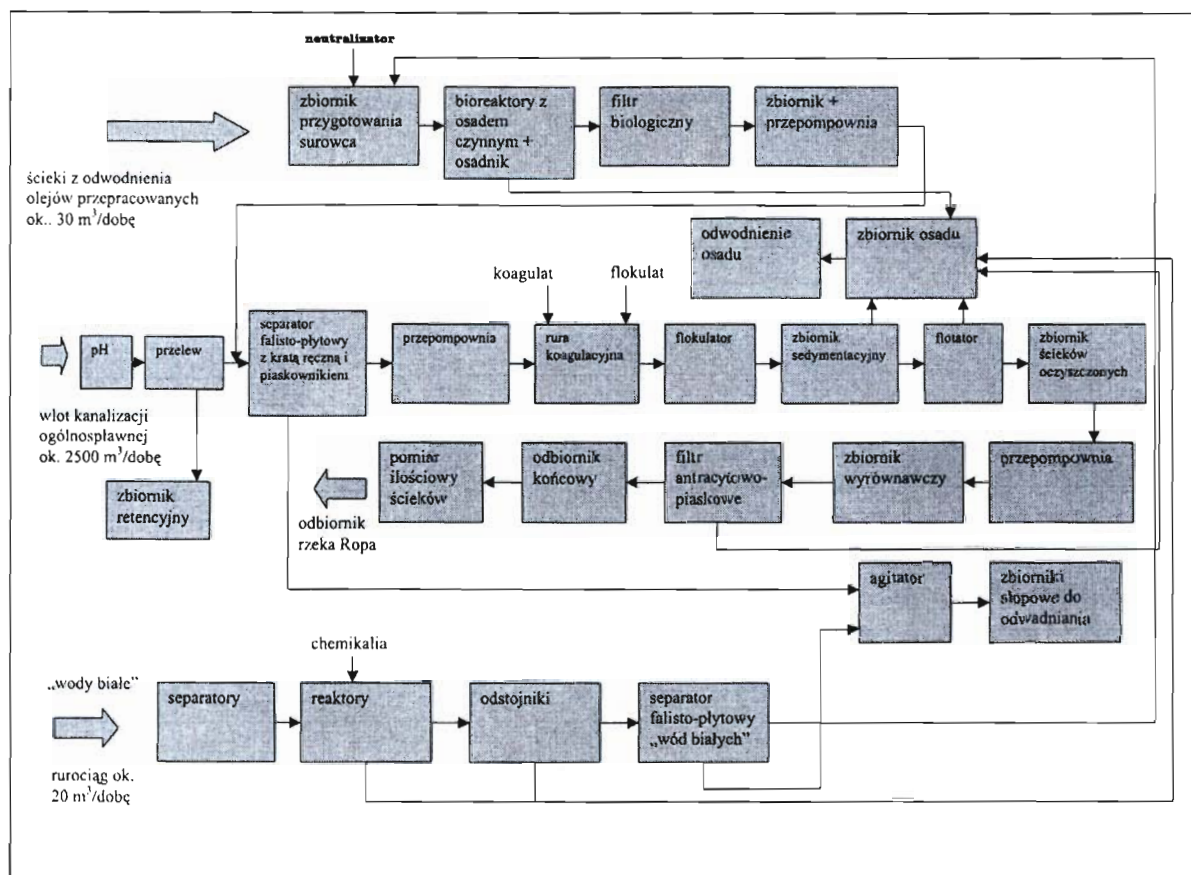
Miesiąc	Wskaźnik jakości ścieków					
	pH	Indeks fenolowy [mg/l]	Ekstrakt eterowy [mg/l]	Zawiesiny [mg/l]	ChZT [mgO ₂ /l]	BZT ₅ [mgO ₂ /l]
Styczeń	7,6	0,35	37,65	45,1	253,11	85,51
Luty	7,6	0,32	35,54	39,3	241,67	86,42
Marzec	7,4	0,26	38	44,4	235,9	67,8
Kwiecień	7,3	0,23	28	37,6	233,9	51,38
Maj	7,2	0,14	28,45	36,8	240,58	105,6
Czerwiec	7,2	0,17	30,8	37,5	254,17	44,7
Lipiec	7,1	0,34	33,95	40,62	233,8	142,1
Sierpień	7,1	0,38	35,5	41,8	259,67	67,2
Wrzesień	7,1	0,32	33,55	40,5	257,32	122,4
Październik	7,2	0,38	33,31	43,0	263,8	98,4
Listopad	7,2	0,32	28,3	44,22	235,6	74,22
Grudzień	7,4	0,27	31,85	37,09	234,45	86,22

Źródło: opracowanie własne.

2. Opis oczyszczalni

Zakładowa oczyszczalnia ścieków składa się obecnie z dwóch bloków technologicznych: oczyszczalni centralnej (oczyszczającej ścieki dopływające na oczyszczalnię kanalizacją ogólnospławną) i dwustopniowej chemiczno-biologicznej oczyszczalni ścieków (utyliczującej ścieki zawierające związki toksyczne (merkaptany i fenole lotne)). Schemat blokowy oczyszczalni ścieków przedstawia rysunek 1.

Rysunek 1. Schemat blokowy oczyszczalni ścieków R.N. "Glimar" S.A.



Do oczyszczalni centralnej wpływają ścieki wstępnie odolejone w grawitacyjnym łapaczu oleju. Średnio oddziela się w nim około 50 m³ słoje olejowych na dobę, które po odwodnieniu w agitatorach zawracane są do ponownej przeróbki na Wydziale Redestylacji. Do oczyszczalni centralnej tłoczony są również ścieki po oczyszczeniu w bloku chemiczno-biologicznym. Wydajność maksymalna urządzeń oczyszczalni centralnej wynosi 250 m³/h. W czasie silnych opadów ilość ścieków przekraczająca przepustowość oczyszczalni centralnej kierowana jest poprzez przelew burzowy do zbiornika retencyjnego o pojemności 2400 m³.

Oczyszczanie ścieków w części centralnej składa się z trzech procesów jednostkowych:

- oczyszczania mechanicznego w separatorze wodno-olejowym,
- oczyszczania chemicznego w bloku koagulacyjno-flotacyjnym,
- filtracji w filtrach antracytowo-piaskowych.

Separator wodno-olejowy składa się z dwóch przedziałów, pierwszy pełni rolę piaskownika, w drugim zabudowane zostały pakiety falisto-platek, dzięki którym wielokrotniona została powierzchnia efektywna unoszenia kropli olejów mineralnych, oraz sedymentacji cząstek zawieszin. By nie doszło do zamulenia pakietów płyty są ustawione pod odpowiednim kątem, w stosunku do poziomu. Płyty pakietów wykonane są z tworzywa sztucznego, które jest łatwiej zwilżalne przez cząsteczki oleju niż wodę, co umożliwia ich koalescencję. W separatorze zainstalowane są również zbieracze oleju w postaci korytek, z których oleje słoje pompowane są do agitatora i po procesie odwodnienia pompowane do Wydziału Redestylacji w celu ponownej przeróbki.

Podczas oczyszczania ścieków w separatorze wodno-olejowym dochodzi do oddzielenia od ścieków stałych cząstek zanieczyszczeń mineralnych, oraz olejów mineralnych nietrwale zawieszonych w ściekach. Z separatora wodno-olejowego ścieki tłoczone są do bloku koagulacyjno-flotacyjnego.

Blok koagulacyjno-flotacyjny składa się z rury koagulacyjnej, oraz flotatora DAF. W rurze koagulacyjnej zachodzi proces koagulacji zemulgowanych zanieczyszczeń, a w końcowej fazie przepływu do flotatora proces flokulacji. Duże cząstki zanieczyszczeń wydzielone podczas tego procesu oddzielane są od fazy wodnej w procesie flotacji (DAF). Wydzielony kożuch flotacyjny, po zebraniu z powierzchni flotatora, gromadzony jest w sekcjach osadowych i obrabiany dalej z innymi osadami ściekowymi powstającymi na oczyszczalni. Jakość ścieków po oczyszczeniu w bloku koagulacyjno-flotacyjnym przedstawia tabela 2.

Tabela 2. Jakość ścieków na wylocie z bloku koagulacyjno-flotacyjnego

Wskaźniki jakości ścieków			
ChZT	Indeks fenolowy [mg/l]	Zawiesiny [mg/l]	pH
160-180	0,35	45,0	7,7

Źródło: opracowanie własne.

Z bloku koagulacyjno-flotacyjnego ścieki kierowane są do zbiornika wyrównawczego o pojemności 1600 [m³] i poprzez dystrybutor spływają na filtry gdzie poddawane są procesowi filtracji na złożu antracytowo-piaskowym. Przefiltrowane ścieki odprowadzane są do zbiornika końcowego, a stamtąd kolektorem wylotowym do odbiornika (rzeki Ropy). Jakość ścieków oczyszczonych prezentuje tabela 3.

Tabela 3. Jakość ścieków na wylocie z oczyszczalni do odbiornika. Wartości za okres od stycznia do grudnia 2002

Miesiąc	Wskaźnik jakości ścieków					
	pH	Indeks fenolowy [mg/l]	Ekstrakt eterowy [mg/l]	Zawiesiny [mg/l]	ChZT [mgO ₂ /l]	BZT ₅ [mgO ₂ /l]
Norma:	6-9	0,5	30	50	150	30
Styczeń	7,5	0,3	8,41	12	119,4	21,96
Luty	7,4	0,21	10,11	11,46	120,75	21,96
Marzec	7,4	0,23	9,72	11,54	111,96	24,07
Kwiecień	7,4	0,18	9,37	13,36	113,87	21,91
Maj	7,2	0,1	10,24	13,29	119,16	22,6
Czerwiec	7,3	0,12	10,7	12,93	112,86	18,44
Lipiec	7,1	0,29	9,37	11,83	108,89	17,07
Sierpień	7,1	0,32	9,36	12,83	116,81	23,98
Wrzesień	7,1	0,29	10,25	13,03	119,6	26,96
Październik	7,2	0,31	9,45	13,41	118,41	20,23
Listopad	7,3	0,28	8,05	12,56	112,08	19,76
Grudzień	7,2	0,22	8,59	15,32	112,96	21,16

Źródło: opracowanie własne.

W drugim bloku technologicznym (chemiczno-biologicznym) oczyszczane są ścieki zawierające bardzo duże ładunki zanieczyszczeń, oraz związki toksyczne, głównie merkaptany i fenole. Ich jakość przedstawia tabela 4. Źródłem tych ścieków jest proces ługowania benzyn, odwadnianie olejów przepracowanych i kotłów krakingowych, oraz procesy produkcji bioetanolu w gorzelnii należącej do Rafinerii Nafty „Glimar” S.A..

Tabela 4. Jakość ścieków surowych obrabianych w dwustopniowym chemiczno-biologicznym procesie. Wartości średnie

Źródło ścieków	Wskaźnik jakości ścieków					
	pH	Indeks fenolowy [mg/l]	Ekstrakt eterowy [mg/l]	Zawiesiny [mg/l]	ChZT [mgO ₂ /l]	BZT ₅ [mgO ₂ /l]
Ścieki z odwadniania olejów przepracowanych, z Wydziału Redestylacji i Rafinacji Paliw	7-14	100-150	50-150	100-200	7000-12000	750
Ścieki z gorzelnii	5,1	---	---	4322	31357	1018

Źródło: opracowanie własne.

Ścieki te tłoczone są na instalację chemicznego oczyszczania ścieków rurociągami i gromadzone w dwóch żelbetowych zbiornikach o pojemności 300 m³, z których grawitacyjnie przepływają do reaktorów. Procesy chemicznego oczyszczania ścieków prowadzone są w sposób sekwencyjny w trzech reaktorach o pojemności 100 m³ każdy. W reaktorach zainstalowano ruszt napowietrzający, który używany jest do mieszania ich zawartości podczas procesów chemicznej obróbki ścieków. Proces oczyszczania 100 m³ ścieków trwa około 5 godzin.

Chemiczne oczyszczanie polega na zakwaszeniu zgromadzonych w reaktorze ścieków kwasem siarkowym, co ma na celu doprowadzenie do wydzielania z nich zemułgowanych olejów i kwasów naftenowych. Ścieki po zakwaszeniu są neutralizowane wapnem hydratyzowanym, koagulowane siarczanem żelazawym i flokulowane polielektrolitem. Jakość ścieków po obróbce chemicznej przedstawia tabela 5.

Tabela 5. Jakość ścieków scharakteryzowanych w tabeli 4 po obróbce chemicznej

Wskaźnik jakości ścieków								
pH	Indeks fenolowy [mg/l]	Ekstrakt eterowy [mg/l]	Zawiesiny [mg/l]	ChZT [mgO ₂ /l]	NO ₂ ⁻ [mg/l]	NO ₃ ⁻ [mg/l]	NH ₄ ⁺ [mg/l]	P _{TOT} [mg/l]
7-9	100-150	50-100	400-700	3000-9000	2-3	20-40	25-50	12-15

Źródło: opracowanie własne.

Ścieki oczyszczone chemicznie przetwarzane są do biologicznej oczyszczalni ścieków. Instalacja składa się z trzech zbiorników buforowych (V1, V2, V3) o pojemności 120 m³ każdy, dwóch pracujących równolegle ogrzewanych bioreaktorów (B1 i B2) o pojemności 100 m³ każdy z wydzielonymi sekcjami spełniającymi rolę osadników wtórnych o pojemności 20 m³ każda, filtra biologicznego wypełnionego złożem zeolitycznym do oczyszczania ścieków z zawiesiny i metali ciężkich w procesie C.O.R., zbiorników ziemnych służących do przepompowania ścieków oczyszczonych biologicznie na wlot oczyszczalni centralnej, oraz zbiornika magazynowego ługu sodowego służącego do neutralizacji kwaśnych ścieków zgromadzonych w zbiornikach buforowych. Bioreaktory biologiczne pracują w technologii osadu czynnego. Osad czynny zbudowany został na bazie biopreparatów, w skład których wchodzi szczepy bakterii zdolne do rozkładu związków ropopochodnych, w tym toksycznych fenoli. Ścieki po oczyszczeniu biologicznym przetwarzane są na wlot oczyszczalni centralnej, gdzie oczyszczane są wraz z pozostałymi ściekami. Jakość ścieków po biologicznym oczyszczaniu przedstawiono w tabeli 6.

Tabela 6. Jakość ścieków oczyszczonych biologicznie

Wskaźnik jakości ścieków								
pH	Indeks fenolowy [mg/l]	Ekstrakt eterowy [mg/l]	Zawiesiny [mg/l]	ChZT [mgO ₂ /l]	NO ₂ ⁻ [mg/l]	NO ₃ ⁻ [mg/l]	NH ₄ ⁺ [mg/l]	P _{TOT} [mg/l]
7-9	0,003-0,14	11	50-130	180-500	0,9	8	2	17

Źródło: opracowanie własne.

Osady powstające na oczyszczalni (kożuch flotacyjny, osad nadmierny z oczyszczalni biologicznej, osad z czyszczenia urządzeń oczyszczalni ścieków i osad z procesu regeneracji filtrów) gromadzone są w zbiornikach osadów i po zebraniu wydzielonych zanieczyszczeń ropopochodnych na bieżąco odwadniane na mobilnej prasie taśmowej. Następnie wykorzystywane są w procesie rekultywacji składowiska odpadów znajdującego się na terenie rafinerii. Zawartość suchej masy w odwodnionych osadach ściekowych wynosi od 24 do 27%. Ilości oczyszczonych ścieków-odprowadzonych do odbiornika, oraz odwodnionych osadów w latach 2000-2002 przedstawiono w tabeli 7.

Tabela 7. Ilość ścieków odprowadzonych do odbiornika oraz ilość odwodnionych osadów ściekowych w latach 2000-2002

	2000	2001	2002
Ilość ścieków [m ³]	1,011,000	1,034,000	1,112,000
Ilość odwodnionych osadów ściekowych [kg]	120 000	119 000	160 000

Źródło: opracowanie własne.

3. Kontrola technologiczna i monitoring

Praca oczyszczalni centralnej i biologicznej jest monitorowana zarówno poprzez analizatory *on-line* (pomiar pH, pomiar przepływów, ciśnień, pomiar stężenia tlenu rozpuszczonego w bioreaktorach), jak i poprzez analizy chemiczne w Laboratorium Ochrony Środowiska znajdującym się na terenie oczyszczalni ścieków. Co 30 minut pobierana jest próba ścieków na wlocie do oczyszczalni i co godzinę na wylocie. W próbach tych oznaczany jest odczyn ścieków oraz stężenie krezolu szybką metodą kolorymetryczną. Z próbek tych sporządza się próby średniodobowe, w których oznacza się: odczyn, indeks fenolowy, stężenie substancji ekstrahujących się eterem naftowym, stężenie zawiesin, ChZT, BZT₅, stężenie azotanów, azotynów, jonów amonowych, fosforu ogólnego, metali ciężkich. Na oczyszczalni biologicznej oprócz wymienionych wcześniej parametrów oznaczane są: stężenie suchej masy zawiesiny w bioreaktorach, indeks osadu, stężenie azotynów, azotanów, azotu amonowego i fosforu ogólnego, stężenie tlenu rozpuszczonego. Monitorowany jest również stan czystości rzeki Ropy 100 m poniżej wylotu kolektora zrzutu ścieków.

Kontrola pracy urządzeń centralnego bloku oczyszczania ścieków odbywa się w sposób zautomatyzowany, stan pracy urządzeń oczyszczalni centralnej został komputerowo zwizualizowany, mierzone jest pH, przepływy, ciśnienia w złożach filtrujących. Zautomatyzowany i zoptymalizowany został proces dozowania koagulantu i polielektrolitu w bloku koagulacyjno-flotacyjnym, oraz proces regeneracji filtrów. Dawka koagulantu (roztworu chlorowanego poliwęglanu glinu) wynosi 70 ppm, natomiast dawka polielektrolitu (średniokationowy poliakryloamid) wynosi 2,5 ppm.

Na biologicznej oczyszczalni ścieków w sposób zautomatyzowany kontrolowane są przepływy ścieków na wlocie do bioreaktora, pH w zbiornikach buforowych, stężenie tlenu rozpuszczonego w bioreaktorach, ciśnienie w filtrze biologicznym. Proces biologicznego oczyszczania ścieków sterowany jest w oparciu o regulację obciążenia biomasy ładunkiem zanieczyszczeń (F/M), oraz wiek osadu (WO) [3, 4]. Wiek osadu wynosi 16 d, obciążenie osadu ładunkiem zanieczyszczeń mieści się w zakresie pomiędzy 0,2-0,4 kgChZT/kg s.m.o.cz. × d. Ponieważ w ściekach oczyszczonych chemicznie istnieje niedobór azotu i fosforu w stosunku do węgla organicznego, azot i fosfor dozowany jest w do nich w formie saletry amonowej i superfosfatu w ilości takiej aby stosunek ChZT: N: P wynosił 100:2,5:0,5. Raz w tygodniu obliczane są również z bilansu masy podstawowe testy technologiczne opisujące stan procesu biologicznego oczyszczania ścieków, oraz dynamikę przyrostu biomasy w bioreaktorze. Jako bardzo pomocną analizę, określającą aktywność osadu czynnego oraz potencjalną toksyczność ścieków na wlocie do bioreaktorów, stosuje się respirometryczny pomiar jednostkowej prędkości poboru tlenu przez osad czynny [4]. Arkusz kalkulacyjny służący do obliczania testów technologicznych dla biologicznej oczyszczalni wraz z przykładowymi wartościami przedstawiono na rysunku 2.

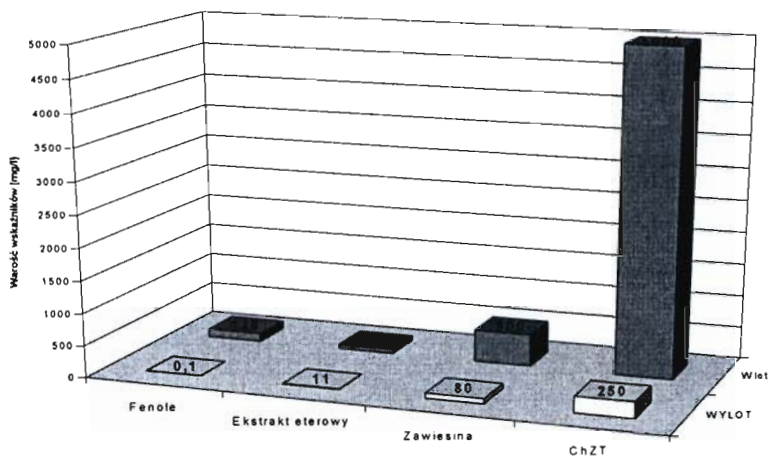
Rysunek 2. Arkusz kalkulacyjny do obliczania testów technologicznych opisujących pracę biologicznej oczyszczalni ścieków

Data: 30-12-02		Dane wejściowe	
B1 ©Karol Trojanowicz 2002			
V	120	objętość komory napowietrzania[m ³]	
Q	24	objętościowe natężenie przepływu ścieków[m ³ /d]	
Cs.m.	5,9	stężenie suchej masy osadu czynnego[kg/m ³]	
Vo.cz.	930	objętość osadu czynnego po 30 min. sed. w cylindrze 1000ml[ml]	
Ł ChZT	84	dobowy ładunek ChZT do komory napowietrzania [kg/d]	
n	7	liczba dni między kolejnymi oznaczeniami Csmocz wziętymi do obliczeń[d]	
Si	3,5	ChZT na wlocie do komory[kg/m ³]	
Se	0,3	ChZT na wylocie z komory[kg/m ³]	
Cs.m. ₀	3,75	stężenie osadu czynnego w chwili t ₀ [kg/m ³]	
Cs.m. _n	5,9	stężenie osadu czynnego po n-dniach od czasu t ₀ [kg/m ³]	
Cs.m.e.	0,15	stężenie osadu czynnego na wylocie z osadnika wtórnego[kg/m ³]	
Cfenol	0,1	stężenie fenoli lotnych na wlocie do komory[kg/m ³]	
Łfenol	2,4	dobowy ładunek fenoli lotnych do komory napowietrzania [kg/d]	
Parametry obliczone			
HRT	5,0	hydrauliczny czas retencji[d]	
Xs.m.	708	zawartość biomasy w bioreaktorze[kg]	
Io	157,6	indeks objętościowy osadu[ml/g]	
Oh	0,20	hydrauliczne obciążenie komory [m ³ ścieków/m ³ komory*d]	
A	0,70	obciążenie komory ładunkiem zanieczyszczeń[kg ChZT/m ³ komory *d]	
A'	0,11	obciążenie biomasy utlenionym ładunkiem zanieczyszczeń[kgChZTutl./kgs.m.o.cz. *d]	
dX	40,5	dobowy przyrost osadu czynnego [kg smocz/d]	
minWO	11,1	minimalny wiek osadu[d]	
v	0,09	kinetyczny współczynnik wzrostu osadu[1/d]	
Ig	0,6	indeks gęstości osadu[%]	
%RED	91,4	procent redukcji zanieczyszczeń[%]	
dS/dt	76,8	ilość utlenianych zanieczyszczeń[kg ChZT/d]	
Y	0,53	wsp. wydajności przemian substratu[kg smocz/kg ChZTzred]	
F/M	0,12	wsp. ładunek zanieczyszczeń/biomasa[kg ChZT/Kg smocz*d]	
Fenol/M	0,003	wsp.ładunek fenoli lotnych/biomasa [kg fenol/kg smocz*d]	
Raport			
<p>Obciążenie osadu ładunkiem zanieczyszczeń za małe! Obciążenie objętości komory osadu ładunkiem znieczyszczeń w normie. Hydrauliczny czas retencji prawidłowy Obciążenie hydrauliczne komory w normie. Stężenie osadu czynnego w komorze w normie. Wysoki indeks osadu! Obciążenie osadu ładunkiem fenoli w normie.</p>			

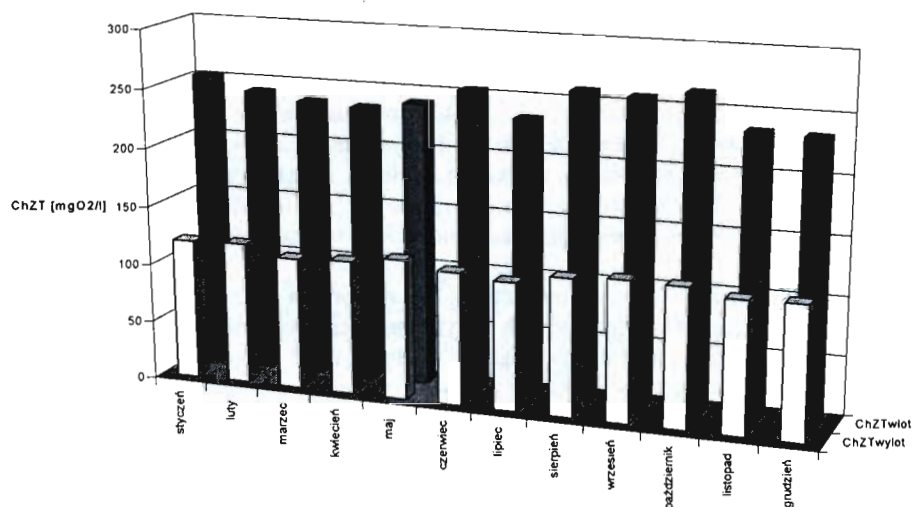
Źródło: opracowanie własne.

Obliczoną średnią efektywność pracy poszczególnych bloków technologicznych oczyszczalni ścieków przedstawiono w tabeli 8. Efektywność oczyszczania ścieków w obydwu blokach technologicznych zilustrowano na rysunkach 3, 4 i 5.

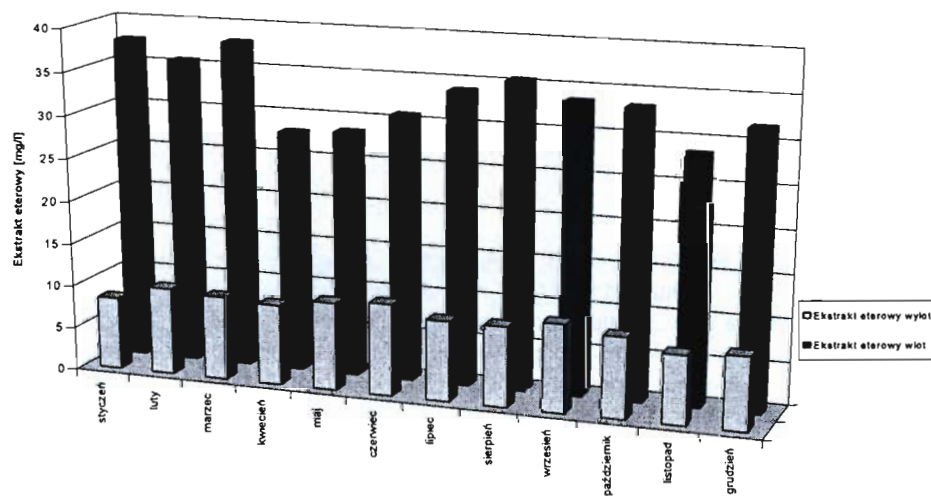
Rysunek 3. Wartości wskaźników jakości ścieków na wlocie i wylocie z biologicznej oczyszczalni



Rysunek 4. Wartości ChZT na wlocie i wylocie z centralnej oczyszczalni ścieków



Rysunek 5. Wartości stężenia substancji ekstrahujących się eterem naftowym na wlocie i wylocie z oczyszczalni centralnej



4. Dyskusja wyników

Podczas oczyszczania ścieków na oczyszczalni centralnej ilość zanieczyszczeń mierzonych jako ChZT usuwana jest w 53%, zawiesiny w 68%, a substancji ekstrahujących się eterem naftowym w 71%. Umożliwia to Rafinerii Nafty „Glimar” S.A. dotrzymanie wartości wskaźników jakości ścieków na poziomie nie przekraczającym wartości ustalonych w aktualnym pozwoleniu wodno-prawnym (wartości te podane zostały w tabeli 8).

Tabela 8. Efektywność pracy poszczególnych bloków [%]

Stopień redukcja zanieczyszczeń	Oczyszczalnia centralna	Oczyszczalnia chemiczna	Oczyszczalnia biologiczna
ChZT	53	72	94
BZT ₅	75	---	---
Indeks fenolowy	15	0	99
Zawiesiny	68	75	83
Ekstrakt eterowy	71	50	85

Źródło: opracowanie własne.

Z danych przedstawionych w tabeli 8 wynika, że najwyższa efektywność usuwania zanieczyszczeń ze ścieków uzyskiwana jest w procesie dwustopniowego biologicznego i chemicznego oczyszczania ścieków. Podczas chemicznej obróbki ścieków wartość ChZT i stężenia zawiesin zmniejsza się o ponad 70%. Podczas tego etapu oczyszczania nie są usuwane ze ścieków fenole lotne.

W dalszym, biologicznym oczyszczaniu tych ścieków stopień redukcji ChZT jest wyższy niż 90%, a fenoli lotnych 99%. Tak oczyszczone ścieki można więc wprowadzić w bezpieczny sposób na wlot oczyszczalni centralnej i dalej utylizować z ściekami dopływającymi do oczyszczalni kanalizacją ogólnospławną.

W roku 2002 w bloku chemiczno-biologicznym oczyszczono 21 400 m³ ścieków, co stanowi 2% objętości ścieków odprowadzonych do odbiornika. Porównując jednak ładunki zanieczyszczeń dopływające do oczyszczalni centralnej i chemiczno-biologicznej, należy zauważyć że blok chemiczno biologiczny obciążony jest o 60% większym ładunkiem zanieczyszczeń (mierzonych jako ChZT) niż oczyszczalnia centralna. Fakt, iż w bloku tym utylizowane są ścieki zawierające substancje toksyczne, podnosi wagę tej instalacji technologicznej w oczyszczaniu ścieków powstających w rafinerii.

Wartości indeksu fenolowego i ChZT w próbach wody pobranych 100 m poniżej miejsca zrzutu ścieków do rzeki Ropy przedstawiono w tabeli 9. Wartość stężenia fenoli lotnych w tych próbach kwalifikuje wody rzeki w tym miejscu (w strefie bezpośredniego mieszania ścieków rafineryjnych z wodami rzeki Ropy), do klasy A3 wg „Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 27 listopada 2002r w sprawie wymagań, jakim powinny odpowiadać wody powierzchniowe wykorzystywane do zaopatrzenia ludności w wodę”. Jest to bardzo ważne, nie tylko ze względu na biocenozę rzeki Ropy, ale również dlatego iż rzeka Ropa jest dopływem rzeki Wisłoki, a wody rzeki Wisłoki są ujmowane dla potrzeb zaopatrzenia w wodę pitną ludności miast Jasło, Dębica i Mielec.

Tabela 9. Wartości indeksu fenolowego i ChZT oznaczone w próbach wody pobranych z rzeki Ropy 100 m poniżej kolektora zrzutu ścieków

Data	ChZT [mg/l]	Indeks fenolowy [mg/l]
24-09-02	23,36	0,017
15-10-02	29,11	0,004
12-11-02	15,14	0,004
10-12-02	10,8	0,014
07-01-03	24,11	0,009
04-02-03	11,0	0,047

Źródło: opracowanie własne

5. Plany modernizacyjne

Plany modernizacyjne oczyszczalni ścieków Rafinerii Nafty „Glimar” S.A. związane są z realizacją inwestycji Hydrokompleks „Glimar”. Zabudowa blisko 2 ha terenu pod instalacje hydrokompleksu powoduje konieczność zabezpieczenia dodatkowej pojemności retencyjnej na oczyszczalni, która zmagazynuje nadmiar ścieków podczas silnych opadów deszczu. Planowane jest również oddzielenie ścieków technologicznych od ścieków burzowo-deszczowych.

Zaostrzenie przepisów w sprawie warunków jakie powinny spełniać ścieki wprowadzane do wód powierzchniowych wymusza również budowę biologicznej oczyszczalni ścieków w bloku oczyszczalni centralnej – która oczyszczać będzie ścieki oczyszczone w separatorze wodno-olejowym i flotacji. Umożliwi to rafinerii dotrzymanie wartości stężenia fenoli lotnych w ściekach na wylocie poniżej 0,1 mg/l, oraz BZT₅ poniżej 25 [mg/l]. Ścieki oczyszczone biologicznie będą mogły również zostać wykorzystane do uzupełniania obiegów wody procesowej w rafinerii.

Literatura

- [1] Ruffer H., Rosenwinkel K.H., *Oczyszczanie ścieków przemysłowych*, Projprzem-Eko, Bydgoszcz 1998.
- [2] Surygała J., *Zanieczyszczenia naftowe w gruncy*; Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000.
- [3] Dusza P., Trojanowicz K., *Doświadczenia z eksploatacji biologicznej oczyszczalni ścieków Rafinerii Nafty „Glimar” S.A.* „Inżynieria Ekologiczna” 2000 nr 2.
- [4] Trojanowicz K., Dusza P., *Pomiary respiracji osadu czynnego w kontroli biologicznego oczyszczania ścieków w Rafinerii Nafty „Glimar” S.A.* „Inżynieria Ekologiczna” 2001 nr 4.

WASTEWATER TREATMENT IN OIL RENIFERY „GLIMAR”S.A.

Summary

Oil Refinery „Glimar”S.A. is one of the oldest plant in the world, which deals with crude oil refining processes. It is situated in south south-east part of Poland in area with precious wildlife and tourists attractive. It extorts especially care for environmental protection cases. In article sources and quality of petrochemical wastewater, treatment technology and its efficiency, as well as technological control and monitoring methods are described. Directions of indispensable modernizing works in the nearest future are described too

EFEKT TECHNOLOGICZNY I EKOLOGICZNY MODERNIZACJI OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W ŁAPACH

Streszczenie

W niniejszej pracy przedstawiono charakterystykę zabiegów modernizacyjnych, przeprowadzonych na oczyszczalni ścieków w Łapach. Dokonano oceny tych działań poprzez analizę efektów technologicznych i ekologicznych. Opisano technologie oczyszczania ścieków stosowaną do 2000 roku na oczyszczalni w Łapach oraz zmiany technologiczne i zmodernizowane obiekty linii ściekowej i osadowej. Wnikliwej analizie poddano, uzyskane od eksploatatora, wyniki stężeń zawiesin ogólnych, azotu ogólnego, fosforu ogólnego oraz wartości BZT₅ i ChZT, w ściekach surowych i oczyszczonych, wykonane przed i po modernizacji. Otrzymane wyniki przedstawiono w postaci wykresów. Zamieszczono również wnioski i spostrzeżenia wynikające z przeprowadzonej analizy.

Wstęp

Miejska oczyszczalnia ścieków w Łapach była pierwszą oczyszczalnią w regionie północno-wschodnim, w której miały być oczyszczane głównie ścieki bytowo-gospodarcze z budynków mieszkalnych, obiektów użyteczności publicznej oraz ścieki gospodarcze i produkcyjne z mleczarni jak również wstępnie podczyszczone ścieki produkcyjne ze ściekami bytowo-gospodarczymi z cukrowni. Oczyszczalnię ścieków w Łapach oddano do użytku w 1974 roku. Technologia oczyszczalni, nawet jak na tamte czasy, nie była zbyt nowoczesna, szczególnie w zakresie przeróbki osadów.

Zastosowanie otwartych basenów fermentacyjnych (OBF) zamiast wydzielonych komór fermentacyjnych (WKF) spowodowało utratę możliwości wykorzystania biogazu i tym samym obniżenia kosztów eksploatacyjnych oczyszczalni. Z biegiem lat oczyszczalnia ścieków w Łapach wyczerpywała swoje możliwości techniczne, a w roku 1991 także technologiczne. W ciągu całej historii oczyszczalnia uzyskiwała zadowalające rezultaty w zakresie usuwania związków węgla, nie była natomiast przystosowana do usuwania związków biogenych.

Modernizację komunalnej oczyszczalni ścieków w Łapach przeprowadzono głównie z uwagi na ochronę rzeki Narew i środowiska wodnego Narwiańskiego Parku Narodowego. Przeprowadzone badania i analizy potwierdziły konieczność modernizacji oczyszczalni. Występowały przekroczenia dopuszczalnych stężeń związków biogenych w ściekach oczyszczonych, urządzenia mechaniczne pracowały w zakresach poza wymaganymi granicami, obiekty żelbetowe ulegały korozji. Istotną przyczyną modernizacji była konieczność wprowadzenia nowoczesnej linii osadowej, a także potrzeba zwiększenia przepustowości oczyszczalni.

W niniejszej pracy przedstawiono analizę efektów technologicznego i ekologicznego osiągniętych poprzez modernizację istniejącej oczyszczalni ścieków w Łapach.

I. Charakterystyka oczyszczalni ścieków przed modernizacją

Pierwszy etap budowy oczyszczalni zaprojektowano i wykonano dla warunków rozwoju miasta przewidywanych do roku 1985 według następujących parametrów:

Ilości ścieków:

przepływ średni dobowy $Q_{d\text{sr}} = 6\,453 \text{ m}^3/\text{d}$,
przepływ maksymalny dobowy $Q_{d\text{max}} = 7\,143 \text{ m}^3/\text{d}$;

Ładunki zanieczyszczeń:

średni ładunek BZT₅ $\text{Ł}_{d\text{sr}} = 2\,100 \text{ kg O}_2/\text{d}$,
średni ładunek zawiesin ogólnych $\text{Ł}_{d\text{sr}} = 2\,000 \text{ kg/d}$;

Stężenia zanieczyszczeń:

średnia wartość BZT₅ $C_{d\text{sr}} = 324 \text{ g O}_2/\text{m}^3$,
średnie stężenie zawiesin ogólnych $C_{d\text{sr}} = 310 \text{ g/m}^3$,
Równoważna liczba mieszkańców – 39 000;
Udział ścieków przemysłowych – 30%.

Technologia oczyszczania ścieków obejmowała procesy mechaniczne i biologiczne. W oczyszczalni prowadzono także gospodarke osadową w ograniczonym zakresie.

Ścieki surowe po przejściu przez kratę dopływały do zbiornika czerpalnego, dwukomorowego pompowni. Następnie przetłaczane były pompami wirowymi do piaskownika poziomego. Dalej przepływały grawitacyjnie przez piaskownik i koryta pomiarowe do komory wstępnego napowietrzania. Możliwe było również skierowanie ścieków do pierwszej komory rozdziału bezpośrednio po piaskowniku z ominięciem komory wstępnego napowietrzania. W komorze wstępnego napowietrzania ścieki były napowietrzane przy pomocy aeratora powierzchniowego typu SILESIA. Po procesie wstępnego napowietrzania ścieki w komorze rozdziału kierowane były do dwóch osadników wstępnych radialnych. Z osadników wstępnych poprzez drugą komorę rozdziału ścieki płynęły do dwóch komór osadu czynnego. W każdej komorze napowietrzanie odbywało się za pomocą dwóch aeratorów powierzchniowych typu SILESIA. Następnie w kolejnej komorze rozdziału ścieki były kierowane do dwóch osadników wtórnych radialnych. Po sklarowaniu ścieki odpływały otwartym korytem bezpośrednio do odbiornika. Natomiast osad czynny recykulowany był do komór osadu czynnego i komory wstępnego napowietrzania. Na dopływie do odbiornika zainstalowane było wylotowe koryto pomiarowe.

Osad z osadników wstępnych kierowany był do zagęszczacza osadu, a następnie przetłaczany pompami do otwartych basenów fermentacyjnych. Przefermentowany osad usuwany był na poletka do suszenia osadu. Wysuszony osad przewożono następnie na plac składowy osadu, znajdujący się na terenie oczyszczalni ścieków. Wody osadowe z zagęszczacza osadu oraz z otwartych basenów fermentacyjnych tłoczone były przed piaskownik. Podstawowe urządzenia ówczesnej oczyszczalni ścieków stanowiły zatem:

- krata z mechanicznym zgarnianiem skratek,
- krata z ręcznym zgarnianiem skratek,
- pompownia ścieków,
- piaskownik,
- komora wstępnego napowietrzania,
- osadniki wstępne radialne,
- komory napowietrzania,
- osadniki wtórne radialne,
- koryta pomiarowe,
- zagęszczacz osadu,
- otwarte baseny fermentacyjne (OBF),
- pompownia osadu recykulowanego,
- pompownia wielofunkcyjna,
- poletka do suszenia osadów.

2. Charakterystyka oczyszczalni ścieków po modernizacji

Projekt modernizacji oczyszczalni ścieków wykonano w oparciu o następujące dane wyjściowe:

Ilości ścieków:

Ogólna ilość ścieków (łącznie z dowożonymi):

średnia dobowa $Q_{dśr} = 10\,000\text{ m}^3/\text{d}$,
maksymalna dobowa $Q_{dmax} = 13\,000\text{ m}^3/\text{d}$,

w tym ścieki z Cukrowni:

średnia dobowa $(Q_c)_{dśr} = 2\,000\text{ m}^3/\text{d}$,
maksymalna dobowa $(Q_c)_{dmax} = 2\,600\text{ m}^3/\text{d}$;

Średnie dobowe stężenia zanieczyszczeń:

BZT₅ 325 g/m³,
ChZT 450 g/m³,
zawiesiny ogólne 250 g/m³,
azot amonowy 20 g N-NH₄/m³,
azot ogólny (NTK) 50 g N/m³,
fosfor ogólny 7,5 g P/m³;

Ładunki zanieczyszczeń:

BZT₅ $L_{BZT5} = 3250\text{ kg/d}$,
ChZT $L_{ChZT} = 4500\text{ kg/d}$,
zawiesiny ogólne $L_{ZO} = 2500\text{ kg/d}$,
azot amonowy $L_{NH4} = 200\text{ kg N-NH}_4/\text{d}$,
azot ogólny (NTK) $L_{Nog} = 500\text{ kg N/d}$,
fosfor ogólny $L_P = 75\text{ kg P/d}$.

Z przedstawionych, na etapie projektu koncepcyjnego, dwóch wariantów modernizacji oczyszczalni wybrano wariant oczyszczalni mechaniczno-biologicznej z dwustopniowym oczyszczaniem biologicznym metodą osadu czynnego oraz końcowym lub symultanicznym strącaniem fosforu przy użyciu koagulantu PIX i napowietrzaniem

aeratorami powierzchniowymi. Przeróbkę osadu i jego ostateczne unieszkodliwienie zaplanowano poprzez zastosowanie procesów: zagęszczania, fermentacji metanowej w warunkach naturalnych, mechanicznego odwodnienia oraz higienizacji przy użyciu wapna. Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków po modernizacji przedstawiono na rys.1. Przy opracowywaniu projektu modernizacji oczyszczalni kierowano się koniecznością maksymalnego wykorzystania istniejących obiektów oczyszczalni ścieków przy minimalizacji nakładów inwestycyjnych. Ponadto modernizacja miała być dokonana przy czynnej pracy oczyszczalni, z czasowymi wyłączeniami pojedynczych obiektów.

2.1. Linia ściekowa oczyszczalni

Podstawowe urządzenia i obiekty zmodernizowanej linii ściekowej oczyszczalni stanowią: pompownia główna z kratą, punkt zlewny, piaskownik, komora wstępnego napowietrzania – komora osadu czynnego I stopnia, osadniki pośrednie, pompownia recykulacyjna I stopnia, komory osadu czynnego II stopnia, osadniki wtórne, pompownia recykulacyjna II stopnia, filtry obrotowe oraz instalacja PIX.

Pompownia główna z kratą

W ramach modernizacji oczyszczalni wprowadzono:

- wymianę kraty mechanicznej na kratę schodkową o prześwicie 4 mm,
- praskę do zgniatania skrutek,
- wymianę pomp na pompy o wydajności 360 m³/h przy wysokości podnoszenia 11,0 m.

Skrutki, zatrzymywane na kracie schodkowej, spadają bezpośrednio do leja wlotowego praski na ślimak zgniatający. Sprasowane i odwodnione skrutki gromadzone są w pojemniku, przysypywane wapnem chlorowanym a następnie wywożone na wysypisko odpadów stałych.

Odciek powstający w procesie zgniatania gromadzi się w pojemniku pod praską, skąd odprowadzany jest do komory czerpalnej pomp. Przy średniej dobowej ilości ścieków 10 000,00 m³/d zatrzymywane będą skrutki w ilości 0,9 m³, a po sprasowaniu ilość ich maleje dwukrotnie. Pompy w pompowni sterowane są automatycznie w układzie z jednym falownikiem w zależności od poziomu ścieków w komorze czerpalnej pomp.

Punkt zlewny

Punkt zlewny wykonano jako stację hermetyczną. Kontener, wyposażony w izolację i ogrzewanie elektryczne, przystosowany jest do pracy w warunkach zimowych. Ścieki dowożone pozbawiane są grubszych zanieczyszczeń na sicie o średnicy bębna 300 mm i prześwicie prętów 5 mm. Stacja zlewna jest w pełni zautomatyzowana. Uruchamiana jest za pomocą klucza, który otwiera zasuwę elektryczną na dopływie. Ilość dowożonych ścieków mierzona jest za pomocą przepływomierza indukcyjnego. Ścieki ze stacji zlewnej odprowadzane są do wewnętrznej kanalizacji oczyszczalni i dopływają do pompowni głównej.

Piaskownik

W ramach modernizacji w istniejącym piaskowniku dokonano remontu konstrukcji żelbetowej ścian zewnętrznych, po których przemieszcza się zgarniacz piasku. Poszerzono betonową część osadową oraz zainstalowano zastawki ze stali nierdzewnej. Zgarniacz samojedźny odsysa piasek z rynien zbiorczych do separatora piasku, w którym poddaje się go odwadnianiu. Odwodniony piasek, w ilości około 0,6 m³/d, jest gromadzony w kontenerze i okresowo wywożony na wysypisko odpadów stałych. Część wysuszonego piasku wykorzystuje się do wyrównywania nierówności terenowych w obrębie oczyszczalni.

Komora wstępnego napowietrzania – komora osadu czynnego I stopnia

Do istniejącej komory wstępnego napowietrzania dobudowano drugą o identycznych wymiarach zwiększając czynną pojemność tych komór do około 1400,0 m³. Każda z komór napowietrzana jest aeratorem powierzchniowym o średnicy 2000 mm z silnikiem o mocy zainstalowanej 37 kW. Wydajność napowietrzania regulowana jest w zależności od zawartości tlenu falownikiem poprzez zmianę prędkości obrotowej aeratora. W komorach osadu czynnego pierwszego stopnia oprócz pomiaru stężenia tlenu prowadzony jest ciągły pomiar stężenia osadu czynnego oraz zmian pH.

Osadniki pośrednie

Funkcję osadników pośrednich stanowią istniejące przed modernizacją osadniki wstępne radialne, w których następuje sedymentacja osadu czynnego. W komorach osadowych osadników zatrzymywany jest osad nadmierny, którego dobową ilość określono na 358 m³/d. Recykulacja jest prowadzona zarówno do komory osadu czynnego I stopnia jak i II stopnia.

Pompownia recykulacyjna I stopnia

Rolę przepompowni recykulacyjnej pełni zmodernizowana pompownia wielofunkcyjna. Zwiększenie przepustowości spowodowało konieczność wymiany istniejących przewodów osadowych i wykonanie dodatkowego przewodu między komorą osadową a studnią zbiorczą, stanowiącą obecnie studnię czerpalną pompowni recykulacyjnej osadu. Dokonano wymiany pomp na pompy o większej wydajności (450,0 m³/h). Do pomiaru ilości osadów zamontowano przepływomierz indukcyjny. Z osadników pośrednich osady dopływają do komory zbiorczej przewodem o średnicy 400 mm w zależności od poziomu ścieków, poprzez regulację stopnia otwarcia przepustnic z napędem elektrycznym.

Komory osadu czynnego II stopnia

Zaprojektowane w komorach napowietrzania komory osadu czynnego II stopnia nie wymagały dodatkowej rozbudowy. Obliczenia wykazały, że wymiary a zatem sumaryczna objętość komór gwarantują właściwy przebieg biochemicznego rozkładu zanieczyszczeń organicznych, realizację procesu nityfikacji oraz częściowej defosfatacji. Zastosowane mieszadła wywołują przepływ i mieszanie w czasie, gdy wyłączone są aeratory. Ciągły pomiar potencjału

redox, odzwierciedlającego relacje pomiędzy substancjami utlenianymi i redukowanymi zawartymi w ściekach, umożliwia sterowanie pracą urządzeń napowietrzających. Przy wysokim potencjale redox natężenie napowietrzania jest zredukowane w celu zintensyfikowania denitryfikacji, a przy niskim należy je zwiększyć by zmaksymalizować nityfikację. W komorach osadu czynnego II stopnia odbywa się ciągły pomiar potencjału redox, stężenia tlenu oraz stężenia osadu czynnego.

Osadniki wtórne

Rozbudowa osadników wtórnych nie była konieczna. Efekty sedymentacji są dobre. W komorach osadowych osadników zatrzymywany jest osad nadmierny w ilości 150,0 m³/d. Dalsza obróbka zatrzymanego osadu odbywa się razem z osadem z osadników pośrednich.

Pompownia recyrkulacyjna II stopnia

Stopień recyrkulacji osadu dla komór osadu II stopnia nie przekracza 150% ilości ścieków. Ilość recyrkulowanego osadu wynosi około 800 m³/h. W ramach modernizacji dokonano wymiany pomp na pompy o wydajności 300,0 m³/h. Do pomiaru ilości przetłaczanych osadów zastosowano przepływomierz ultradźwiękowy.

Filtry obrotowe

Aby sprostać wysokim wymaganiom dotyczącym jakości ścieków odprowadzanych do odbiornika, w ramach modernizacji wprowadzono specjalną instalację systemu DFK, składającą się z dwóch filtrów obrotowych o wydajności około 350,0 m³/h każdy oraz pompowni ścieków oczyszczonych. Praca filtrów jest całkowicie zautomatyzowana w zależności od napełnienia kanału doprowadzającego ścieki.

Instalacja PIX

Instalacja PIX składa się ze zbiornika o pojemności 30,0 m³ do magazynowania koagulantu i pompy dawkującej. Dawkowanie PIX-u odbywa się proporcjonalnie do ilości dopływających ścieków do komory rozdziału przed osadnikami wtórnymi.

2.2. Linia przeróbki osadu oczyszczalni

Podstawowe urządzenia i obiekty zmodernizowanej linii osadowej oczyszczalni stanowią: zagęszczacz osadu, otwarte baseny fermentacyjne, stacja mechanicznego odwadniania osadu, zestaw do higienizacji osadu.

Zagęszczacz osadu

Podstawowe urządzenia do mechanicznego zagęszczania oraz odwadniania z higienizacją osadu umieszczone są w wydzielonym budynku. Proces zagęszczania zachodzi na dwóch zagęszczarkach bębnowych o wydajności 100 kg s.m.o./h. Uwodnienie osadu obniża się do poziomu 94%, co oznacza, że przy nominalnym obciążeniu oczyszczalni ścieków ilość odwodnionych osadów wynosi około 53,0 m³/d. Osad zagęszczony jest przetłaczany dwoma pompami śrubowymi do otwartych basenów fermentacyjnych.

Otwarte baseny fermentacyjne

Podczas modernizacji oczyszczalni ścieków nie przeprowadzono zmiany dotychczasowej funkcji otwartych basenów fermentacyjnych. Ich pojemność, dla średniej obliczeniowej ilości osadu równej 45,8 m³/d, zapewnia czas fermentacji równy 122 dni. Osady przefermentowane poddawane są następnie procesowi odwadniania.

Mechaniczne odwadnianie osadu

Przefermentowane osady z OBF poddawane są mechanicznemu odwadnianiu na prasie taśmowej o wydajności do 200 kg s.m.o./d. Uwodnienie osadu zostaje obniżone do 80% co oznacza, że przy nominalnym obciążeniu oczyszczalni dobową ilość osadu wyniesie ok. 11,5 m³/d. Proces odwadniania osadu jest całkowicie zautomatyzowany. Prasa działa nie dłużej niż 16 godzin w ciągu doby. Pompa płuczająca taśmę zużywa około 6,0 m³/h wody. Dobowe zużycie polielektrolitu wynosi 4,6 kg/d. Powstające w trakcie pracy prasy wody osadowe, w ilości około 30 m³/d, odprowadzane są do studni zbiorczej pompowni recyrkulacyjnej I stopnia.

Higienizacja osadu

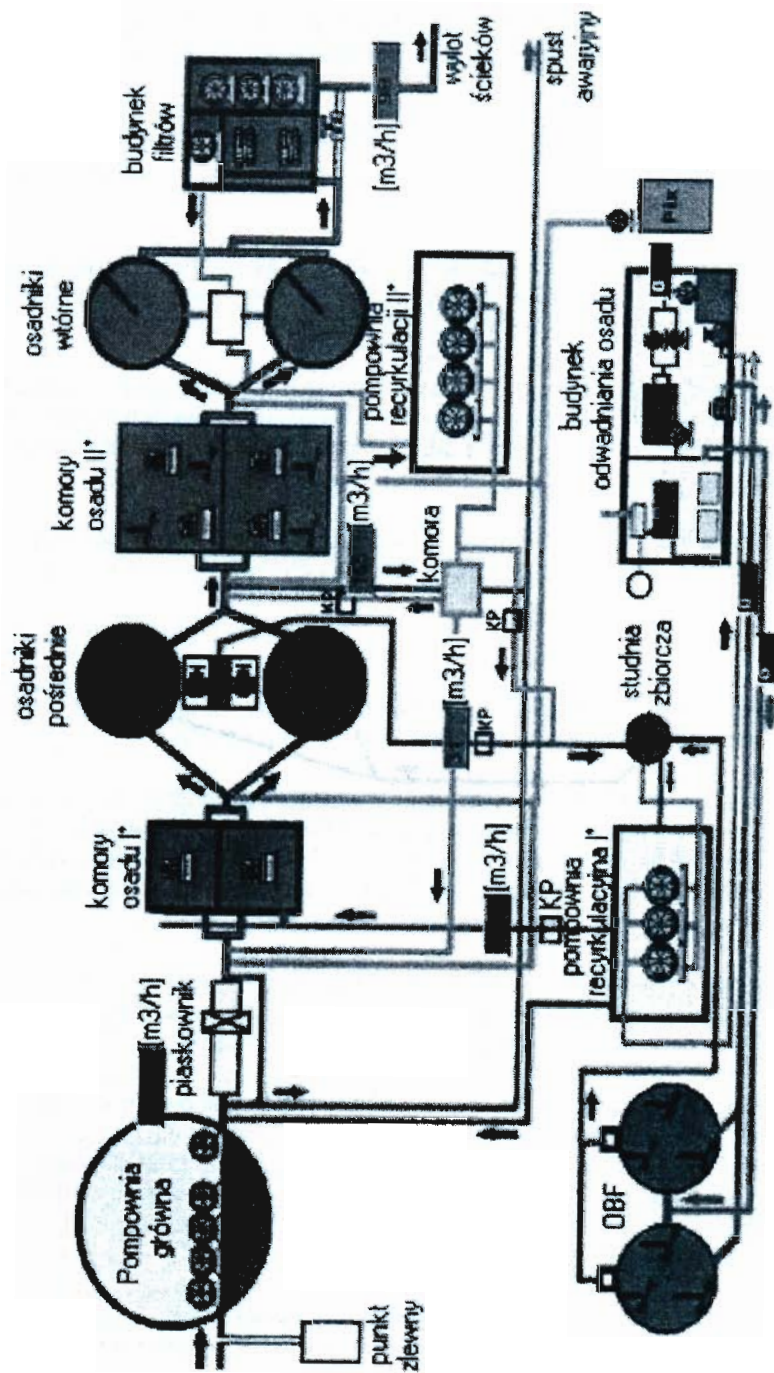
Proces higienizacji prowadzony jest przy użyciu wapna palonego. W skład zestawu do higienizacji wchodzi: silos na wapno o pojemności 21,0 m³, dozownik wapna oraz pompa do mieszania osadów. Czas pracy zestawu jest zsynchronizowany z czasem pracy urządzenia do odwadniania osadu. Ustalona dawka wapna palonego wynosi 100 kg/m³ osadu.

2.3. Kontrola pracy oczyszczalni

W ramach modernizacji oczyszczalni ścieków dokonano automatyzacji procesu technologicznego zarówno w zakresie opomiarowania jak i sterowania procesami technologicznymi. W sposób ciągły dokonywane są pomiary ilości ścieków dopływających i odpływających, jak również ścieków dowożonych. Mierzone są ilości osadów recyrkulowanych, nadmiernych, zagęszczonych i przefermentowanych. W komorach osadu czynnego I stopnia w sposób ciągły dokonuje się pomiaru stężenia tlenu, pH i stężenia osadu. W komorach osadu czynnego II stopnia pomiarom ciągłym obok stężenia tlenu podlegają potencjał redox i stężenie osadu. W basenach fermentacyjnych mierzony jest poziom osadu, a w zbiorniku PIX poziom cieczy.

Nad właściwą pracą oczyszczalni czuwa również zakładowe laboratorium. Przewidywany zakres pracy laboratorium obejmuje wykonywanie takich oznaczeń jak: temperatura, odczyn, zawiesiny ogólne, zagniwalność, tlen rozpuszczony, potencjał redox, ChZT, BZT₅, chlorki, formy azotu, fosfor ogólny, siarczany, tłuszcze, detergenty, metale ciężkie, fenole, cyjanki, indeks osadu, stężenie osadu w komorach, zawartość wody w osadzie, zdolność osadu do odwadniania, ciężar właściwy osadu. Wykonywanie tych oznaczeń umożliwia sprzęt firmy HACH – spektrofotometr, pH-metr, konduktometr, reaktor ChZT, manometryczny miernik BZT₅, kolumna do mineralizacji.

Rysunek 1. Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków w Łapach



3. Ocena efektu ekologicznego i technologicznego modernizacji oczyszczalni ścieków w Łapach

Dokonanie oceny pracy oczyszczalni ścieków możliwe jest poprzez analizę wyników badań zarówno w ściekach surowych jak i oczyszczonych. W tym celu wnikliwej analizie poddano, uzyskane od eksploatatora, wyniki stężenia zawiesin ogólnych, azotu ogólnego, fosforu ogólnego oraz wartości BZT₅ i ChZT.

Efekt ekologiczny modernizacji oczyszczalni ścieków przeprowadzono w odniesieniu do analizy wielkości ładunku usuniętego na oczyszczalni w latach:

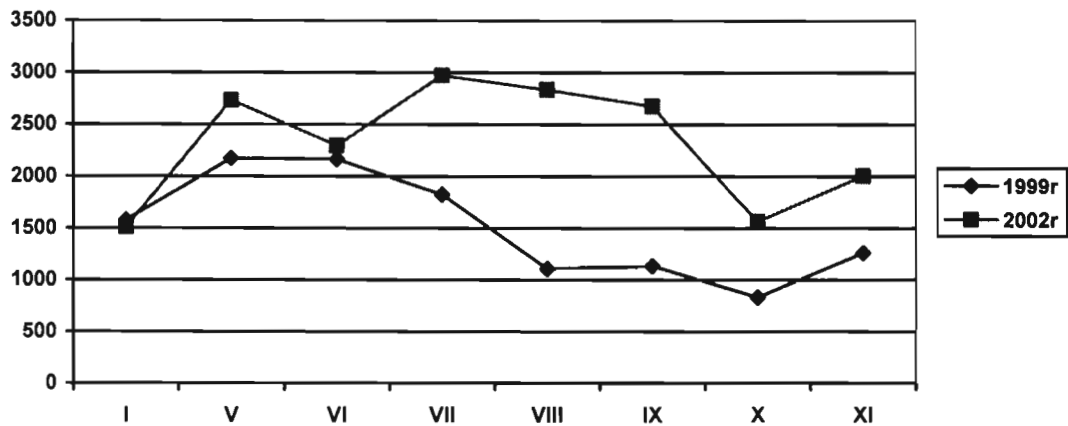
1999 – przed modernizacją,

2002 – po zakończonej modernizacji i rozruchu technologicznym oczyszczalni.

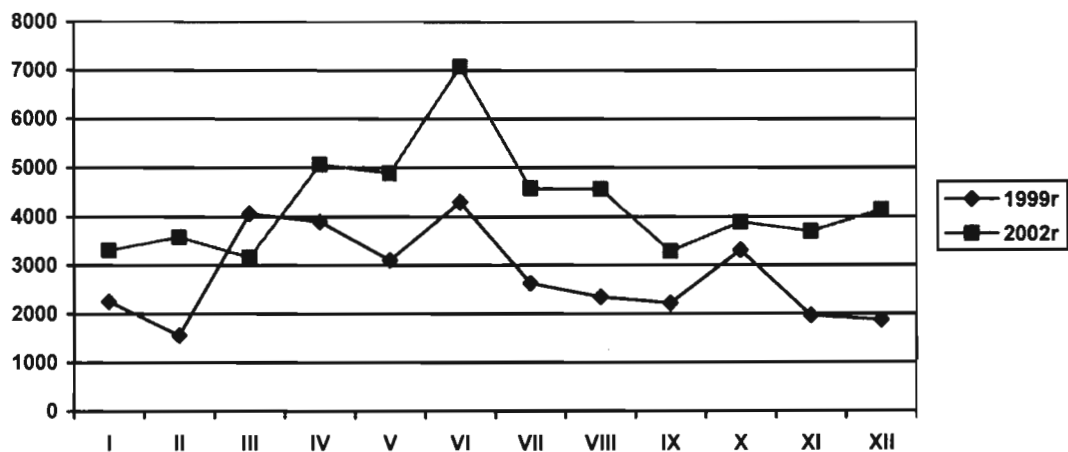
Graficzną ilustrację dokonanej oceny przedstawiono na rys.2. Średniodobowe wartości ładunków usuniętych zanieczyszczeń w rozpatrywanych latach pokazano w tab.1. Analiza obliczonych wielkości wyraźnie wskazuje na pozytywny efekt ekologiczny modernizacji oczyszczalni ścieków w Łapach, potwierdzony zwiększeniem usuniętego ładunku zanieczyszczeń, który w przypadku zawiesin ogólnych wynosi zaledwie kilka procent, ale w odniesieniu do azotu ogólnego wzrósł o prawie 140%.

Rysunek 2. Wielkość ładunku usuniętego na oczyszczalni ścieków w łapach

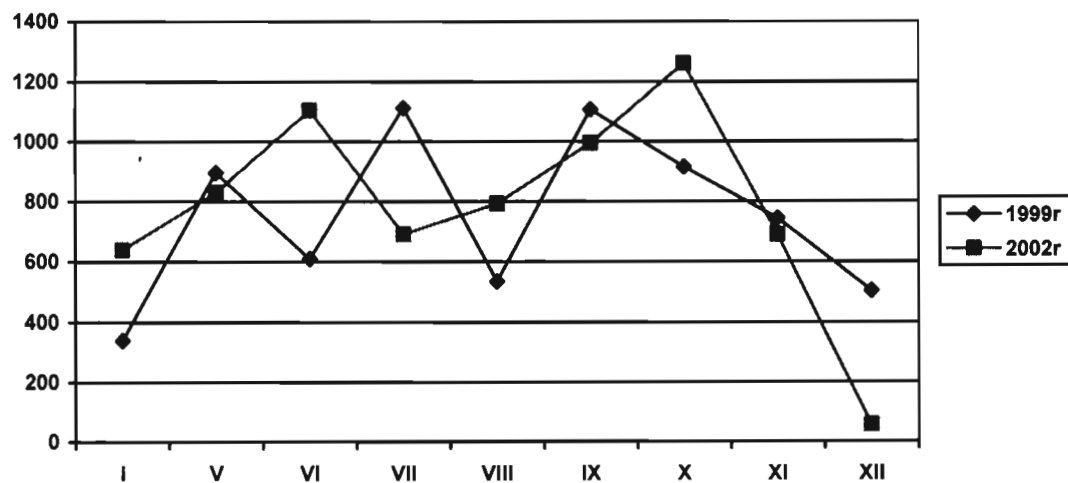
a) wyrażonego jako BZT₅ [kg O₂/d]



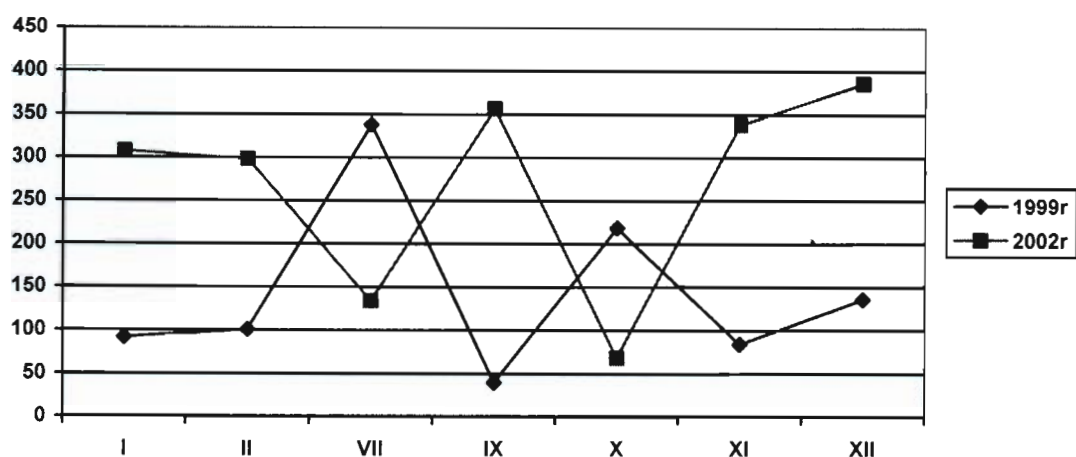
b) wyrażonego jako ChZT [kg O₂/d]



c) wyrażonego w zawiesinie ogólnej [kg/d]



d) wyrażonego w azocie ogólnym [kg N/d]



e) wyrażonego w fosforze ogólnym [kg P/d]

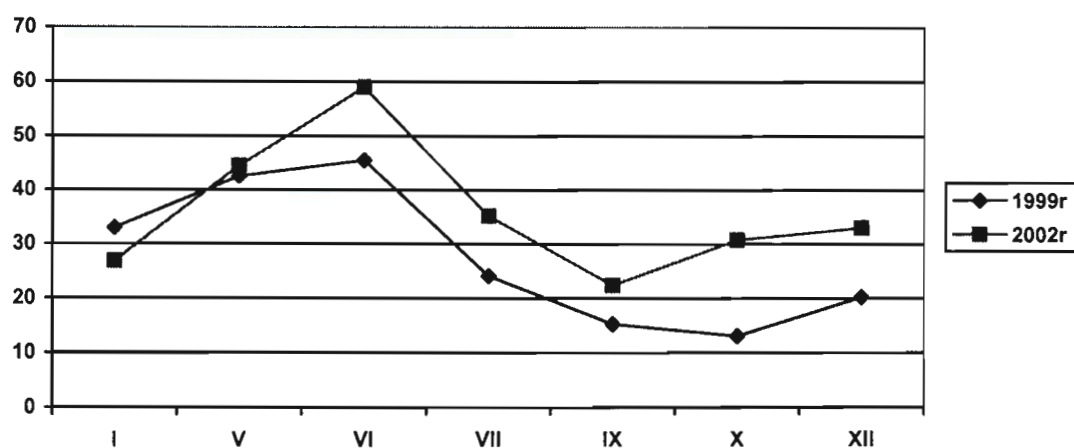


Tabela 1. Średniodobowe wartości usuniętych ładunków zanieczyszczeń

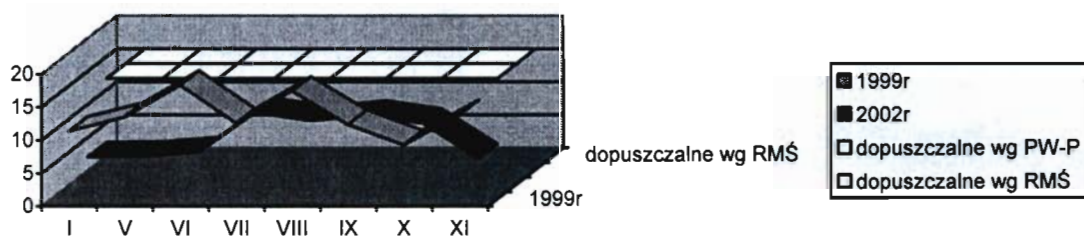
Średniodobowe wartości ładunków usuniętych zanieczyszczeń [kg/d]	Uzyskane w oczyszczalni ścieków w Łapach	
	w 1999r	w 2002r
wyrażone jako BZT ₅	1520,6	2463,5
wyrażone jako ChZT	2795,5	4271,7
wyrażone w zawiesinie ogólnej	773,8	831,5
wyrażone w azocie ogólnym	112,1	267,1
wyrażone w fosforze ogólnym	27,7	35,6

Źródło: opracowanie własne.

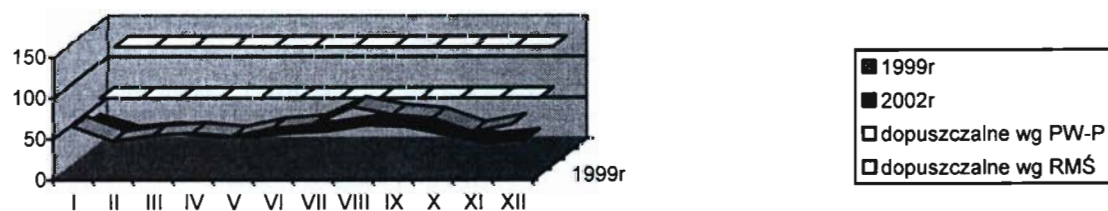
Efekt technologiczny modernizacji oczyszczalni ścieków w Łapach sprawdzono porównując wartości stężeń ścieków oczyszczonych w latach 1999 i 2002 z wymaganiami obowiązującego pozwolenia wodnoprawnego (ustalonego na poziomie wartości zawartych w nieobowiązującym już rozporządzeniu z 1991 r.) oraz wymaganiami obecnie obowiązującego rozporządzenia Ministra Środowiska. Wartości stężeń zanieczyszczeń, średnie dobowe z miesiąca, w ściekach oczyszczonych oraz w/w wymagane ich poziomy przedstawiono na rysunku 3. Oczyszczalnia ścieków w Łapach spełnia z nadmiarem wymagania aktualnego pozwolenia wodno-prawnego jak również wymagania obowiązującego rozporządzenia za wyjątkiem azotu ogólnego. Nowa procedura określania dopuszczalnych wartości związków azotu i fosforu w oparciu o średnioroczne wartości tych związków (na podstawie 12 obowiązkowych prób) w końcu 2003 roku da jednoznaczną odpowiedź, czy oczyszczalnia spełnia wymagania odnośnie usuwania związków azotu, czy też należy zintensyfikować proces denitryfikacji ścieków.

Rysunek 3. Stężenia zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych

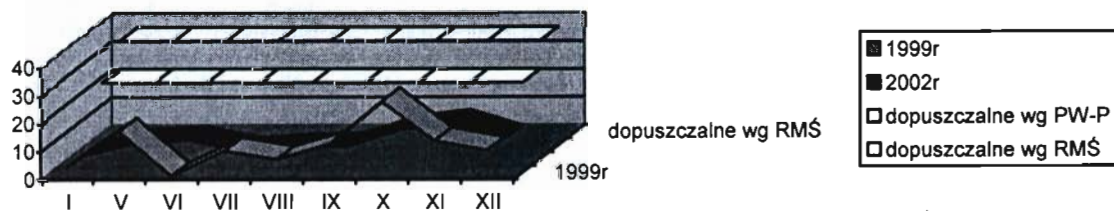
a) BZT₅ [mg O₂/l]



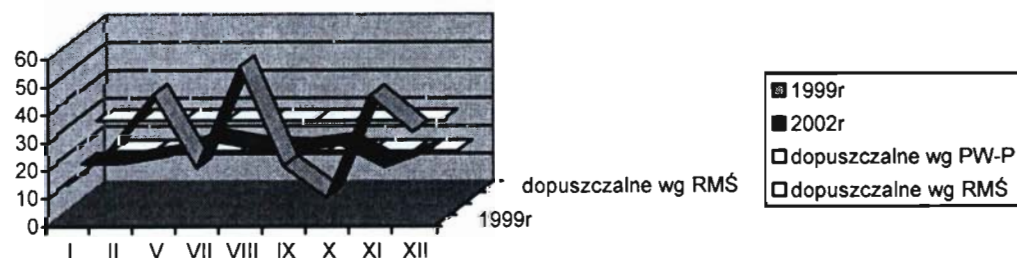
b) ChZT [mg O₂/l]



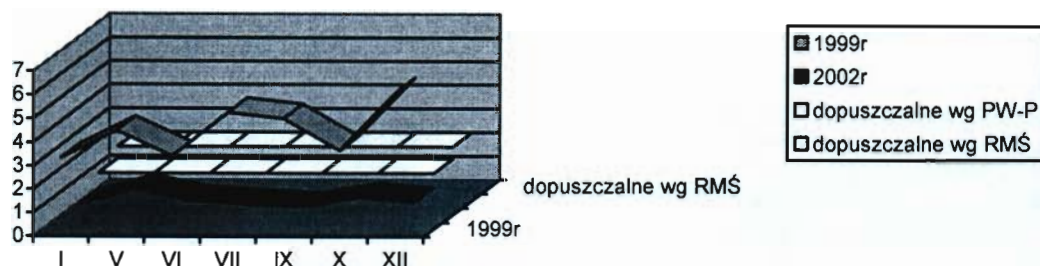
c) zawiesiny ogólne [mg/l]



d) azot ogólny [mg/l]



e) fosfor ogólny [mg P/l]



Podsumowanie

W niniejszej pracy przedstawiono charakterystykę oczyszczalni ścieków w Łapach przed modernizacją, obiektu pozbawionego części osadowej i możliwości usuwania związków biogenych.

Przeprowadzona w latach 2000/2001 przebudowa oczyszczalni uczyniła z niej jeden z najnowocześniejszych obiektów gospodarki ściekowej w północno-wschodniej Polsce.

Analiza parametrów technologicznych i wielkości ładunku usuniętego na oczyszczalni jednoznacznie określa osiągnięty efekt ekologiczny oczyszczalni ścieków w zakresie wszystkich najważniejszych parametrów zanieczyszczeń. Zmodernizowana oczyszczalnia ścieków w Łapach spełnia wymagania aktualnego pozwolenia wodnoprawnego, jak również wymagania obowiązującego rozporządzenia, z wyjątkiem azotu ogólnego.

Literatura

- [1] Heidrich Z., Witkowski A., Sikorski P., *Projekt techniczny modernizacji miejskiej oczyszczalni ścieków w Łapach*, Warszawa 1996.
- [2] Roźnowski E., *Operat wodnoprawny na eksploatację urządzeń oczyszczających i odprowadzanie ścieków*, Łapy 2000.
- [3] *Stan środowiska województwa podlaskiego*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, WIOŚ, Białystok 1999, 2000, 2001.
- [4] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 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 212, poz. 1799).

TECHNOLOGICAL AND ECOLOGICAL MODERNIZATION EFFECT OF WWTP ŁAPY

Summary

In paper the characteristic of modernization activities are presented. In the beginning the results of unsatisfactory work of WWTP Łapy are shown. Next technological investigations according to BOD₅, COD, suspended solids, total nitrogen and total phosphorus are presented. In the end ecological effect is calculated according to removal loads before and after modernization.

EFEKTYWNOŚĆ MAŁYCH OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW TYPU SBR Z NAPOWIETRZANIEM POWIERZCHNIOWYM

Streszczenie

Jednym z najbardziej rozpowszechnionych systemów małych oczyszczalni ścieków są oczyszczalnie typu SBR. Efektywność oczyszczalni ścieków zależy przede wszystkim od wybranej technologii, zastosowanych urządzeń, prawidłowej eksploatacji oraz jakości dopływających ścieków.

W referacie przedstawiono możliwość zastosowania napowietrzania powierzchniowego przy modernizacji małej oczyszczalni ścieków w Przerośli w województwie podlaskim.

Wstęp

Oczyszczanie ścieków jest stosunkowo „młoda” dyscypliną nauki, liczącą około 130 lat. Podstawowym celem oczyszczania ścieków jest całkowite wyeliminowanie lub zmniejszenie ilości zanieczyszczeń odprowadzanych do odbiorników, a ogólnie mówiąc do środowiska wodnego lub gruntowego [1]. Oczyszczanie ścieków jest zatem niezbędnym elementem ochrony środowiska naturalnego, w szczególności wód powierzchniowych jako głównego odbiornika ścieków. Wody powierzchniowe posiadają naturalną zdolność do unieszkodliwiania w procesie samooczyszczania tylko określonego dla danego odbiornika ładunku zanieczyszczeń. Ścieki oczyszczone w stopniu nieodpowiednim stanowią poważne zagrożenie jakości wód powierzchniowych. Jakość wód powierzchniowych, będących podstawowym źródłem wody do celów bytowo-gospodarczych i przemysłowych, jest w dużym stopniu zależna od sposobu i efektywności oczyszczania ścieków, gdyż sam proces oczyszczania ścieków komunalnych od strony technologicznej jest dobrze rozpoznany.

Wprowadzanie coraz bardziej zaawansowanych technologii oczyszczania ścieków zapewnia skuteczniejszą ochronę środowiska wodnego, poprawę jakości życia oraz zmniejszenie nakładów na uzdatnianie wody.

Do niedawna w oczyszczalniach ścieków działających z zastosowaniem osadu czynnego najczęściej stosowano napowietrzanie drobnopęcherzykowe przy użyciu dmuchaw. Obecnie coraz częściej stosuje się w oczyszczaniu ścieków turbiny napowietrzająco-mieszające. Tylko w regionie północno-wschodnim wybudowano bądź zmodernizowano ponad 15 tego typu obiektów z zastosowaniem tej technologii. Jednym z nich jest oczyszczalnia ścieków w Przerośli, gminie położonej na północny zachód od Suwałk, w województwie podlaskim. Jest to gmina typowo rolnicza, nie występują tu żadne obiekty przemysłowe, więc oczyszczalnia przyjmuje tylko ścieki bytowo-gospodarcze.

I. Opis oczyszczalni przed modernizacją

Oczyszczalnia ścieków w Przerośli została zaprojektowana w 1990 roku w oparciu o obowiązujące wówczas wymagania dotyczące jakości ścieków oczyszczanych. Ścieki dopływały grawitacyjnie do pompowni ścieków, gdzie po oczyszczeniu wstępnym na kracie koszarowej pompowane były do oczyszczalni kontenerowej Eliot-150 zlokalizowanej w budynku technologicznym. Ścieki oczyszczone odpływały korytem do stawu biologicznego, a następnie kanałem grawitacyjnym wpadającym do naturalnego cieką o długości około 2 kilometrów łączącego jezioro Krzywe z jeziorem Kościelnym.

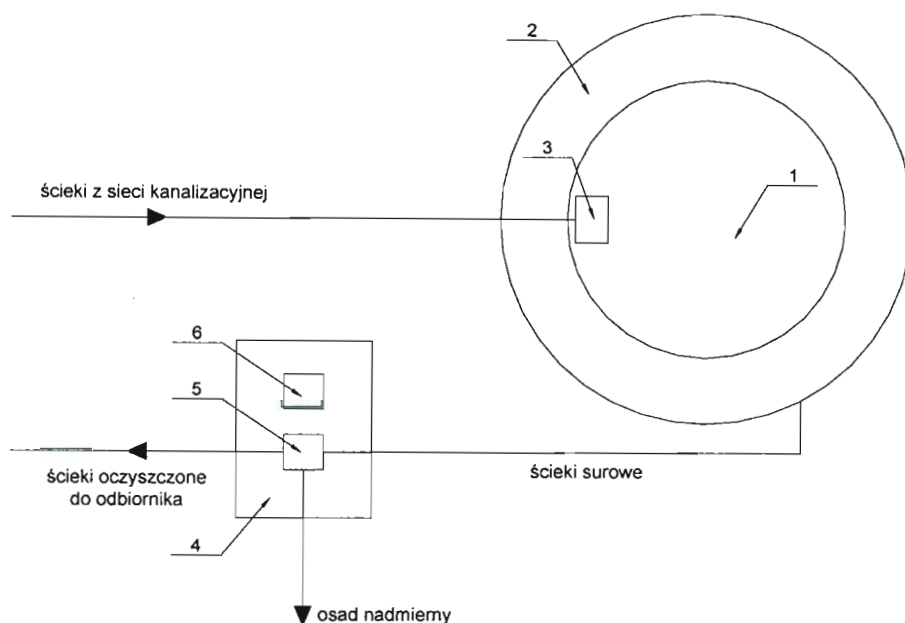
Osad nadmierny odprowadzany był korytem odpływowym na poletka, skąd po trzyletniej mineralizacji wywożono go do rekultywacji terenów leśnych. Schemat oczyszczalni ścieków w Przerośli przed modernizacją przedstawia rysunek 1.

Do roku 1991 ustalenie składu oczyszczanych ścieków dokonywano na podstawie oceny wpływu ich oddziaływania na jakość wód odbiornika, uwzględniając wielkości dopuszczalnych zanieczyszczeń, określone dla trzech klas czystości śródlądowych wód powierzchniowych [2].

Wybudowane wcześniej oczyszczalnie ścieków nie były przystosowane do usuwania związków biogenych, ze względu na ówczesne przepisy prawne. W większości przypadków były przewymiarowane, zarówno pod względem wielkości i terenochłonności obiektów, jak też energochłonności urządzeń.

Celem osiągnięcia poprawy efektu pracy oczyszczalni i uzyskania jakości ścieków oczyszczonych o parametrach zgodnych z wymaganiami niezbędne było przeprowadzenie prac modernizacyjnych.

Rysunek 1. Schemat oczyszczalni ścieków przed modernizacją



1 – pompownia ścieków – zbiornik główny, 2 – pompownia ścieków – zbiornik awaryjny, 3 – krata koszowa, 4 – budynek technologiczny, 5 – kontener Eljot-150 (pierwszy etap), 6 – kontener Eljot-150 (drugi etap)

2. Opis oczyszczalni po modernizacji

W Przerośli na potrzeby modernizacji oczyszczalni zaadoptowano istniejący żelbetowy zbiornik główny pompowni ścieków na reaktor typu SBR, a zbiornik awaryjny po podzieleniu wykorzystano jako pompownię ścieków i zagęszczacz osadu nadmiernego.

Proces oczyszczania ścieków rozpoczyna się od oczyszczania wstępnego na kracie koszowej zainstalowanej w pompowni ścieków surowych. Pompownia ta zlokalizowana została na zewnątrz zbiornika SBR. Po wstępnym mechanicznym oczyszczeniu, ścieki pompowane są do reaktora z osadem czynnym, gdzie następuje oczyszczanie biologiczne. Komorę główną reaktora SBR stanowi zaadoptowany zbiornik główny starej pompowni ścieków. W reaktorze masa bakteryjna podlega różnym procesom, takim jak: napowietrzanie, mieszanie czy osadzanie, dzięki zastosowaniu turbiny napowietrzająco-mieszającej umieszczonej na specjalnym systemie pływakowym. Ścieki oczyszczone odprowadzane są do cieku wodnego, dopływu rzeki Bludzi w zlewni jeziora Kościelnego.

W trakcie oczyszczania ścieków w reaktorze wytwarza się osad nadmierny, który odprowadzany jest sukcesywnie do zagęszczacza. Osady zagęszczone przetłaczane są do workownicy odwadniającej osad umieszczonej w budynku technologicznym.

Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków w Przerośli po modernizacji przedstawia rysunek 2.

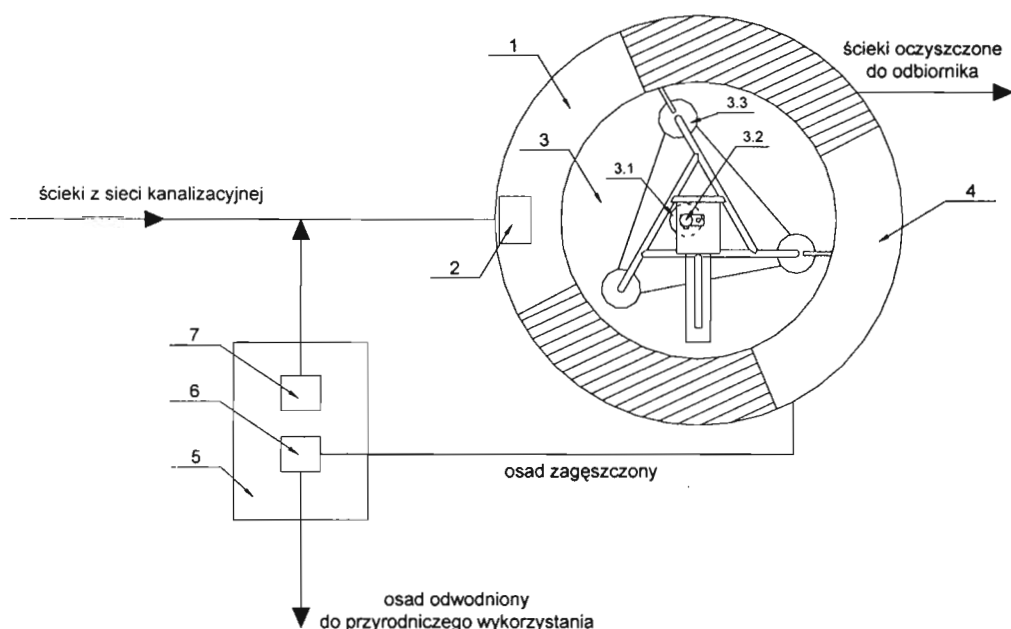
3. Opis zastosowanej technologii

Przy modernizacji zastosowano układ cykliczny z napowietrzaniem powierzchniowym. W systemie SBR można rozróżnić dwie zasadnicze fazy procesu: fazę dopływu i gromadzenia ścieków w reaktorze oraz fazę sedymentacji.

W czasie napełniania komory reaktora włączony system napowietrzający nasycza tlenem gromadzone w nim ścieki, jednocześnie mieszając je z osadem czynnym. Dostarczanie niezbędnego do destrukcji związków organicznych przez mikroorganizmy tlenu odbywa się za pomocą napowietrzania powierzchniowego. Funkcję tę spełnia turbina napowietrzająco-mieszająca. Specjalna budowa turbiny sprawia, że w czasie jej pracy do ścieków dostarczana jest nie tylko odpowiednia ilość tlenu, ale cała zawartość reaktora jest cyrkulowana i mieszana. Mieszanie biomasy zachodzi niezależnie od liczby obrotów turbiny, które są regulowane w zależności od chwilowego zapotrzebowania tlenu. Stężenie tlenu w reaktorze jest stale mierzone przez umieszczoną w reaktorze sondę tlenową.

Celem zapewnienia warunków do przebiegu kontrolowanej nityfikacji i denityfikacji, liczba obrotów turbiny jest regulowana za pomocą programu sterującego. Automatyczna regulacja liczb obrotów turbiny następuje poprzez przetwornik częstotliwości, tak że uprzednio zaprogramowana zawartość tlenu w ściekach jest utrzymywana na stałym poziomie. Taki system regulacji stwarza możliwość elastycznego reagowania układu na zmieniające się obciążenie ściekami.

Rysunek 2. Schemat t oczyszczalni ścieków po modernizacji



1 – pompownia ścieków, 2 – krata koszowa, 3 – reaktor SBR, 3.1 – turbina napowietrzająco – mieszająca, 3.2 – silnik turbiny, 3.3 – system pływakowy, 4 – zagęszczacz osadu nadmiernego, 5 – budynek technologiczny, 6 – urządzenie do odwadniania osadu typu Drainmad, 7 – instalacja koagulanta PIX

Ważną cechą wyróżniającą system SBR jest fakt, że w trakcie trwania cyklu roboczego zmienia się poziom ścieków w reaktorze. By uzyskać optymalny i najbardziej efektywny stopień napowietrzania ścieków, turbinę napowietrzającą umieszczono na specjalnym systemie pływakowym, dzięki czemu niezależnie od poziomu ścieków w reaktorze stopień zanurzenia turbiny nie ulega zmianie. Dobór wielkości turbiny odbywa się w zależności od ilości cyrkulowanej wewnątrz zbiornika ścieków, jak i w zależności od zakładanego zapotrzebowania tlenu.

Tabela 1. Charakterystyka porównawcza systemu napowietrzania ścieków mechanicznego i drobnopęcherzykowego

Parametr	Napowietrzanie mechaniczne	Napowietrzanie drobnopęcherzykowe
Sprawność urządzenia	sprawność turbiny od 0,9 do 0,95	sprawność systemu od 0,5 do 0,7
Trwałość i żywotność urządzeń	trwałość turbiny 20-25 lat	trwałość dmuchaw, dyfuzorów drobnopęcherzykowych i mieszadeł 2-5 lat
Prostota procesu i przebieg eksploatacji	turbina jako pojedyncze wielofunkcyjne urządzenie zastępujące pracę dmuchaw, systemu napowietrzania drobnopęcherzykowego i mieszadeł. eksploatacja bez problemów.	problemy eksploatacyjne: zarastanie szczelin w dyfuzorach, natlenianie redukowane wraz ze zwiększaniem się wydajności dmuchaw, awaria pojedynczego dyfuzora zakłóca pracę całego systemu
Niezawodność działania	zdecydowanie większa z uwagi na zastosowanie pojedynczego wielofunkcyjnego urządzenia	zdecydowanie niższa z uwagi na zastosowanie kilku jednofunkcyjnych urządzeń
Mieszanie	doskonałe warunki mieszania i utrzymanie wysokich prędkości przy dnie	mieszanie możliwe tylko z dodatkowymi mieszadłami, niewielkie prędkości przydenne
Dostęp do urządzeń	wszystkie elementy systemu ponad zwierciadłem ścieków	większa część systemu pod zwierciadłem ścieków.
Hałaśliwość urządzeń	poziom hałasu poniżej 35 dB	poziom hałasu powyżej 90 dB, konieczność stosowania izolacji akustycznych
Koszty inwestycyjne	porównywalne	porównywalne
Koszty eksploatacji	mniejsze w przypadku zbiorników o głębokości do 5m, zatrudnienie identyczne	mniejsze w przypadku zbiorników o głębokości powyżej 6m, zatrudnienie identyczne

Źródło: [4].

Po fazie napowietrzania, w czasie której utleniają się związki azotu, liczba obrotów turbiny zostaje obniżona do minimum, przy czym cała zawartość reaktora jest w dalszym ciągu cyrkulowana i mieszana z nowo dopływającymi ściekami. Takie mieszanie zawartości reaktora jest koniecznym warunkiem osiągnięcia kontrolowanej denitryfikacji. Przy pracy na minimalnych obrotach tlen nie jest już podawany do ścieków, tak że mikroorganizmy zaczynają wykorzystywać do rozkładu materiału organicznego cały rozpuszczony w ściekach tlen. Na skutek przedłużającego się

braku tlenu bakterie zostają zmuszone do rozkładu zawartych w ściekach azotanów, by móc wykorzystać związany w nich tlen. Uwolniony w ten sposób azot wydziela się do atmosfery. Po upływie określonego dla fazy gromadzenia ścieków czasu bądź po osiągnięciu maksymalnego, rejestrowanego przez sondę poziomu napełniania zbiornika, reaktor SBR przechodzi do fazy sedimentacji. Reaktor SBR jest raz w ciągu dnia zapełniany i opróżniany.

W reaktorze biologicznym ważny jest trafny wybór sposobu napowietrzania i mieszania ścieków. Komory natleniania ścieków w procesie osadu czynnego mogą być napowietrzane sprężonym powietrzem lub mechanicznie za pomocą wirników o osi poziomej lub pionowej. Skuteczność działania różnych systemów napowietrzających charakteryzują dwa podstawowe parametry: zdolność natleniania urządzeń osadu czynnego (OC) g O₂/m³h oraz ekonomia natleniania brutto (E_b) kg O₂/kWh [3].

Porównanie dwóch systemów napowietrzania ścieków przedstawiono w tabeli 1.

4. Efektywność pracy oczyszczalni ścieków

Zmodernizowana oczyszczalnia ścieków w Przerośli została oddana do użytku w maju 2001 roku. Uzyskała pozwolenie wodno-prawne zgodnie z [5].

W trakcie rozruchu technologicznego oczyszczalni, jak również w czasie dalszej jej eksploatacji uzyskano wysokie efekty oczyszczania pod względem związków węglowych i zawiesin oraz usuwania substancji biogenych. Analizę jakości ścieków oczyszczonych po modernizacji oczyszczalni przedstawia tabela 2.

Tabela 2. Analiza jakości ścieków oczyszczonych po modernizacji oczyszczalni

Wskaźnik	Jednostka	Stężenie dopuszczalne	12.06.2001	4.09.2001	25.02.2002	27.06.2002	15.10.2002
odczyn	pH	6,5-9,0	7,9	7,42	6,87	7,45	7,16
BZT ₅	mg O ₂ / dm ³	15	2,1	8	11	9	9
ChZT	mg O ₂ / dm ³	75	7,7	69	29	35	39
Azot amonowy	mg N _{NH4} / dm ³	6	0,19	3,11	0,28	0,5	2,12
Azot azotanowy	mg N _{NO3} / dm ³	30	0,71	5,12	5,21	11,6	1,81
Azot ogólny	mg N / dm ³	30	2,22	11,81	8,5	13,36	7,23
Fosfor ogólny	mg P / dm ³	1	0,512	0,87	0,64	0,93	0,77
Zawiesina ogólna	mg / dm ³	25	<10	18	21	8	12

Źródło: badania wykonane przez laboratorium delegatury w Suwałkach Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska w Białymstoku, z 12 czerwca 2001 roku, badania własne.

W lutym 2003 roku oczyszczalnia uzyskała nowe pozwolenie wodno-prawne zgodnie z [6]. Analizę jakości ścieków oczyszczonych po uzyskaniu nowego pozwolenia wodno-prawnego przedstawia tabela 3.

Tabela 3. Analiza jakości ścieków oczyszczonych po uzyskaniu nowego pozwolenia wodno-prawnego

Wskaźnik	Jednostka	Stężenie dopuszczalne	Stężenie rzeczywiste
Azot ogólny	mg N / dm ³	30	22,1
Fosfor ogólny	mg P / dm ³	5	2,91
BZT ₅	mg O ₂ / dm ³	40	8,0
ChZT	mg O ₂ / dm ³	150	47,8
Zawiesina ogólna	mg / dm ³	50	10,0

Źródło: badania wykonane przez laboratorium delegatury w Suwałkach Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska w Białymstoku, z 07 kwietnia 2003 r.

Oczyszczalnia ścieków w Przerośli charakteryzuje się średnią przepustowością 65 m³ / d, przy projektowanej 75 m³ / d. Badania jakości zarówno ścieków surowych jak i oczyszczonych są prowadzone minimum raz w miesiącu, z uwzględnieniem podstawowych parametrów występujących w pozwoleniu wodno-prawnym. Badania wykonane przez laboratorium delegatury w Suwałkach Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska w Białymstoku, jak również badania własne nie stwierdziły żadnych przekroczeń dopuszczalnych stężeń badanych wskaźników.

Podobne wyniki uzyskują inne oczyszczalnie stosujące tę samą technologię.*

Podsumowanie

Podstawowym elementem oczyszczalni ścieków komunalnych i większości przemysłowych jest reaktor biologiczny, do którego dopływają ścieki po oczyszczeniu mechanicznym. Rosnące wymagania dotyczące jakości ścieków odprowadzanych do odbiorników spowodowały, że coraz częściej, oprócz metod biologicznych, stosowane są

* Autor prowadzi stały monitoring pięciu oczyszczalni tego typu w regionie północno-wschodnim.

metody chemiczne i naturalne jako trzeci stopień oczyszczania ścieków. W przedstawionej oczyszczalni ścieków w maksymalnym stopniu wykorzystano istniejące obiekty kubaturowe oraz zastosowano reaktor typu SBR – najlepsze rozwiązanie przy małej ilości ścieków.

Zastosowanie trwałych, energooszczędnych urządzeń, minimalne oddziaływanie oczyszczalni na środowisko. Praktycznie bezobsługowa jej praca oraz głębokość zbiornika miały wpływ na wybór technologii modernizowanego obiektu.

Literatura

- [1] Kurbiel J., Bartoszewski K., *Oczyszczanie ścieków komunalnych*, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, vol. 9, Lublin 2002.
- [2] *Poradnik eksploatatora oczyszczalni ścieków*, red. Z. Dymaczewski, J.A. Oleszkiewi, M.M. Sozański, PZITS, Poznań 1997.
- [3] Królikowski A., Orzechowska M., *Możliwości ograniczenia energochłonności małych i średnich oczyszczalni ścieków*, w: *Energetyczne aspekty oczyszczania ścieków*, Ustroń 1995.
- [4] Bartkowska I., Dzieńis L., Wawrentowicz D., *Sequencing bath reactors with continuous flow for small communities in Poland*, Wilno 2002.
- [5] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z 5 listopada 1991 r. w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód i ziemi (Dz. U. Nr 116, poz. 503).
- [6] Rozporządzenie Ministra Środowiska z 29 listopada 2002 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 212, poz. 1799).

EFFECTIVENESS OF SMALL S.B.R. WASTE WATER TREATMENT PLANTS USING SURFACE AERATION

Summary

Sequence Batch reactors are one of the most popular system for treating small quantity of waste water. The effectiveness of waste water treatment process depends on technology, proper exploitation and characteristic of raw waste water. The paper presents the possibility of using surface aeration in chosen W.W.T.P. located in Przerośl, Podlaskie Voivodeship during modernization.

ANALIZA TECHNOLOGII W OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW GRYFICE PO UZYSKANIU PEŁNEJ ZDOLNOŚCI PRODUKCYJNEJ

Streszczenie

W publikacji przedstawiono analizę technologii oczyszczania ścieków w oczyszczalni Gryfice po uruchomieniu II ciągu technologicznego i uzyskaniu pełnej zdolności produkcyjnej. Wyniki, na podstawie których dokonano analizy pochodzą z okresu od stycznia do grudnia 2002r. i obejmują takie parametry jak: BZT₅, ChZT_{Cr}, azot ogólny, fosfor ogólny, zawiesina ogólna i pH, oznaczane w ściekach surowych i oczyszczonych. Wyniki odniesiono do pozwolenia wodnoprawnego i aktualnych wymogów prawnych.

Wstęp

Miasto Gryfice jest położone w środkowej części województwa zachodniopomorskiego, w zlewni rzeki Regi. Miasto liczy około 19 800 mieszkańców. Oczyszczalnię zaprojektowano dla RLM 27 000, średnie RLM, wyliczone na podstawie danych rzeczywistych wynosi obecnie 15 100.

Pierwotny projekt oczyszczalni ścieków dla miasta Gryfice powstał w połowie lat siedemdziesiątych i według ówczesnych założeń miała ona docelowo oczyszczać 18 tys. m³ ścieków na dobę. Projekt zakładał wybudowanie wszystkich obiektów technologicznych na obszarze 20 ha. Na przełomie lat siedemdziesiątych i osiemdziesiątych wybudowano budynek administracyjno-socjalny wraz z budynkiem przepompowni osadu recyrkulowanego oraz osadnikami wtórnymi i na tym etapie, w związku z sytuacją gospodarczą kraju inwestycję wstrzymano. Na początku lat dziewięćdziesiątych korzystając z różnych form pomocy i dotacji oraz udziału środków własnych gmina Gryfice wznowiła budowę oczyszczalni. Tym razem pierwotny projekt w związku z dostępnością nowych technologii i urządzeń uległ radykalnej zmianie.

Pierwszy ciąg technologiczny obecnie funkcjonującej mechaniczno-biologicznej oczyszczalni ścieków komunalnych w Gryficach został oddany do użytku w grudniu 1997 roku, drugi ciąg technologiczny został uruchomiony w czerwcu 2001 roku. Właścicielem oczyszczalni jest gmina Gryfice, użytkownikiem natomiast jednostka gminna, jaką jest Zakład Gospodarki Komunalnej w Gryficach. Oczyszczalnię zlokalizowano w północno-wschodniej części miasta, na terenie zajmującym 9,86 ha. Parametry regulujące pracę oczyszczalni określone w pozwoleniu wodnoprawnym są następujące:

- odbiornik ścieków – bezpośredni – rzeka Rega w km 39 + 000;
- ilość odprowadzanych ścieków:
 - $Q_{sr.dob} = 6\,000\text{ m}^3/\text{dobę}$,
 - $Q_{max.dob} = 8\,400\text{ m}^3/\text{dobę}$;
- parametry odprowadzanych ścieków oczyszczonych:
 - odczyn pH = 6,5-9,0,
 - BZT₅ = 15,0 mgO₂/dm³,
 - ChZT = 100,0 mgO₂/dm³,
 - zawiesina ogólna = 50,0 mg/dm³,
 - azot ogólny = 30,0 mgN/dm³,
 - fosfor ogólny = 1,5 mgP/dm³.

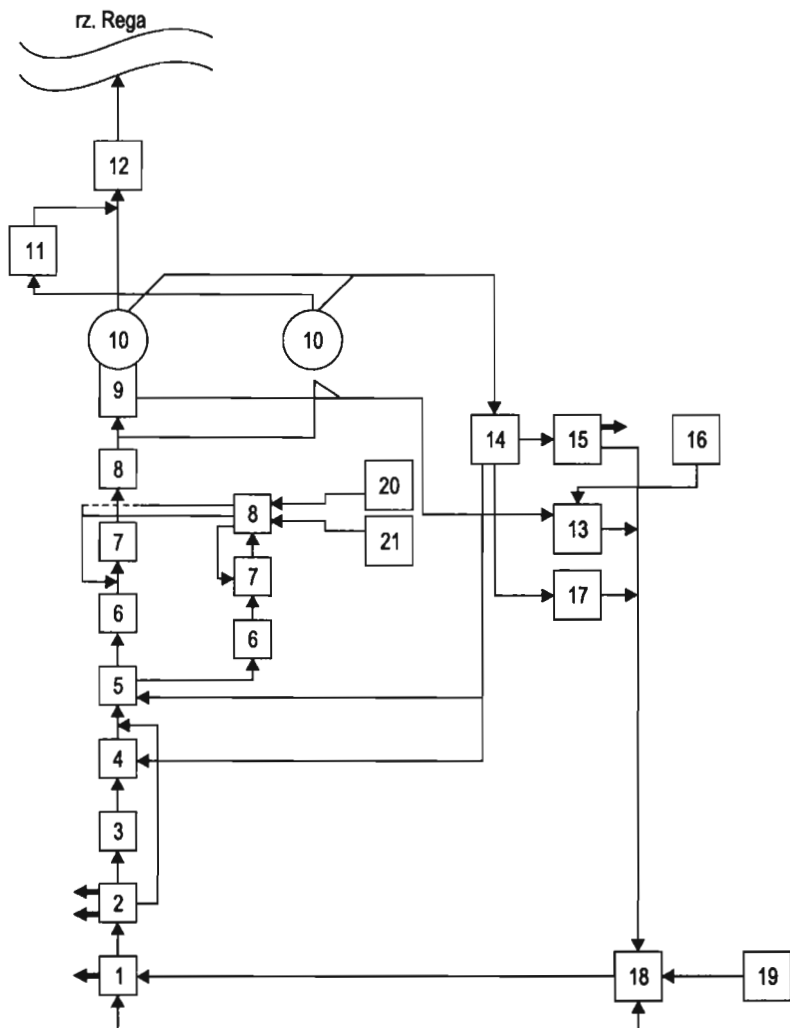
I. Metodyka badań

Do badań pobierano próby jednorazowe ścieków surowych i oczyszczonych. Poboru prób dokonywano zawsze w tych samych miejscach i o tej samej porze. Próby ścieków surowych pobierano przed oczyszczeniem mechanicznym i bez udziału ścieków dowożonych. Próby ścieków oczyszczonych pobierane były na zwięźce pomiarowej ścieków oczyszczonych. Analizy w zakresie ChZT_{Cr}, azotu ogólnego i fosforu ogólnego były wykonywane przy zastosowaniu sprzętu i metodyki badań amerykańskiej firmy HACH. BZT₅ oznaczano przy pomocy zestawów Oxi TOP firmy WTW i zgodnie z zalecaną przez firmę WTW metodyką, natomiast oznaczanie zawiesiny ogólnej prowadzono metodą

wagową, zgodnie z PN-72/C-04559.02. Całość badań przeprowadzono w laboratorium Zakładu Gospodarki Komunalnej w Gryficach, działającym przy oczyszczalni ścieków.

2. Opis procesu technologicznego

Rysunek 1. Schemat blokowy oczyszczalni w Gryficach



1.Kraty, 2.Piaskowniki, 3.Koryto pomiarowe, 4.Selektor, 5.Komora rozdziału, 6.Komora beztlenowa, 7.Komora niedotleniona, 8.Komora tlenowa, 9.Komora rozdziału, 10. Osadnik wtórny, 11.Staw doczyszczający, 12.Koryto pomiarowe, 13. Pompownia części pływających, 14.Pompownia osadu recykulacyjnego i nadmiernego, 15.Mechaniczne odwodnienie osadu, 16.Składowisko osadu, 17.Rezerwowe poletka osadowe, 18.Pompownia wewnętrzna, 19.punkt zlewny, 20.Stanowisko dozowania koagulantu, 21.Budynek dmuchaw

Zastosowana w gryfickiej oczyszczalni technologia oczyszczania ścieków oparta jest na jednoosadowym, tryfazowym procesie osadu czynnego „Bardenpho” A_2O . Oczyszczalnia jako wysokosprawny obiekt powinna zapewnić wysoki poziom oczyszczania ścieków w zakresie usuwania związków węgla, azotu i fosforu.

Ścieki surowe tłoczone są z przepompowni centralnej znajdującej się w odległości około 2 km od oczyszczalni do komory wytłumienia znajdującej się w budynku krat. Tu następuje wytłumienie energii kinetycznej ścieków. Następnie ścieki przepływają przez kratę gęstą w celu wydzielenia zanieczyszczeń wleczonych i pływających. Zatrzymane skrutki przenoszone są do praski skrutek. Uwodnienie skrutek po prasce wynosi 60%. Kolejnym etapem drogi ścieków jest przedmuchiwanie piaskownika (dwukomorowy), w którym następuje odtłuszczenie ścieków oraz wydzielenie szybko sedimentującej zawiesiny mineralnej – piasku. Podnoszony pompą z dna piaskownika piasek dopływa do płuczki, gdzie następuje oddzielenie od piasku części organicznych. Następnie piasek kierowany jest podajnikiem ślimakowym do kontenera. Odciek z płuczki odptywa do pompowni wewnętrznej skąd pompowany jest do powtórnego oczyszczenia.

Mechanicznie oczyszczone ścieki, pomierzone w komorze pomiarowej dopływają do dwóch selektorów, gdzie następuje ich zmieszanie z osadem recykulowanym z osadników wtórnych. W selektorach następuje odtlenie ścieków jeżeli zawierają one w sobie tlen.

Z selektorów ścieki płyną do komory rozdziału, skąd trafiają do wielofunkcyjnego reaktora biologicznego (dwa jednakowe ciągi technologiczne), działającego w układzie trzyfazowego „Bardenpho” – w technologii zintegrowanego usuwania C, N i P.

W pierwszej komórce beztlenowej uwolniony zostaje z komórek osadu fosfor, który w komórce nityfikacji zostanie wbudowany w komórki osadu w zwiększonej ilości z powodu wystąpienia szoku beztlenowego w pierwszej komórce. W kolejnej komórce – niedotlenionej (max. do 0,5 mg O₂/dm³) następuje denityfikacja. W wyniku recyrkulacji wewnętrznej pomiędzy komorą nityfikacji a komorą denityfikacji recyrkulowane azotany w komórce niedotlenionej oddają tlen, który wykorzystywany jest do usuwania związków węgla. W trzeciej komórce – tlenowej (1,5 mg O₂/dm³) usuwane są związki węgla i odbywa się proces nityfikacji. Napowietrzanie tej komory prowadzone jest za pomocą dyfuzorów drobnopęcherzykowych. Do komory tej możliwe jest dawkowanie koagulanta PIX, który obecnie nie jest stosowany. Następnie poprzez komorę rozdziału ścieki dopływają do radialnych osadników wtórnych, gdzie w wyniku sedymentacji następuje oddzielenie ścieków oczyszczonych od osadu czynnego.

Oddzielony osad czynny jest recyrkulowany do selektorów, a osad nadmierny kierowany jest do stacji odwadniania osadu, gdzie zostaje odwodniony do 17-20% s.m. W końcowym etapie odwadniania osad jest higienizowany wapnem i po tym zabiegu zostaje składowany na składowisku osadu, znajdującym się na terenie oczyszczalni. Po wykonaniu niezbędnych badań osad w większej części jest wykorzystywany rolniczo (około 90%). Osad nie nadający się do rolniczego wykorzystania jest kompostowany. Istnieją dwie możliwości odprowadzenia ścieku oczyszczonego z osadnika wtórnego do odbiornika. Jedną możliwością to skierowanie go na stawy doczyszczające, gdzie następuje dalsze obniżenie zawartości zawiesiny ogólnej, BZT₅, ChZT oraz azotu i częściowo fosforu. Po stawach ścieki przepływają przez komorę pomiarową i kanałem odpływają do odbiornika, którym jest rzeka Rega. Drugą możliwością to bezpośrednie skierowanie ścieków oczyszczonych po osadniku wtórnym do komory pomiarowej i dalej do odbiornika.

3. Omówienie wyników

Uzyskane parametry ścieków oczyszczonych w poszczególnych miesiącach roku 2002 przedstawiono w tabeli 1. Dokonano również porównania uzyskanych wyników z wartościami określonymi w obowiązującym oczyszczalni pozwoleniu wodnoprawnym oraz z maksymalnymi dopuszczalnymi wartościami poszczególnych parametrów zgodnie z obowiązującym od 1 stycznia 2003r. rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 r. [5].

Tabela 1. Parametry ścieków oczyszczonych w porównaniu do wartości określonych pozwoleniem wodnoprawnym i rozporządzeniem Ministra Środowiska z 29 listopada 2002 roku (średnie z analiz wykonanych w poszczególnych miesiącach roku 2002)

Miesiąc	pH	ChZT _{cr} (mgO ₂ /l)	BZT ₅ (mgO ₂ /l)	N _{og} (mgN/l)	P _{og} (mgP/l)	Z _{og} (mg/l)
Styczeń	7,54	15,33	4,33	9,0	0,58	17,0
Luty	7,17	26,1	5,4	7,25	1,45	18,5
Marzec	7,10	30,9	5,0	6,3	1,21	12,82
Kwiecień	6,99	23,0	3,0	6,57	1,17	22,75
Maj	7,05	33,8	4,7	7,0	1,39	19,25
Czerwiec	7,17	30,0	6,0	6,71	1,27	29,86
Lipiec	6,87	39,0	14,75	7,25	1,20	31,50
Sierpień	7,03	42,0	6,0	8,67	1,39	32,33
Wrzesień	7,15	37,0	5,33	8,96	0,98	27,12
Październik	7,06	13,33	5,05	9,13	0,52	25,25
Listopad	6,88	9,75	5,25	9,50	0,34	29,25
Grudzień	6,97	6,33	14,0	11,0	0,26	23,33
Wartości dopuszczalne według pozwolenia wodnoprawnego i Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002r. (Dz.U.212, poz. 1799)						
Pozwolenie wodnoprawne	6,5-9,0	100,0	15,0	30,0	1,50	50,0
Rozporządzenie MŚ Dz.U. 02.212.1799	6,5-8,5	125,0	15,0	15,0	2,0	35,0

Źródło: opracowanie własne.

Wszystkie parametry ścieków oczyszczonych nie przekraczają tych określonych pozwoleniem wodnoprawnym ani maksymalnych dopuszczalnych wartości dla poszczególnych parametrów określonych rozporządzeniem [5]. Jednak zawartość fosforu w ściekach oczyszczonych w miesiącach luty – sierpień nie jest w pełni zadowalająca. Przyczyną takiego stanu rzeczy były nagłe roztopty, które wystąpiły w miesiącu lutym i spowodowały znaczne napływy ścieków do oczyszczalni, utrzymujące się przez okres około jednego miesiąca na poziomie 8 400 m³/dobę, podczas gdy średniobowy napływ ścieków w normalnych warunkach pogodowych wynosił 3 400m³. Nadmierna ilość ścieków doprowadziła do skrócenia czasu zatrzymania ścieków w komórce beztlenowej oraz spowodowała znaczne ich rozcieńczenie, co doprowadziło do zmniejszenia stężenia zawartej w nich substancji organicznej. Uwalnianie

ortofosforanów komórkowych w strefie beztlenowej jest uzależnione od stężenia substancji organicznej, ponieważ stanowią one substrat dla bakterii redukujących azotany i są zużywane przez bakterie fakultatywne do wytwarzania kwasu octowego [3]. Zadowalający poziom stężenia fosforu w ściekach oczyszczonych uzyskano dopiero we wrześniu. Istotnym jest fakt, iż osiągnięcie stężenia fosforu poniżej 1 mgP/l nastąpiło bez chemicznego strącania. Obecnie stężenie fosforu w ściekach oczyszczonych utrzymuje się na poziomie 0,20-0,35 mgP/l.

Znaczny wzrost BZT₅ w miesiącu lipcu był spowodowany wadliwą pracą zgarniaczy osadu na osadnikach wtórnych, powodującą wynoszenie osadu wraz ze ściekami oczyszczonymi. W sierpniu nieznacznie podwyższeniu uległy takie parametry jak ChZT_{Cr}, azot ogólny, fosfor ogólny i zawiesina ogólna. Przyczyną wzrostu stężeń tych parametrów w ściekach oczyszczonych była awaria kraty mechanicznej, którą ze względu na problemy serwisowe udało się uruchomić dopiero w połowie września. Właściwe oczyszczanie mechaniczne ścieków dopływających do oczyszczalni ma znaczący wpływ na prawidłowość przebiegu procesów biologicznych.

Tabela 2. Redukcja zanieczyszczeń w poszczególnych miesiącach roku 2002 w odniesieniu do redukcji zanieczyszczeń określonej rozporządzeniem Ministra Środowiska z 29 listopada 2002 roku

Miesiąc	ChZT _{Cr} (mgO ₂ /l)		BZT ₅ (mgO ₂ /l)		N _{og} (mgN/l)		P _{og} (mgP/l)		Z _{og} (mg/l)	
	s	o	s	o	s	o	s	o	s	o
Styczeń	105,67	15,33	190,0	4,33	21,67	9,0	2,19	0,58	175,33	17,0
% redukcji	85,50		97,72		58,50		73,52		90,30	
Luty	187,40	26,1	124,0	5,4	18,80	7,25	2,61	1,45	218,20	18,5
% redukcji	86,07		95,65		61,44		44,44		91,51	
Marzec	225,0	30,9	96,40	5,0	22,20	6,3	2,62	1,21	117,80	12,82
% redukcji	86,27		94,81		71,61		53,82		89,12	
Kwiecień	538,30	23,0	240,0	3,0	27,86	6,57	4,88	1,17	186,75	22,75
% redukcji	95,73		98,75		76,42		76,02		87,82	
Maj	504,0	33,8	306,70	4,7	60,0	7,0	7,20	1,39	270,0	19,25
% redukcji	93,30		98,60		88,33		80,70		92,87	
Czerwiec	553,0	30,0	261,60	6,0	52,10	6,71	7,12	1,27	257,86	29,86
% redukcji	94,58		97,71		87,12		82,16		88,42	
Lipiec	304,50	39,0	215,50	14,75	53,25	7,25	5,63	1,20	241,25	31,50
% redukcji	87,19		93,16		86,38		78,69		86,94	
Sierpień	348,33	42,0	216,67	6,0	47,33	8,67	5,65	1,39	175,0	32,33
% redukcji	87,94		97,23		81,68		75,40		81,53	
Wrzesień	412,36	37,0	201,14	5,33	47,33	8,96	5,26	0,98	198,25	27,12
% redukcji	91,03		97,35		81,07		81,37		86,32	
Październik	380,0	13,33	178,55	5,05	45,16	9,13	5,87	0,52	202,10	25,25
% redukcji	96,50		97,17		79,78		91,14		87,51	
Listopad	350,0	9,75	169,75	5,25	43,50	9,50	4,77	0,34	192,50	29,25
% redukcji	97,21		96,91		78,16		92,87		84,81	
Grudzień	448,33	6,33	270,0	14,0	46,67	11,0	5,79	0,26	212,0	23,33
% redukcji	98,59		94,81		76,43		95,51		89,0	
Średni stopień redukcji (%)	91,66		96,66		77,24		77,14		88,01	
Stopień redukcji wg Rozporządzenia MŚ (Dz.U.02.212.1799)	75%		90%		80%		85%		90%	

Źródło: opracowanie własne.

Redukcję zanieczyszczeń w poszczególnych miesiącach roku 2002, średnią redukcję roczną każdego z parametrów oraz porównanie uzyskanych wyników z wartościami określonymi dla tego typu oczyszczalni w rozporządzeniu Ministra Środowiska z 29 listopada 2002 roku przedstawia tabela 2. Oczyszczalnia spełnia wymogi odnośnie stopnia redukcji zanieczyszczeń tylko w przypadku dwóch parametrów, czyli ChZT_{Cr} i BZT₅. Zwiększenie stopnia redukcji pozostałych parametrów będzie wymagało zwiększenia efektywności pracy oczyszczalni. Przed uruchomieniem drugiego ciągu technologicznego stopień redukcji wszystkich zanieczyszczeń mieścił się w granicach 85-90%. Spadek efektywności oczyszczania wiąże się z niedociążeniem układu. Po uruchomieniu drugiego ciągu technologicznego oczyszczalnia posiada znaczne rezerwy dotyczące zarówno ilości oczyszczanych ścieków, jak i zawartego w nich ładunku zanieczyszczeń. Sytuacja ta ulega systematycznej poprawie poprzez rozbudowę miejskiej sieci kanalizacji sanitarnej i podłączaniu do niej kolejnych mieszkańców. Im mniejsze obciążenie bakterii substratami przez nie wchłanianymi, tym mniejsze ich możliwości obrony przed bakteriozernymi organizmami, i tym mniejsza aktywność wspólnoty środowiskowej w redukowaniu rozpuszczonych w ściekach substancji organicznych lub nieorganicznych [1]. W rzeczywistości procesy rozkładu są znacznie bardziej skomplikowane i zależne od wpływu wielu czynników, takich jak temperatura, czas, pH, zawartość substancji pokarmowych [2].

Wnioski

Prezentowana technologia oczyszczania ścieków pozwala na uzyskanie parametrów ścieków oczyszczonych nie przekraczających norm określonych pozwoleniem wodnoprawnym i Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 r. Nie spełnia jednak wymogów powyższego Rozporządzenia, dotyczących stopnia redukcji zanieczyszczeń takich jak; azot ogólny, fosfor ogólny i zawiesina ogólna.

Uzyskane parametry ścieków oczyszczonych odzwierciedlają anomalie pogodowe oraz sytuacje awaryjne występujące podczas eksploatacji oczyszczalni. Świadczy to o wrażliwości układu na czynniki zewnętrzne.

Zapewnienie właściwego stopnia redukcji zanieczyszczeń wymaga dociążenia całego układu, ustabilizowania parametrów ścieków surowych oraz dalszych badań i wprowadzenia modyfikacji technologicznych usprawniających pracę oczyszczalni.

Literatura

- [1] J. Bever, A. Stein, H. Teichmann, *Zaawansowane metody oczyszczania ścieków*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1997.
- [2] E. Stier, M. Fischer, *Podręczny poradnik eksploatacji oczyszczalni ścieków*, Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Bydgoszcz 1998.
- [3] I. Wojnowska-Baryła, D. Stachowiak, *Systemy oczyszczania ścieków metodą osadu czynnego*, Akademia Rolniczo-Techniczna w Olsztynie, Olsztyn 1997.
- [4] Pozwolenie wodnoprawne. Decyzja RliOŚ.6223-32/2001 z 26 czerwca 2001r., wydana przez Starostwo Powiatowe w Gryficach, Wydział Rolnictwa, Leśnictwa i Ochrony Środowiska.
- [5] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002r. 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 212, poz. 1799).

ANALYSIS OF GRYFICE WASTEWATER TREATMENT TECHNOLOGY AFTER ACHIEVEMENT OF THE FULL PRODUCTION CAPACITY

Summary

Analysis of wastewater treatment technology after start up of the second technological stage of Gryfice wastewater treatment plant and the achievement of the full production capacity has been presented in this paper. The analysis was performed based on the results obtained over a period of January-December 2002 which comprise the following parameters: BOD₅, COD_{Cr}, total nitrogen, total phosphorus, total suspended solids and pH. These parameters were determined for both raw and treated wastewater. The results were related to water-law permission and the legislations in force.

ODDZIAŁYWANIE OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW NA CHEMIZM WÓD WYBRANYCH RZEK ZLEWNI GÓRNEJ NARWI

Streszczenie

W pracy badano próbki wody pobierane przed zrzutem i za zrzutem ścieków z wybranych oczyszczalni na wytypowanych ciekach obszaru górnej Narwi. W wodzie badano zawartość azotu amonowego, azotanów III i V, fosforany, przewodność oraz odczyn metodami kolorymetrycznymi i potencjometrycznymi. Wykazano zmiany w chemizmie wód, jakie wywołują ścieki z oczyszczalni ścieków obszaru górnej Narwi. Podkreślono konieczność poprawienia pracy oczyszczalni ścieków oraz przeprowadzenie ewentualnych właściwych ich modernizacji.

Wstęp

Skład chemiczny wód cieków odwadniających zlewnię o typowo rolniczo-leśnym zagospodarowaniu charakteryzuje się zwiększonym dopływem zanieczyszczeń obszarowych. Nie bez znaczenia pozostają również zanieczyszczenia punktowe [1].

Wiele odcinków rzek i cieków w zlewni Narwi zanieczyszczanych jest na skutek zrzutu nieoczyszczonych lub w niedostatecznym stopniu oczyszczonych ścieków z przemysłu rolno-spożywczego i komunalnych. Należy pokreślić, że w województwie podlaskim podjęto intensywne działania dla ochrony wód przed zrzutami zanieczyszczeń punktowych. Wybudowano lub zmodernizowano wiele oczyszczalni dla mniejszych miejscowości, planuje się budowę następnych. Jednakże źle funkcjonujące oczyszczalnie ścieków nie oczyszczają ścieków w stopniu dostatecznym, powodują zmiany w klasie czystości wód odbiornika. Jednakże źle funkcjonujące oczyszczalnie ścieków nie oczyszczają ścieków w stopniu dostatecznym, powodują zmiany w klasie czystości wód odbiornika.

Trudniejszym zagadnieniem jest ograniczenie zanieczyszczeń ze źródeł obszarowych, w tym pochodzenia rolniczego [2]. Innym źródłem zanieczyszczeń są ścieki z terenów wiejskich, które kierowane są poprzez systemy kanalizacji burzowych, rowy przydrożne, często siecią drenarską do licznych stawów i oczek wodnych oraz do sieci melioracyjnych zanieczyszczając inne cieki [3]. Zanieczyszczenia te najczęściej posiadają charakter punktowy ze względu na ich stopień koncentracji oraz drogi przedostawania się do odbiornika. Ilnicki i in. [4] twierdzą, że nastąpiło pogorszenie się jakości wód powierzchniowych płynących przez zanieczyszczenia punktowe (miasta, zakłady produkcyjne) i powierzchniowe (tereny rolne i leśne). Bardzo rozbieżne są dotychczasowe dane na temat procentowego udziału obu źródeł zanieczyszczeń w eutrofizacji wód.

W pracy podjęto próbę określenia stopnia oddziaływania oczyszczalni ścieków w wyniku zrzutu umownie nazywanych „ścieków oczyszczonych”, do wybranych odbiorników (cieków, strumieni i rzek) w obszarze rzeki górnej Narwi.

I. Materiał i metody

Badania prowadzono w roku 2002 na obszarze zlewni górnej Narwi wraz z jej dopływami. Większość cieków i strumieni położona jest w obrębie użytków rolnych (łąk i pastwisk), w mniejszym stopniu na polach ornych oraz terenach nie użytkowanych rolniczo (torfowo-bagiennych). Do analiz wybrano 11 cieków wraz z rzeką Narew, które są odbiornikami ścieków oczyszczonych z oczyszczalni ścieków obsługujących osiedla i miasta.

Oczyszczalnie te w większości przypadków są to oczyszczalnie komunalne przyjmujące ścieki bytowo-gospodarcze oraz z przemysłu rolno-spożywczego, w tym najczęściej mleczarskiego z racji charakterystycznych cech całego regionu. Oczyszczalnia z Białegostoku po części przyjmuje również ścieki przemysłowe.

Powierzchnie dorzeczy badanych strumieni wynoszą od około 20 do około 750 km². Średnioroczne opady w latach 1954-1998 wynosiły 488-600 mm przy stosunkowo krótkim okresie wegetacji (od 6 kwietnia do 27 października). Według zebranych w czasie badań informacji ankietowych poziom nawożenia na badanych terenach wynosi obecnie około 50 kg NPK/ha.

Próbki wody do analiz pobierano raz w miesiącu 2002 roku z punktów zlokalizowanych na każdym wybranym cieku przed zrzutem i za zrzutem ścieków emitowanych przez wybraną oczyszczalnię. Szczególną uwagę zwrócono na lokalizację punktów pomiarowych poniżej zrzutu ścieków. Każdy punkt pomiarowy musiał być zlokalizowany w miejscu całkowitego wymieszania się ścieków z wodami odbiornika zgodnie z wytycznymi [5].

W próbkach wody oznaczano azot amonowy, azotan III i V, fosforany V, przewodność elektrolityczną właściwą i odczyn. Oznaczenia wykonano referencyjnymi metodami kolorymetrycznymi i potencjometrycznymi. Oznaczenia odczynu i przewodności wykonano na miejscu w czasie pobierania próbek. Badano formy rozpuszczone poszczególnych wskaźników, po przefiltrowaniu próbek badawczych wody oraz próbek odniesienia (wodę redestylowaną) przez twarde sączki bibułowe. Z uzyskanych wyników badań wyliczono ich średnie arytmetyczne oraz stosunek wartości stężenia w próbce wody pobranej za zrzutem ścieków do wartości danego wskaźnika w wodzie pobranej przed zrzutem ścieków. Na podstawie tak obliczonego stosunku analizowano oddziaływanie danej oczyszczalni na wody odbiornika. Uzyskane wyniki poddano ocenie wykorzystując rozporządzenie MOŚZNiL w sprawie klasyfikacji wód i warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód lub do ziemi [6].

2. Wyniki i dyskusja

Wartości średnich arytmetycznych wyników rocznych zestawiono w tabeli, natomiast wyliczoną n-krotność (stosunek) wartości badanych wskaźników w tabeli 2. Przeprowadzone badania wskazują na duże zróżnicowanie stężeń badanych składników chemicznych w wodach wybranych obiektów, jak i dużą zmienność stężeń wód poszczególnych obiektów. Stężenia analizowanych składników chemicznych wyraźnie zależały od miejsca pobrania próbek wody oraz od oczyszczalni jaka powoduje zmiany w składzie chemicznym badanych wód. Badania wykazały, że większość oczyszczalni zmienia skład chemiczny wód odbiornika pod względem zawartości azotu amonowego oraz azotanów III. Zaobserwowano zmiany klasy czystości w przypadku tych wskaźników w stosunku do ich wartości przed zrzutem ścieków. Zmiany stężeń azotu amonowego wystąpiły w wodach następujących rzek: Targonka (Mońki), Biała (Bielsk Podlaski), Czarna (Czarna Białostocka), Awissa (Łapy), Rudnia (Zabłudów). W rzece Rudnia stężenie azotu amonowego za zrzutem ścieków było 16 razy większe od jego stężenia przed zrzutem, natomiast w rzece Awissa 8 razy.

Wystąpiły także zmiany klasy czystości pod względem zawartości azotanów III w przypadku następujących rzek: Biała, Czarna, Rudnia, Sokołda. Odnotowano, że wody takich rzek, jak: Narew (m. Narew), Narew (m. Łapy), Narewka (m. Narewka) poprawiły swoją klasę czystości. W Narwi nastąpiła zmiana z III klasy na I, natomiast w Narewce wody bezklasowe zmieniły się na wody III klasy czystości. Zmiany w tym kierunku prawdopodobnie zostały spowodowane zjawiskami rozcieńczania wód odbiornika z podwyższonymi stężeniami wskaźnika przez zrucane ścieki z mniejszym jego stężeniem. W rzece Biała (m. Bielsk Podlaski) stężenie azotanów III za zrzutem ścieków było 14 razy większe od jego stężenia przed zrzutem a w rzece Czarna (Czarna Białostocka) 8 razy większe. Nie stwierdzono zmian klas czystości pod względem zawartości azotanów V (I klasa czystości), chociaż wystąpiły różnice w jego stężeniach w stosunku do wód przed zrzutem w przypadku takich rzek jak: Czarna (Czarna Białostocka) – 4 razy oraz Rudnia (Zabłudów) 2 razy.

Stężenia ortofosforanów zmieniały klasę czystości wód następujących rzek: Biała (Bielsk Podlaski) i Rudnia (Zabłudów) z II na wody bezklasowe oraz Sokołda (Sokółka) z II na III klasę czystości. W wodach rzeki Biała (Bielsk Podlaski) stężenie ortofosforanów za zrzutem ścieków było 7 razy większe w stosunku do jego stężenia przed zrzutem, natomiast w rzece Sokołda (Sokółka) 3 razy a w rzekach: Targonka (Mońki), Czarna Czarna Białostocka), Awissa (Łapy) oraz Rudnia (Zabłudów) 2 razy.

Badania wykazały zmiany klas czystości wywołane wartościami przewodności w analizowanych wodach. Zmiany te wystąpiły w następujących rzekach: Targonka-z I klasy na wody pozaklasowe, Biała (Białystok)-z II na III klasę czystości, Czarna (Czarna Białostocka)-z I klasy czystości na wody pozaklasowe. Równocześnie stwierdzono dwukrotnie większe wartości przewodności w stosunku do ich wartości przed zrzutem ścieków w następujących rzekach: Targonka (Mońki), Biała (Białystok), Czarna (Czarna Białostocka). Przepuszczalnie zmiany te są wynikiem zrzutu niedostatecznie oczyszczonych ścieków które, jak wykazały badania własne posiadają często bardzo wysokie wartości przewodności elektrolitycznej.

Badania nie potwierdzają twierdzenia Mioduszelewskiego [2] o tym, że porównanie jakości wód w większych ciekach z małymi rzekami wykazuje, że zanieczyszczenie dużych cieków azotem amonowym i fosforanami, jest większe niż w małych zlewniach. Wyniki przeprowadzonych badań są zgodne z wynikami Pijanowskiego i Kanownika [7], którzy twierdzą, że głównym źródłem zanieczyszczeń występujących w wodach powierzchniowych płynących przez tereny wiejskie są zanieczyszczenia powstające na terenach osiedlowych. Dotyczy to wszystkich substancji rozpuszczonych w wodzie, a w szczególności stężeń ortofosforanów oraz przewodności wód [7]. W wyniku swoich analiz Durkowski i Woroniecki [8] stwierdzili, że wskaźnikami obniżającymi jakość wód na obszarach podobnych do obszaru zlewni górnej Narwi są azot amonowy oraz ortofosforany, co potwierdziły również badania prezentowane w niniejszej pracy.

Wnioski

Oczyszczalnia ścieków w obszarze zlewni górnej Narwi wywołują zmiany w składzie chemicznym wód powierzchniowych, łącznie ze zmianą ich klasy czystości pod względem zawartości azotu amonowego, azotanów III i ortofosforanów.

Większe zmiany chemizmu wody występowały na ciekach mniejszych.

Zmiany chemizmu wód odbiornika są sygnałem do podjęcia kroków zmierzających do poprawienia pracy niektórych oczyszczalni ścieków, łącznie z ich właściwą modernizacją.

Tabela 1. Wartości wskaźników zanieczyszczeń w wodach rzecznych

rzeka	Lokalizacja punktów poboru	azot amonowy	azot azotynowy	azot azotanowy	ortofosforany	utlenialność	przewodność	odczyn
		[mg·dm ⁻¹]				[mgO ₂ ·dm ⁻¹]	[mS·cm ⁻¹]	[pH]
Targonka	przed zrzutem	0,47	0,002	4,13	0,10	10,83	0,67	7,39-7,62
	za zrzutem	1,67	0,011	3,23	0,19	11,07	1,32	6,78-8,09
Biała Bielsk Podl.	przed zrzutem	0,64	0,003	1,50	0,41	6,65	0,45	6,68-7,48
	za zrzutem	2,70	0,042	1,80	2,80	7,53	0,79	6,73-7,46
Supraśl Michałowo	przed zrzutem	0,44	0,056	3,9	0,22	18,30	1,05	6,73-7,60
	za zrzutem	0,48	0,034	3,5	0,26	19,50	1,08	6,68-7,50
Biała Białystok	przed zrzutem	1,04	0,134	3,63	2,00	16,83	0,82	7,17-7,73
	za zrzutem	1,82	0,233	3,65	2,74	19,82	0,95	6,97-7,35
Narew Narew	przed zrzutem	0,42	0,031	0,83	0,14	20,00	0,39	6,50-7,74
	za zrzutem	0,36	0,004	0,90	0,17	23,00	0,30	7,50-7,80
Narew Łapy	przed zrzutem	0,43	0,059	0,93	0,12	11,22	0,47	6,30-7,51
	za zrzutem	0,48	0,013	0,97	0,18	12,87	0,46	7,22-8,32
Czarna Czarna B-cka	przed zrzutem	1,60	0,006	0,68	3,34	8,83	0,55	6,21-7,15
	za zrzutem	3,43	0,045	3,03	5,60	13,95	1,22	6,20-6,90
Awissa Łapy	przed zrzutem	1,69	0,085	2,20	1,10	9,53	0,77	6,38-7,77
	za zrzutem	12,92	0,068	2,68	1,79	7,55	0,80	6,50-7,61
Rudnia Zabłudów	za zrzutem	0,26	0,014	0,73	0,47	11,1	0,41	6,40-7,44
Zabłudów	za zrzutem	4,23	0,044	1,68	1,97	9,4	0,46	6,75-7,64
Narewka Narewka	przed zrzutem	0,53	0,062	1,00	0,44	18,67	0,31	7,15-7,53
	za zrzutem	0,72	0,038	1,03	0,54	18,17	0,33	6,97-7,30
Sokołda Sokołka	przed zrzutem	0,24	0,015	1,63	0,27	8,38	0,41	6,18-7,65
	za zrzutem	0,39	0,030	1,70	0,81	9,98	0,45	6,35-7,40

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Stosunek wartości wskaźników-za zrzutem do wartości-przed zrzutem

rzeka	azot amonowy	azot azotynowy	azot azotanowy	ortofosforany	utlenialność	przewodność
	n krotność przekroczenia wartości „przed zrzutem”					
Targonka	4	6	-	2	1	2
Biała Bielsk Podl.	4	14	1	7	1	2
Supraśl Michałowo	1	-	-	1	1	1
Biała Białystok	2	2	1	1	1	1
Narew Narew	-	-	1	1	1	-
Narew Łapy	1	-	1	1	1	-
Czarna Czarna Białostocka	2	8	4	2	2	2
Awissa Łapy	8	-	1	2	-	1
Rudnia Zabłudów	16	3	2	2	-	1
Narewka Narewka	1	-	1	1	-	1
Sokołda Sokołka	1	2	1	3	1	1

Źródło: opracowanie własne.

Literatura

- [1] Małecki A., *Chemizm wód zlewni jeziora Ślaskiego w roku hydrologicznym 2000*, Zesz. Probl. Post. Nauk Roln. 2001 nr 475, s. 447-455.
- [2] Mioduszewski W., *Postawowe problemy gospodarki wodnej w zlewni górnej Narwi*, Informacje Naukowe i Techniczne, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Wodnych i Melioracyjnych 1997 Nr 2, Warszawa 1997.
- [3] Durkowski T., Walczak B., *Jakość wód powierzchniowych w małych zlewniach rolniczych*, Mat. Sem. 39, IMUZ, Falenty 1997, s. 190-197.
- [4] Ilnicki P., Kaleta-Więckowska M., Marciniak M., Mikołajewska E., *Zanieczyszczenie rzeki Warty przez źródła punktowe w latach 1993-1998*, Zesz. Probl. Post. Nauk Roln. 2001 Nr 476, s. 125-131.
- [5] *Wskazówki metodyczne do projektowania regionalnego monitoringu wód powierzchniowych płynących*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1994.
- [6] Rozporządzenie 503 Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 5 listopada 1991 r. w sprawie klasyfikacji wód i warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód lub do ziemi (Dz.U. Nr. 116).
- [7] Pijanowski Z., Kanownik W., *Zmienność stężeń wybranych substancji chemicznych w wodach powierzchniowych przepływających przez tereny wiejskie o różnym zagospodarowaniu*, Roczn. AR Pozn. CCCXCIV, „Melior. Inż. Środ.” 1997 Nr 19, cz. 2, s. 347-358.
- [8] Durkowski T., Woroniecki T., *Jakość wód powierzchniowych obszarów wiejskich Pomorza Zachodniego*, Zesz. Probl. Post. Nauk Roln. 2001 Nr 476, s. 365-371.

THE INFLUENCE OF SEWAGE TREATMENT PLANT ONTO WATERS CHEMISTRY OF SELECTED RIVERS OF UPPER NAREW BASIN

Summary

In work one investigated samples of water received before drop and behind drop of sewage plant on chosen water-courses of area upper Narew. In water one investigated content of ammonium nitrogen, nitrates III and V, phosphates, conductivity and reaction with methods colorimetric and potentiometric. One showed changes in water chemistry which one call out sewage plant of sewage of area górna Narew. One underlined necessity of improvement of work sewage plant and removal possible proper them of modernization.

PROBLEMY EKSPLOATACYJNE ORAZ PERSPEKTYWY MODERNIZACJI SYSTEMU NA PRZYKŁADZIE MIEJSKIEJ OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W SEJNACH

Streszczenie

W referacie przedstawiono zagadnienia związane z gospodarką wodami osadowymi w aspekcie uwarunkowań technicznych i ekonomicznych. Przeanalizowano właściwości wód osadowych oraz ich rolę w oczyszczaniu ścieków. Zwrócono uwagę na możliwości wykorzystania recyrkulowanych odcieków z węzła osadowego w procesie biologicznego usuwania związków biogenych ze ścieków. Podkreślono znaczenie prawidłowego bilansu masy oczyszczalni w eksploatacji systemów osadu czynnego.

Wstęp

Problemy eksploatacyjne z jakimi borykają się eksploataccy systemów oczyszczania ścieków w małych miejscowościach są zależne od wielu czynników. Do głównych jednak czynników powodujących trudności w eksploatacji tych oczyszczalni należą: przewymiarowanie obiektu, niewłaściwe położenie obiektu, zastosowanie technologii oczyszczania niespójnej dla charakteru ścieków, zastosowanie tanich urządzeń, błędy w wykonawstwie. Czynniki te niejednokrotnie uniemożliwiają efektywną i prawidłową eksploatację systemu nawet przy zaangażowanej i wyspecjalizowanej obsłudze.

W poniższym referacie analizie poddano procesy technologiczne i efekty pracy oczyszczalni w Sejnach pod kątem skuteczności w usuwaniu zanieczyszczeń ze ścieków komunalnych.

Prezentowano też problemy techniczne z jakimi zmaga się dzisiaj oczyszczalnia. Pokazano również domniemane skutki dla jakości pracy oraz następstwa dla stanu środowiska przy dzisiejszym stanie technicznym niektórych urządzeń pracujących na oczyszczalni ścieków w Sejnach oraz obiektów technologicznych.

Wskazano także propozycje modernizacji omawianego obiektu w celu usprawnienia procesów oczyszczania oraz zabezpieczenie środowiska przed skutkami niewłaściwej pracy poszczególnych urządzeń oraz złego stanu technicznego obiektów technologicznych oczyszczalni ścieków w Sejnach.

I. Charakterystyka miasta Sejny jako zlewni, opis oczyszczalni ścieków

Usytuowanie geograficzne i geologiczne. Miasto Sejny położone jest w północno-wschodniej części województwa podlaskiego w odległości około 30 km na wschód od Suwałk i około 40 km na północ od Augustowa. Jest ośrodkiem administracyjno-usługowym ludności i rolnictwa w zakresie usług ponadpodstawowych dla miasta Sejny i sąsiednich gmin: Gib, Krasnopolia i Puńska oraz centrum lokalnego ruchu turystycznego, stanowiąc jednocześnie zaplecze dla turystów tranzytowych przekraczających granicę państwa w Ogrodnikach. Na terenie miasta zlokalizowane są niewielkie zakłady przemysłu rolnospożywczego i lekkiego oraz zaplecza usługowego dla rolnictwa.

Zaopatrzenie miasta w wodę. Miasto uzbrojone jest w sieć wodociągową, z której korzysta blisko 90% mieszkańców i większość zakładów przemysłowych. Wodociąg jest zaopatrywany w wodę z ujęć w głębinnych opartych o czwatorzędowe piętro wodonośne. Studnie w ilości 3 sztuk zlokalizowane są w mieście; ich głębokość jest zróżnicowana od 7,0 m do 39 m. Ujmowana woda ma podwyższoną zawartość żelaza oraz manganu i przed wtłoczeniem do sieci jest poddawana procesowi uzdatniania na filtrach ciśnieniowych pospiesznych, dwustopniowych. Biorąc pod uwagę dobowe zużycie wody w przeliczeniu na mieszkańców podłączonych do wodociągu, jednostkowy wskaźnik zapotrzebowania na wodę przez jednego mieszkańca wynosi ok. 0,130 l/Md; jest to wielkość porównywalna do wielkości tego wskaźnika dla innych miast polskich o podobnej wielkości.

Gospodarka ściekowa. Na terenie miasta Sejny istniejący system kanalizacji rozdzielczej, który został wybudowany w okresie budowy miejskiej oczyszczalni ścieków, na dzień dzisiejszy obejmuje obszar miasta z wyłączeniem ulic: Łąkowej – gdzie występuje zabudowa wielo oraz jednorodzinna, dodatkowo przy tej ulicy usytuowany jest zakład gorzelniany; Głowackiego; Grodzkiej; Konopnickiej oraz Marchlewskiego – zabudowa tych ulic składa się z budownictwa jednorodzinnego oraz niewielkich warsztatów rzemieślniczych. Obiekty zlokalizowane przy w/w ulicach wyposażone są w urządzenia podczyszczania ścieków bazujących na bezodpływowych zbiornikach typu Imhoffa. Wykorzystują one proces sedymentacji zawiesin jako mechaniczne oczyszczanie oraz proces fermentacji

metanowej osadu, który został odseparowany na korytach przepływowych. Budownictwo jednorodzinne wyposażone jest w szamba, z których nieczystości są wywożone na oczyszczalnię ścieków wozami asenizacyjnymi. Pozostała część miasta jest skanalizowana, odbiornikiem jest miejska oczyszczalnia ścieków. Z uwagi na znaczne różnice w ukształtowaniu terenu, w newralgicznych punktach kanalizacji sanitarnej, aby umożliwić skuteczny transfer nieczystości umiejscowione zostały pompownie ścieków, tj. na ulicach: Przyrzecznej, Krzywej, Parkowej oraz 1-go Maja. Należy spodziewać się, że w najbliższych latach postęp skanalizowania obejmie 100% obszaru miasta, a co za tym idzie zmniejszy to udział ścieków dowożonych; może to wpłynąć pozytywnie na pracę oczyszczalni eliminując nieregularne nadmierne obciążenia ładunkiem BZT₅.

Oczyszczalnia ścieków (założenia projektowe). Oczyszczalnia ścieków zlokalizowana została na terenie gminy Sejny, nr geodezyjnej działki 327, działka położona jest między drogą 663 i rzeką Marychą. Położenie posadowienia obiektów stanowią piaski grube o stopniu zagęszczenia $I_p = 0,5$. Zwierciadło wody gruntowej w rejonie posadowienia obiektów utrzymuje się na głębokości od 0,6 do 2,4 m pod poziomem terenu rodzimego. Do oczyszczalni ścieków trafiają ścieki z miasta oraz ścieki ze stacji uzdatniania wody (wody popłuczne), poprzez system kanalizacji. Jednocześnie ścieki są dowożone wozami asenizacyjnymi z terenu miasta nieobjętego systemem kanalizacyjnym oraz z terenu gmin Sejny, Giby i Krasnopol (liczne ośrodki wczasowe, szkoły, przejście graniczne w Ogrodnikach oraz inne lokale użyteczności publicznej).

Rysunek 1. Oczyszczalnia ścieków w Sejnach, widok ogólny



Bilans jakościowo-ilościowy ścieków uwzględniony przy projektowaniu oczyszczalni, został wykonany według prognozowanych wartości na rok 2010 przy następujących założeniach:

- wszyscy mieszkańcy będą korzystali z systemu wodociągowego i kanalizacji miejskiej (100% podłączeń),
- wszystkie obiekty infrastruktury miejskiej będą podłączone do systemu,
- współczynniki nierównomierności dobowej i godzinowej dla obiektów infrastruktury komunalnej przyjęto zgodnie ze średnią wartością tych współczynników w roku 1995 (rok opracowania projektu),
- przewidywalna ilość ścieków dla nowych obiektów infrastruktury miejskiej i przemysłowej została uzgodniona z Urzędem Miasta, a współczynniki nierównomierności przyjęto jak dla hotelu i przeciętnego obiektu przemysłowego,
- ścieki przemysłowe z obiektów istniejących w roku 1995 będą odprowadzane po uśrednieniu w zbiornikach uśredniających zlokalizowanych na terenach zakładów,
- ścieki ze stacji uzdatniania wody stanowią około 15% przewidywanej ilości produkowanej wody,
- ilość wód infiltracyjnych przyjęto na poziomie 12% przepływu w sieci kierując się następującymi przesłankami: nowe sieci wykonane będą z rur PVC (zbadana infiltracja dla tego typu sieci wynosi 10%), 2% przepływu jest przyjęte jako infiltracja z odcinków istniejącej obecnie kanalizacji przewidzianej do włączenia w nowy system kanalizacji,
- przyjęto zgodnie z zaleceniem Urzędu Miasta, że dowożone będą ścieki od mieszkańców sąsiednich gmin: gmina Giby – 500 LMR, gmina Sejny – 700 LMR, gmina Krasnopol – 300 LMR,
- ilość ścieków w średniej godzinie dziennej przyjęto jako spływ w ciągu 14 godzin 70% przepływu średniodobowego,
- minimalny godzinowy przepływ ścieków obliczono na podstawie informacji o placówkach, pracujących całą dobę (straż pożarna, stacje CPN, policja, straż graniczna, szpital) oraz zakładając rezerwę na spływ ścieków z nowych obiektów z doliczoną infiltracją.

Na podstawie przeprowadzonego bilansu do prac projektowych przyjęto następujące dane wyjściowe dla procesów oczyszczania mechaniczno-biologicznego ścieków w oczyszczalni miejskiej w Sejnach dla roku 2010.

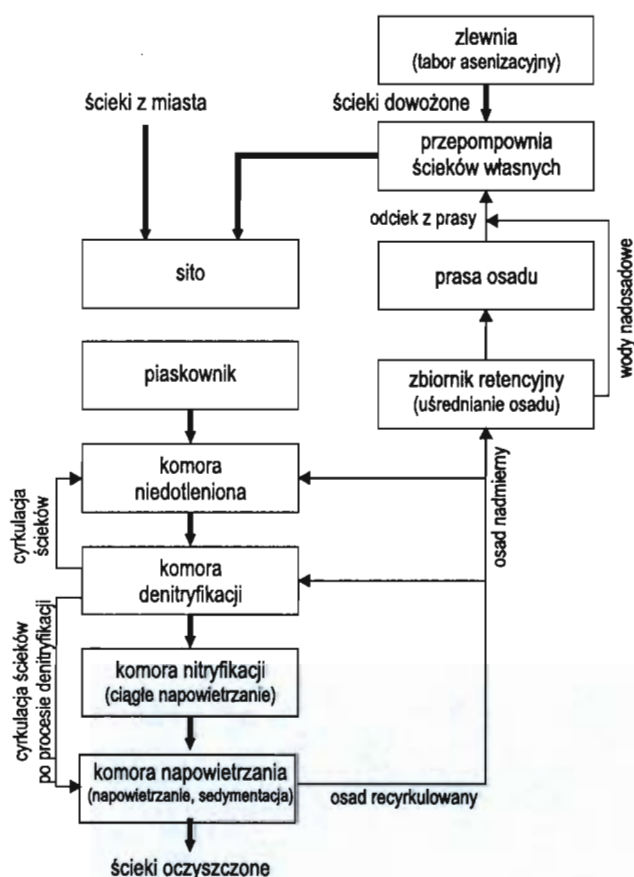
Tabela 1. Badania jakości ścieków przeprowadzane dla oczyszczalni ścieków w Sejnach

Stan projektowy na rok 2010		Stan istniejący na rok 2001	
Ilości ścieków	Jakość ścieków surowych	Ilości ścieków	Jakość ścieków surowych
$Q_{dśr} = 2000 \text{ m}^3/\text{d}$	$BZT_5 = 390 \text{ gO}_2/\text{m}^3$	$Q_{dśr} = 770 \text{ m}^3/\text{d}$	$BZT_5 = 450 \text{ gO}_2/\text{m}^3$
$Q_{dmax} = 2650 \text{ m}^3/\text{d}$	Zaw. og. = $500 \text{ g}/\text{m}^3$	$Q_{dmax} = 1024 \text{ m}^3/\text{d}$	Zaw. og. = $590 \text{ g}/\text{m}^3$
$Q_{hśr} = 100 \text{ m}^3/\text{h}$	$N_{og} = 60 \text{ gN}/\text{m}^3$	$Q_{hśr} = 43 \text{ m}^3/\text{h}$	$N_{og} = 52,3 \text{ gN}/\text{m}^3$
$Q_{hmax} = 230 \text{ m}^3/\text{h}$	$P_{og} = 12 \text{ gP}/\text{m}^3$	$Q_{hmax} = 64 \text{ m}^3/\text{h}$	$P_{og} = 11,3 \text{ gP}/\text{m}^3$

Źródło: „Projekt oczyszczalni ścieków w Sejnach”

Reasumując należy zauważyć, że wartości zanieczyszczeń na dzień dzisiejszy podane w tabeli nie są wartościami stałymi dla całego roku. Udział ścieków dowożonych w sezonie zimowym jest niewielki i wynosi około $40 \text{ m}^3/\text{d}$, co stanowi 5% ogólnej ilości przyjmowanych ścieków w ciągu doby, natomiast w sezonie letnim klasyfikuje się na poziomie $100 \text{ m}^3/\text{d}$, co jest równoważne z 13% ogólnej ilości ścieków. Wahania te wpływają ujemnie na jakość ścieków, powodują nierównomierne obciążenie osadu czynnego poprzez obciążenie uderzeniowe, co prowadzi do pogorszenia procesów oczyszczania biologicznego.

Rysunek 2. Schemat blokowy miejskiej oczyszczalni ścieków w Sejnach



Ścieki oczyszczone

Opis ogólny technologii oczyszczania ścieków i gospodarki osadowej, (stan istniejący). Do oczyszczania mechanicznego ścieków zastosowano sito o średnicy oczek 3 mm oraz piaskownik poziomo-wirowy systemu *Geigera*. Na sicie założono, że zostanie zatrzymane 20% zawiesiny ogólnej, redukcja BZT_5 o około 13%. Z uwagi na niskie temperatury powietrza i ścieków w zimie, nie zastosowano osadnika wstępnego. Mimo, że zastosowanie w/w osadnika zwiększyłoby redukcję zawiesiny do 50%, a BZT_5 do 30%, jednak wychłodzenie ścieków może spowodować zahamowanie nityfikacji. Wychłodzenie ścieków może spowodować również zwiększenie pojemności komór nityfikacji oraz zwiększenie zapotrzebowania na tlen. To ostatnie wystąpi wskutek zwiększenia się ilości osadu w komorze w wyniku wymaganego zmniejszenia obciążenia go substancją organiczną przy obniżeniu się temperatury ścieków.

Zaletą braku osadnika wstępnego jest brak nieustabilizowanego osadu złowionego, łatwo zagniwalnego. Stabilizacja tego osadu po odwodnieniu wymaga dozowania wapna (w ilości około 50% masy osadu).

Po podczyszczeniu na sicie i w piaskowniku ścieki dopływają do bloku biologicznego oczyszczania. Ścieki poddane są następującym procesom:

- Mieszanie ścieków dopływających do oczyszczalni ze ściekami i osadem z komór denitryfikacji. Do komory beztlenowej doprowadzane są ścieki i osad odtlenione po procesie denitryfikacji. Wpływa to korzystnie na proces defosfatacji.
- Mieszanie ścieków dopływających z komory beztlenowej ze ściekami zawierającymi azot azotanowy. Podczas tego procesu następuje denitryfikacja.
- Napowietrzanie ścieków.
- Ponowny dopływ ścieków do komory denitryfikacji.
- Sedymentacja zawiesiny i spust ścieków oczyszczonych.

Ścieki w czasie oczyszczania dwukrotnie przepływają przez komorę denitryfikacji, raz jako ścieki surowe, drugi raz po procesie nityfikacji.

Osad nadmierny biologiczny przepompowywany jest do zbiornika napowietrzanego, w którym następuje uśrednienie i zagęszczenie. Następnie osad jest odwadniany na prasie taśmowej. Osad składowany ma być przez okres 4 lat.

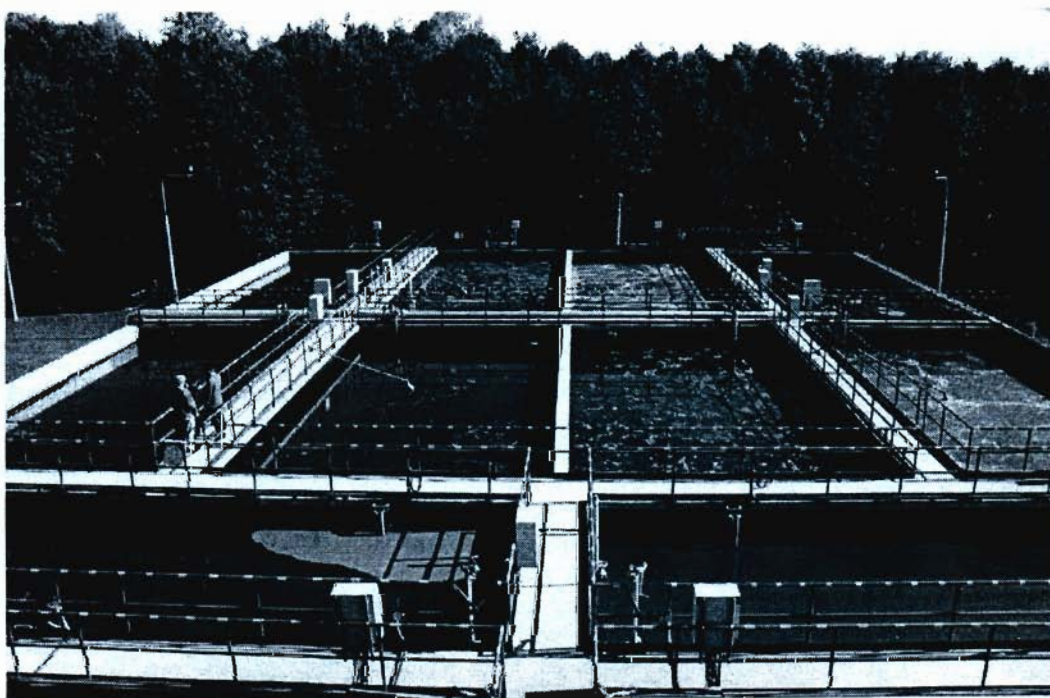
Opis technologii oczyszczania ścieków. Do oczyszczalni doprowadzane są ścieki dopływające rurociągiem tłocznym z miasta Sejny oraz ścieki dowożone z miasta beczkownikami z terenu miasta nieobjętego systemem kanalizacji oraz z terenu gminy Sejny i sąsiednich. Ogółem ilość ścieków wynosi średnio 770 m³/d, maksymalnie 1024 m³/d. W w/w ilościach ścieków ujęte są ścieki dowożone, które są również ujęte w **większości** wskaźników zanieczyszczeń podanych w danych wyjściowych i parametrach procesów.

Ścieki dowożone spływają do przepompowni ścieków własnych. Do w/w przepompowni dopływają również wody osadowe ze zbiornika retencyjnego zagęszczającego osad, ścieki z płukania prasy, ścieki z separatora piasku, odcieki z odwadniania składowiska osadu oraz ścieki z węzła sanitarnego.

Mechaniczne oczyszczanie. Ścieki dopływające z miasta, ścieki dowożone i własne poddawane są podczyszczaniu na sicie oraz piaskowniku. W części mechanicznej zastosowano sito o średnicy oczek 3 mm, wyposażone w urządzenie do odwadniania skratek. Dodatkowo zastosowano piaskownik poziomo-wirowy połączony z separatorem piasku. Należy tu nadmienić, że w części projektowej przewidziano piaskownik wirowy napowietrzony, zastosowanie urządzenia tego typu bardzo by usprawniło proces podczyszczania ścieków, jednak część mechaniczna została wyposażona w piaskownik nienapowietrzony. W/w urządzenia zlokalizowano na górnej kondygnacji wydzielonego do tego specjalnego budynku. Skratki i piasek zrzucane są do pojemników przejezdnych tzw. kontenerów umieszczonych w dolnej kondygnacji. Przeprowadza się dezynfekcję skratek wapnem.

Biologiczne oczyszczanie. Z piaskownika ścieki doprowadzane są grawitacyjnie w jednakowej ilości równoległe do dwóch komór beztlenowych A1 i A2. W projekcie oczyszczalni przewidziano wprowadzenie ścieków do przestrzeni przydennej tych komór, dwiema oddzielnymi rurami zaopatrzonymi w zasuwy, dałoby to możliwość płynnego kontrolowania procesu oczyszczania poprzez odpowiedni (w zależności od potrzeb) rozdział ścieków surowych pomiędzy pierwszym a drugim ciągiem technologicznym. Natomiast podczas budowy obiektu odstąpiono od tej koncepcji, obecnie ścieki dopływają do komór jedną rurą. Rozdział ścieków odbywa się poprzez swobodny przelew, kontrola dopływu ścieków rozwiązana jest za pomocą drewnianych zastaw, z możliwością jedynie całkowitego odcięcia dopływu ścieków do poszczególnego ciągu technologicznego.

Rysunek 3. Komory biologicznego oczyszczania - widok z góry



Do komór A1 i A2 przepompowywane są również ścieki z komór denitryfikacji B1, B2 za pomocą pomp PB1/1, PB2/1. Wylot w/w rurociągów znajduje się w przestrzeni przydennej. Do mieszania ścieków zastosowano mieszadła zatapialne pracujące nieprzerwanie. W każdej z komór zamontowane są po dwa mieszadła: MA1/1, MA1/2 oraz MA2/1, MA 2/2. W celu zapewnienia należytej wymiany ścieków między tymi komorami pompy PB1/1, PB2/2 pracują w sposób ciągły.

Z komór beztlenowych ścieki dopływają przelewami górnymi do komór denitryfikacji B1 i B2. W komorach tych ścieki mieszane będą ze ściekami po procesie nityfikacji dopływającymi z komór D poprzez komory A. Tak jak w przypadku komór A1 i A2 mieszanie ścieków odbywa się mieszadłami zatapialnymi MB1/1, MB1/2 i MB2/1, MB2/2, pracującymi ciągle. W komorach tych następuje uwolnienie azotu gazowego z NO_3 .

Komory C są napowietrzane w sposób ciągły natomiast komory D napowietrzane są naprzemiennie. Oba ciągi technologiczne biologicznego oczyszczania pracują według następujących faz:

Faza I – jeden ciąg technologiczny; Komory C1, C2 oraz D1 są napowietrzane, w tym czasie przez pompę PB1/1 z komory B1 do komory D1 są podawane ścieki; równocześnie komora D2 spełnia funkcję osadnika, przez pierwszą godzinę po zatrzymaniu napowietrzania przebiega proces sedymentacji, następnie otwiera się zasuwą ZRD1/2, przez dwie godziny następuje zrzut ścieków oczyszczonych do odbiornika; w chwili zrzutu ścieków pracuje pompa PD1/2 zatopiona w komorze D2; odbywa się recyrkulacja osadu do komór B1 i A1;

Faza II – jeden ciąg technologiczny; po upływie trzech godzin od momentu rozpoczęcia napowietrzania w komorze D1, zostaje odcięte powietrze przez zasuwę ZRC1/1, rozpoczyna się proces sedymentacji; pompa PB1/1 przestaje pracować, w końcowej fazie tego procesu włącza się pompa recyrkulacji osadu PD1/1; analogicznie komora D2 jest napowietrzana po otwarciu zasuw ZRC1/2, zrzut ścieków jest zatrzymany po zamknięciu się zasuw ZRD1/2; pompa osadu PD1/2 przestaje pracować, włącza się również pompa BP1/2 podająca ścieki z komory B1 do komory D2; czasy trwania poszczególnych etapów są identyczne dla obu faz.

Instalacja przeznaczona do recyrkulacji osadu biegnie również do zbiornika retencyjnego, co powoduje napełnianie go osadem. Niestety brak odcięcia dopływu osadu do zbiornika retencyjnego uniemożliwia przeprowadzenie recyrkulacji w sposób automatyczny zgodnie z fazami przebiegu procesu oczyszczania. Automatyczne prowadzenie recyrkulacji doprowadziłoby do wypłukiwania osadu znajdującego się już w zbiorniku, co uniemożliwiłoby jego zagęszczenie i odpowiednio długie przetrzymanie przed prasowaniem w celu uśrednienia. Obecnie proces recyrkulacji prowadzony jest ręcznie polegający na okresowym krótkotrwałym włączeniu pomp PD, jedynie w celu dopełniania zbiornika retencyjnego. Nasuwa to wniosek, że niewystarczająca recyrkulacja osadu prowadzi do pogorszenia procesu oczyszczania, szczególnie przy usuwaniu związków biogenych.

Do napowietrzania ścieków zastosowano dyfuzory drobnopęcherzykowe talerzowe, dozowanie powietrza w zależności od stężenia tlenu rozpuszczonego w poszczególnych komorach odbywa się automatycznie za pomocą zasuw ZRC.

Dzięki automatyzacji urządzeń obsługujących proces biologicznego oczyszczania ścieków w połączeniu z techniką komputerową, istnieje możliwość stałego monitoringu zachodzących procesów, płynnej regulacji pracy urządzeń, jak również zmiany czasu trwania poszczególnych faz w zależności od potrzeb.

Ścieki odprowadzane są grawitacyjnie. Na rurociągu ścieków oczyszczonych istnieje punkt pomiarowy wyposażony w przepływomierz z rejestracją i sumowaniem przepływu. Odbiornikiem ścieków oczyszczonych jest rzeka Marycha.

Usuwanie fosforu ze ścieków. Przy doborze technologii usuwania fosforu ze ścieków podparto się następującymi danymi (wg. rokowań jakościowo-ilościowych ścieków na rok 2010):

- Stężenie fosforu w ściekach surowych – 12 g P/m^3
- Dobowy ładunek fosforu – 24 kg P/d
- Fosfor usuwany z zawiesiną na sicie – 6 kg/d
- Stężenie fosforu w osadzie nadmiernym
- Bez defosfatacji biologicznej – $1 \div 1,5\%$
- Z defosfatacją biologiczną powyżej 3% .

Celem uzyskania stężenia fosforu 1 g P/m^3 w ściekach oczyszczonych stężenie fosforu w osadzie nadmiernym powinno wynosić:

- Przy masie osadu $G = 615 \text{ kg smo/d}$ $2,8\%$
- Przy masie osadu $G = 700 \text{ kg smo/d}$ $2,4\%$.

Wyżej wymienione stężenia osiąmane są w procesie defosfatacji biologicznej. Nie zachodzi więc potrzeba usuwania fosforu ze ścieków metodą chemiczną. Jednakże w kosztach inwestycyjnych została przewidziana rezerwa na instalację PIX (pompa dozująca, sterownik, przepływomierz) w oparciu o balony szklane. W razie konieczności wspomoczenia procesu defosfatacji (przy zmianie układu bądź przy znaczącej zmianie ilości ścieków) byłoby możliwe uruchomienie strącania chemicznego. Niestety instalacji takiej nie wykonano, obecnie w przypadku potrzeby użycia PIX-u dozuje się go ręcznie do komór osadu czynnego.

Gospodarka osadowa. W procesie oczyszczania ścieków powstaje osad nadmierny, stabilizowany tlenowo w trakcie procesu. Osad wypompowywany jest do zbiornika retencyjno-uśredniającego wyposażonego w ruszt napowietrzający. Po okresowym wyłączeniu napowietrzania następuje sedymentacja i zagęszczenie osadu oraz spust wód osadowych do przepompowni ścieków własnych. W dalszej części procesu następuje skierowanie osadu na instalację odwadniania.

Do odwadniania osadu zastosowano instalację firmy „Guinard” składającą się z następujących podstawowych elementów:

- pompa śrubowa z regulowaną wydajnością,
- flokulator,
- zagęszczacz mechaniczny,
- prasa taśmowa,
- instalacja mieszania i dozowania polielektrolitu.

Osad odwodniony zrzucany jest na podajnik ślimakowy, którym transportowany jest na przyczepę ciągnika. Następnie osad wywożony jest na poletko osadowe zlokalizowane na terenie oczyszczalni, tam powinien być magazynowany przez okres 4 lat. W czasie magazynowania następuje proces dalszej stabilizacji osadu poprzez jego humifikację oraz dalsze odwodnienie. Osad wywożony na składowisko jest bezpieczny pod względem bakteriologicznym. W procesie stabilizacji tlenowej zniszczeniu ulega 99% bakterii i wirusów, natomiast podczas składowania go na poletku zniszczeniu ulegają jaja robaków. Osiągnięta w ten sposób jakość osadu wymagana jest przed jego dalszym wykorzystaniem przyrodniczym lub w rolnictwie.

Wyżej opisana technologia oczyszczania ścieków zastosowana w Sejneńskiej oczyszczalni pozwala na uzyskanie dobrych wyników w usuwaniu zarówno związków organicznych jak i związków biogenych.

2. Propozycje modernizacji analizowanej oczyszczalni ścieków w Sejnach

Miejska oczyszczalnia ścieków w Sejnach pomimo że, została oddana do użytku w 1998 roku a projekt został wykonany w oparciu o założenia rozwoju miasta na 2010 r. już teraz wymaga pewnych modernizacji i napraw. Bardzo istotnym czynnikiem w procesie oczyszczania jest część mechaniczna, która ma za zadanie wyeliminowanie z dopływających ścieków ciał stałych (*skratek*) oraz separację piasku. Sprawnie działające urządzenia obsługujące ten etap procesu, pozwalają na redukcję zawiesiny do ok. 20% a BZT₅ do 13% (*założenia projektowe*), usprawnia to proces poprzez odciążenie osadu czynnego oraz poprzez eliminację skratek, która zapobiega zanieczyszczeniu komór biologicznego oczyszczania.

Rysunek 4. Sito i piaskownik - widok przedstawia nieoczyszczone ścieki płynące przelewem



Część mechaniczna sejneńskiej oczyszczalni ścieków wyposażona jest w sito firmy „Hydrobudowa 9” typ III zintegrowane z prasą skratek, o średnicy kanału przepływowego 400 mm, średnica oczek wynosi 3 mm. Za sitem umiejscowiony jest piaskownik poziomo-wirowy typ III połączony z separatorem piasku, również tej samej firmy. Wyżej wymienione urządzenia nie spełniają założeń projektowych oraz przysparzają wiele trudności przy eksploatacji. Sito zostało dobrane na przepływ $Q_{hmax} = 230 \text{ m}^3/\text{h}$, na dzień dzisiejszy Q_{hmax} wynosi $64 \text{ m}^3/\text{h}$, jednakże urządzenie nie jest w stanie sprawnie oczyszczać obecnej ilości ścieków. Podczas dużego dopływu ścieków z miasta w połączeniu z dopływem ścieków z przepompowni własnej, komora sita szybko się napęlnia a nadmiar ścieków, bez oczyszczenia mechanicznego, przedostaje się przelewem awaryjnym do piaskownika i dalej do reaktora biologicznego oczyszczania. Zachodząca sytuacja prowadzi do pogorszenia procesu biologicznego oczyszczania poprzez brak należytej redukcji zawiesiny, oraz co najważniejsze, eliminacji zanieczyszczeń stałych. Cięższe opadające skratki mogą utworzyć na dnie reaktora biologicznego oczyszczania warstwę uniemożliwiającą właściwe napowietrzanie osadu czynnego, co w konsekwencji może doprowadzić do załamania procesów biologicznych. Dużym problemem eksploatacyjnym jest szybkie zużywanie się szczotek służących do oczyszczania bębna sita; częsta potrzeba wymiany ich znacząco wpływa na kondycję finansową zakładu, obciążając go kosztami zakupu tychże elementów.

Usunięcie powyższych wad i niedogodności można rozpatrywać wariantowo, pierwsze rozwiązanie polegające na ponownym doborze i zakupie urządzenia od oczyszczania ścieków ze skratek jest rozwiązaniem tańszym. Drugi wariant ponosiłby za sobą spore koszty inwestycyjne, ponieważ opierałby się na gruntownej modernizacji części mechanicznej, jednak z punktu widzenia technologicznego byłby bardziej wydajniejszy i mniej awaryjny:

Rysunek 5. Krata typu Ro1



Wariant pierwszy polega na zastąpieniu istniejącego sita kratą oczyszczaną mechanicznie wyposażoną w prasę skratek. Przy doborze urządzenia należałoby uwzględnić zakładane przepływy maksymalne na rok 2010 oraz powstające ilości skratek. Jest to bardzo ważna cecha jakości ścieków z której wynikają dzisiejsze problemy, ponieważ sito zamontowane na oczyszczalni w Sejnach ma katalogową przepustowość ok. 270 m³/h (dla czystej wody), w praktyce natomiast nie jest w stanie prawidłowo pracować przy przyplywie czterokrotnie mniejszym $Q_{hmax} - 64 \text{ m}^3/\text{h}$. Zastosowanie kraty zamiast sita likwiduje potrzebę okresowej wymiany szczotek ponieważ urządzenia tego typu wyposażone są w metalowe zgarniacze tzw. palce służące do oczyszczania prętów kraty z wyłapanych zanieczyszczeń. Na dzień dzisiejszy istnieje wiele firm oferujących tego typu urządzenia, zarówno na duże jak i na małe przepływy godzinowe oraz o szerokim zakresie rozstawu prętów w kratce. Jednym z możliwych rozwiązań jest między innymi zastosowanie krat bębnowych serii „Huber Rotmat Ro1”. Krata tego typu może być zainstalowana zarówno w kanale, jak i w kontenerze, zarówno w pomieszczeniu ogrzewanym jak i na wolnym powietrzu. Jej działanie łączy w sobie separację skratek, ich przepłukiwanie, transport, a następnie odwodnienie i usunięcie do pojemników lub worków. Urządzenie jest w całości wykonane ze stali nierdzewnej. Ścieki wpływają do środka bębna kraty przepływając przez pręty, podążają dalej, zaś skratki osadzają się na niej. Zatrzymane skratki pełnią rolę dodatkowego filtra dla napływających zanieczyszczeń. Następuje jednocześnie spiętrzenie poziomu ścieków przed kratą. Gdy różnica poziomów ścieków przed i za urządzeniem osiągnie zadaną wielkość, uruchamiane jest automatycznie ramie zgarniacza. Zęby zgarniacza wpuszczone między pręty kraty, zbierają wszelkie osadzone zanieczyszczenia. W trakcie obrotu zgarniacza skratki trafiają do najwyższej położonego punktu bębna. Tu spadają do umieszczonej centralnie w osi bębna kraty rynny zsykowej, połączonej z początkiem transportera ślimakowego, usuwającego je następnie z urządzenia. Celem zapewnienia pełnego oczyszczania zębów zgarniacza, na koniec cyklu pracy wykonuje on ruch w przeciwnym kierunku. Wówczas zgarniacz zaczepiając o swobodnie zawieszony grzebień, pozbawiony jest resztek zatrzymanych skratek. W trakcie transportu, skratki są prasowane i odwadniane, nawet o 40% s.m. Opcjonalnie krata ta może być wyposażona w układ spryskiwania zgarniacza specjalną listwą, podającą wodę pod wysokim ciśnieniem przy każdym cyklu pracy zgarniacza. Dzięki temu rozwiązaniu część cedząca kraty zachowuje pełną czystość i sprawność. Innym dodatkowym elementem wyposażenia jest układ automatycznego, okresowego przemywania strefy prasy skratek, zapewniającej jej permanentną drożność.

Drugie ewentualne rozwiązanie modernizacji części mechanicznej polegałoby na zamianie istniejących urządzeń na zablokowane urządzenie do mechanicznego oczyszczania np. również firmy „Huber Technology” typu „Huber Rotomat Ro5”. W skład tego kompaktowego urządzenia wchodzi:

- krata bębnowa bądź sito – zależnie od potrzeb,
- prasa skratek,
- piaskownik o przepływie podłużnym – opcjonalnie z napowietrzaniem,
- kieszeń do wychwytywania tłuszczu,
- separator piasku,

Rozwiązanie to zastąpiłoby istniejącą technologię oczyszczania mechanicznego wzbogacając ją o możliwość separacji tłuszczu z napływających ścieków. Dałoby to daleko idące polepszenie wyników oczyszczania wstępnego jak i polepszenie całego procesu. Aby można było to wprowadzić, potrzebne są pewne rozwiązania umożliwiające instalację tego urządzenia:

- należy wykonać niewielki podłużny budynek lekkiej konstrukcji – opcjonalnie może być wiatra – na urządzenie Rotomat Ro5 w wersji podziemnej,
- przed kratą należy wykonać komorę rozprężną w celu eliminacji uderzeń hydraulicznych i uspokojenia przepływu, jest to szczególnie ważne przy zastosowanym piaskowniku podłużnym, komora swą objętością powinna umożliwiać chwilowe zatrzymanie urządzenia Ro.5 w czasie którego powinna przyjąć i przetrzymać napływające ścieki.
- oczyszczone mechanicznie ścieki należy skierować do przepompowni ścieków własnych z uwagi na potrzebę wtłoczenia ścieków do reaktora oczyszczania biologicznego (przy obecnym układzie część mechaniczna usytuowana jest w budynku przylegającym do zbiorników, na jego pierwszym piętrze, transfer ścieków odbywa się grawitacyjnie), przy tym rozwiązaniu należy pamiętać, że obecne pompy firmy Flygt zamontowane w przepompowni mają wydajność 54 m³/h, istnieje więc uzasadniona potrzeba wymiany ich na większe,

- punkt zlewny dla ścieków dowożonych transportem asenizacyjnym, odprowadzenie wód nadosadowych ze zbiornika retencyjnego, odciek z prasy osadu i poletka osadowego oraz wody sanitarne z budynku obsługi oczyszczalni należy podłączyć do komory rozprężnej, obecnie wszystkie te punkty podłączone są do przepompowni ścieków własnych,

Rysunek 6. Urządzenie kompaktowe Ro.5 - tutaj w wersji naziemnej



Opis technologii oczyszczania w proponowanym urządzeniu. Ścieki wpływają grawitacyjnie do komory wlotowej wyposażonej w kratę (prześwit 6÷10 mm). W komorze tej ścieki są oczyszczane z części pływających i większości zawieszin. Samooczyszczająca się krata posiada wbudowaną prasę do skratek umożliwiającą odwodnienie skratek do ok. 40% suchej masy. Skratki są następnie wynoszone za pomocą transportera ślimakowego do kontenera. Woda odcisnięta w fazie transportowania jest zawracana do urządzenia, co powoduje redukcję BZT₅ w skratkach. Sprasowanie wyłapanych zanieczyszczeń stałych powoduje redukcję ich objętości ok. 60% i ciężaru o ok. 50%, co obniża koszty ich wywozu i uciążliwość dalszej przeróbki. Następnie ścieki wpływają do piaskownika zapewniającego redukcję piasku zgodnie z normami ATV. Tu następuje sedymentacja zawieszin mineralnych i odprowadzenie ich poza urządzenie. Zsedymetowane części mineralne są zgarniane poziomym transportem ślimakowym do leja i stąd odbierane transportem ukośnym, który usuwa je do kontenera poza urządzenie. W czasie transportu przenośnikiem ukośnym następuje grawitacyjne odwodnienie piasku i zawieszin (separacja piasku). Urządzenie kompaktowe wyposażone jest w system napowietrzania piaskownika oraz kieszeń tłuszczową (odtłuszczacz). Sterowanie całością układu jest w pełni automatyczne, **zależnie od poziomu ścieków** (czyli od ilości zatrzymanych skratek) oraz zadanych nastaw czasowych dla piaskownika (**separacja piasku**). Całość wymienionych wyżej elementów sprawia, że następuje znacząca poprawa efektu pracy części mechanicznej oczyszczalni.

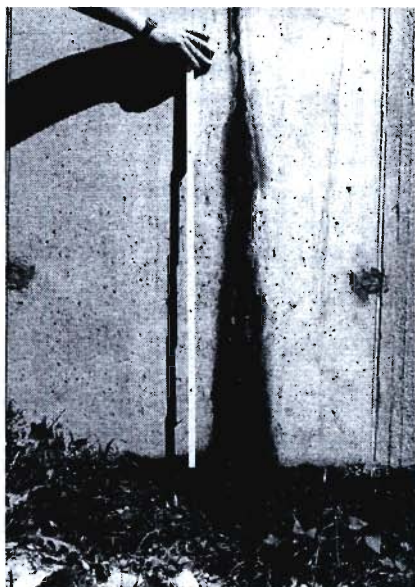
Oprócz wyżej wymienionych wad i usterek, które bezpośrednio wpływają na jakość procesu oczyszczania ścieków na oczyszczalni w Sejnach, niepokojący jest stan techniczny zbiornika wielokomorowego reaktora biologicznego. Już po kilku miesiącach od rozruchu oczyszczalni zauważono pęknięcia na zewnętrznych ścianach zbiornika. Wprawdzie postępujące pęknięcia pionowe, bezpośrednio nie wpływają na jakość oczyszczania, jednak stanowią zagrożenie dla środowiska. Niestabilność obiektu doprowadziła do rozszczelnienia reaktora, w następstwie tego nastąpił niekontrolowany wypływ nieoczyszczonych ścieków do gruntu.

Zachodzi więc uzasadnione podejrzenie, że zachowanie się komór biologicznego oczyszczania (w połączeniu ze specyfiką pracy obiektu – duże, wahające się obciążenie ściekami) prowadzi do katastrofy budowlanej. Skutkiem tego byłoby przedostanie się tysięcy m³ zanieczyszczeń wraz z osadem czynnym do rzeki Marychy i dalej do rzeki Niemen. W celu przeciwdziałania, właściciel obiektu – Urząd Miasta Sejny, zlecił wykonanie ekspertyzy technicznej w celu ustalenia przyczyn pęknięć komór biologicznego oczyszczania oraz podania sposobu naprawy tych komór. Ekspertyzę taką wykonało Centrum Usług Techniczno-Organizacyjnych Budownictwa Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa w roku 1999; w konsekwencji stwierdzono:

- Na etapie budowy zbiornika nie wykonano należycie podłoża gruntowego, zbiornik usytuowany został w odległości kilkunastu metrów od rzeki Marychy, w gruncie posadowienia płyty dennej występują ciekłe wodne, które podmywają warstwy gruntu pod zbiornikiem. Również na etapie budowy inspektorzy nadzoru stwierdzili niedostateczną wymianę gruntu oraz jego zagęszczenia, dodatkowo stwierdzono brak zagęszczenia podsypki z chudego betonu oraz jego niedostateczną pielęgnację poprzez brak polewania go do czasu jego związania i dojrzenia.
- Szczelność komór i stan zabezpieczenia stali zbrojeniowej w zbiorniku jest niedostateczna. Przy braku zabezpieczeń powłokowych nastąpiło znaczące wylugowanie zaczynu cementowego oraz skorodowanie zbrojenia.

- Przyczyny występowania uszkodzeń betonu w zbiorniku leżą po stronie projektowej i wykonawczej. Wynika to z szeregu zjawisk:
 - skurcz termiczny (hydratacyjny) oraz wilgotnościowy betonu, powodujący zarysowania ścian i dna oraz spękania żelbetowych pomostów obsługowych,
 - złe warunki atmosferyczne (bardzo niskie temperatury w trakcie betonowania ścian), które spowodowały obniżenie właściwości wytrzymałościowych betonu i spotęgowały zjawisko skurczowe,
 - nieuszczelnienie dylatacji oraz powierzchni styków betonu w miejscu przerw roboczych,
 - niezgodne z projektem wykonanie zbrojenia zbiornika,

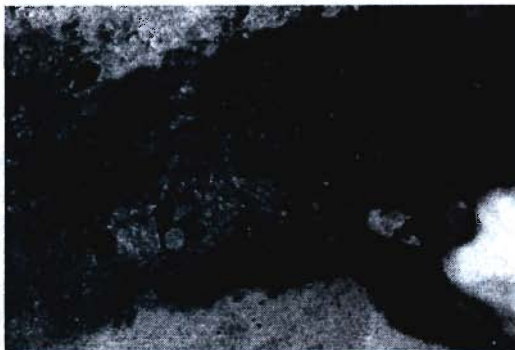
Rysunek 6. Jedno z pęknięć zbiornika biologicznego oczyszczania



Rysunek 7. Oczyszczanie naprawianej powierzchni oraz odrdzewienie

Oczyszczanie naprawianej powierzchni oraz odrdzewienie zbrojenia, np. poprzez hydropiaskowanie

Nanoszenie warstwy szpempnej zapewniającej przyczepność zaprawy



Uzupełnianie ubytków otuliny zbrojenia, reprofilowanie uszkodzonych elementów.



Źródło: materiały promocyjne firmy Ombran

W celu naprawy zaistniałych wad konstrukcji zbiornika należy wykonać:

- przygotowanie podłoża i usunięcie warstw betonu o niskiej wytrzymałości, oczyszczenie jego powierzchni i oczyszczenie odsłoniętego zbrojenia metodą hydrodynamiczną (oczyszczanie mechaniczne mogłoby spowodować dalsze mikroskopijne pęknięcie betonu w pobliżu wykonywanych prac),
- zabezpieczenie antykorozyjne odsłoniętego zbrojenia, reprofilacje jego otuliny,
- naprawy wgłębne betonu oraz zainiektowanie zarysowań w betonie o szerokości rozwarcia powyżej 0,2 mm w celu uciąglenia i uszczelnienia konstrukcji zbiornika.
- wykonanie warstwy torkretu na odcinku ściany wschodniej FG. Torkret należy wykonać na siatce z prętów \varnothing 6 mm co 8x8 cm,
- naprawy i zabezpieczenia antykorozyjne elementów stalowych,
- szpachlowanie powierzchni torkretu za pomocą odpowiedniej szpachli wyrównawczej,
- wykonanie elastycznych zabezpieczeń dylatacji i przejść rurociągów,
- nałożenie elastycznej paroprzepuszczalnej antykorozyjnej mineralnej powłoki ochronnej na powierzchni nadziemne oraz elastycznej bitumicznej antykorozyjnej powłoki ochronnej na powierzchni obsypane gruntem.

Pomimo, że prawdopodobnie na dzień dzisiejszy przyczyna stanu technicznego reaktora nie tkwi również w źle wykonanych pracach geodezyjnych i ziemnych, ponieważ niewłaściwe osiadanie budynków jest rozłożone w dłuższym czasie, a pęknięcia powstałe z tego powodu są niesymetryczne i podłużne (zaobserwowane pęknięcia są pionowe), należy przewidzieć w niedalekiej przyszłości prace prowadzące do zwiększenia stabilności komór biologicznego oczyszczania. Przeprowadzić to można poprzez wylanie odpowiedniej ławy fundamentowej wzdłuż ścian zbiornika, bądź też poprzez wykonanie pali typu JET według trzech faz:

- wywiercenie otworu pod pal,
- wykonanie iniekcji wysokociśnieniowej mieszanką betonową podczas wyciągania przewodu wiertniczego,
- dla umocnienia pali wprowadzenie zbrojenia,

Prawdą jest, że dzisiejsza technologia budowlana pozwala na zabezpieczenie obiektu tak, aby spełniał wymogi bezpieczeństwa, jednak wiąże się to z bardzo wysokimi kosztami takiej inwestycji. Przed podjęciem decyzji o remoncie reaktora należy się zastanowić czy z ekonomicznego punktu widzenia koszty nie byłyby równe kosztom wybudowania komór oczyszczania od podstaw.

Kolejnym newralgicznym punktem systemu oczyszczania w Sejnach jest sieć kanalizacyjna, która została w wielu miejscach wykonana wbrew technologii prowadzenia takich robót. Przy sporządzaniu ekspertyzy technicznej dla reaktora biologicznego oczyszczania sporządzono również ekspertyzę dla systemu kanalizacji ogólnospławnej na terenie miasta Sejny, poprzez przeprowadzenie szeregu odkrywek w wielu jej miejscach, co pozwoliło na wysnucie następujących wniosków:

- ciągi wykonane w ulicach bocznych (m.in. ul. Świerczewskiego, ul. Wojska Polskiego) są wykonane nie zgodnie z instrukcją montażową producenta rur. Brakuje podsypki piaskowej pod rurami PVC. Problem ten obejmuje około 30% zakresu umownego sieci.
- średnica kolektora w ul. Mickiewicza powinna być jednakowa na całej długości i wynosić \varnothing 250 obecnie średnica kanału wraz ze wzrostem ilości ścieków, do miejsca włączenia w kolektor główny w ulicy 22-go Lipca zmniejsza się do wartości \varnothing 200,
- w wielu miejscach (na odcinkach między studzienkami kanalizacyjnymi) występują przeciwpadki, przeciw prądowe łączenia kielichowe rur powodują straty hydrauliczne oraz możliwość osadzania w tym miejscu zanieczyszczeń, co w konsekwencji prowadzi do braku drożności kanału,
- przepompownia P5 zlokalizowana na głównym kolektorze doprowadzającym ścieki do oczyszczalni oraz przepompownia znajdująca się przy ul. Krzywej, poprzez niewłaściwe posadowienie w gruncie mają znaczne odchylenia od pionu.

Stwierdzone zaledwie po kilku miesiącach od momentu oddania kanalizacji do użytku, powyższe wady i niedociągnięcia wykonawcze zmuszają do modernizacji niektórych elementów sieci sanitarnej. W tym celu należy wymienić odcinek kanału w ul. Mickiewicza od studni od której zaczyna się średnica \varnothing 200 mm na kanał o przekroju \varnothing 250 mm. Należy wykonać prawidłowe podsypki zgodnie z instrukcjami montażowymi producenta rur PVC na odcinkach gdzie stwierdzono brak właściwej podsypki lub obsypki, jednak w praktyce nie jest to możliwe, ponieważ wiąże się to z wielką uciążliwością takich robót oraz z wysokim kosztem. Wymienione przepompownie P5 wraz z przepompownią z ul. Krzywej powinny zostać wypionowane.

Na potwierdzenie bardzo złego stanu technicznego kanalizacji może być fakt, iż wspomniana wcześniej przepompownia P5 w 2001r. uległa poważnej awarii. Na skutek naprężeń powstałych poprzez odchylenie się przepompowni od pionu, pękł kolektor kanalizacyjny tuż przy mocowaniu do zbiornika przepompowni. Doprowadziło to, poprzez wyłączenie z pracy i rozszczelnienie głównego kolektora zbiorczego, niemal do katastrofy ekologicznej. Potężne ilości ścieków zaczęły się przedostawać do gruntu, a stamtąd do pobliskiego rowu melioracyjnego, który wpada do rzeki Marychy. Podjęto natychmiastowe działanie w postaci odbierania i dowożenia ścieków do oczyszczalni samochodami asenizacyjnymi. Obecnie ścieki płyną już poprzez kolektor, pionowaniem przepompowni i ponownym wykonaniem łączenia kolektora z jej zbiornikiem zajął się wykonawca.

Rysunek 8. Awaria głównej przepompowni ścieków „P5”, zlokalizowanej przy ul. 1-go Maja



Podsumowanie

Praca oczyszczalni ścieków w Sejnach pozwala jednoznacznie stwierdzić, że technologia oczyszczania z wykorzystaniem osadu czynnego w układzie mechaniczno-biologicznym daje dobre wyniki. Przeprowadzone dotychczas badania ścieków oczyszczonych w kilku niezależnych laboratoriach potwierdzają skuteczność procesów technologicznych zastosowanych w omawianym obiekcie, a jakość odpływu z oczyszczalni spełnia obowiązujące normy i kryteria. Niestety zostały również uwidocznione mankamenty w konstrukcji obiektu jak również w doborze urządzeń. Przepustowość sita w części mechanicznej już przy dzisiejszych napływach ścieków jest za mała, prowadzi to do złej pracy urządzenia (nie wszystkie ilości skrutek zostają wyłapane). Sytuacja ta ma bezpośredni wpływ na jakość oczyszczania, ponieważ znaczne nagromadzenie się zanieczyszczeń stałych w bioreaktorze może być przyczyną niewystarczającego napowietrzenia osadu czynnego, co może zahamować procesy biologiczne. Dodatkowo bardzo istotnym czynnikiem, który wprawdzie nie wpływa bezpośrednio na jakość pracy oczyszczalni, jest stan techniczny komór osadu czynnego. Pęknięcia ścian oraz niestabilność konstrukcji bioreaktora stanowią „bombę ekologiczną”, w przypadku znacznego rozszczelnienia zbiornika nastąpić może skażenie środowiska. Sieć kanalizacyjna, która została wykonana przy budowie oczyszczalni, również pozostawia wiele do życzenia; zły dobór średnic rur, występowanie na niektórych odcinkach przeciwwspadków, brak należytych podsypiek oraz niewłaściwe posadowienie przepompowni już w dniu dzisiejszym stwarza wiele trudności eksploatacyjnych które będą się z czasem się nawarstwiać.

Reasumując można stwierdzić, że kondycja techniczna obiektu oczyszczalni ścieków w Sejnach oraz kanalizacji sanitarnej nie napawa optymizmem. Wprawdzie jakość procesów oczyszczania jest zadowolająca, jednak nie będzie to trwało wiecznie. Inwestycja zaprojektowana z rozmachem z uwzględnieniem nowoczesnych metod oczyszczania oraz rozwiązań technicznych, niespełna po 4-letnim okresie funkcjonowania wymaga poważnych modernizacji i napraw.

Przedstawione propozycje modernizacji procesu mechanicznego oczyszczania ścieków, pozwolą na eliminację problemów eksploatacyjnych, dodatkowo wzbogacą cały proces o odfuszczenie. Odciaży to osad czynny i poprawi efekt końcowy oczyszczania.

Zaproponowane metody naprawy bioreaktora wy wpływają bezpośrednio z przeprowadzanych ekspertyz i pozwolą na całkowitą eliminację zagrożeń jakie płyną z obecnego jego stanu. Odpowiednie zabiegi remontowe w postaci oczyszczenia pęknięć, usunięcia nietrwałych części betonu, zainiektowanie zarysowań betonem, wykonanie zabezpieczeń antykorozyjnych zbrojenia oraz zabezpieczeń nieprzepuszczalnych na dylatacjach i wykonanie pali pod zbiornikiem, powinny na trwałe wzmocnić i ustabilizować całą konstrukcję. Warto tutaj nadmienić, że pod względem ekonomicznym, prawdopodobnie bardziej opłacalne jest wybudowanie nowych komór biologicznego oczyszczania, od remontowania jeż istniejących.

Również nieodzowne wydają się propozycje naprawy sieci kanalizacyjnej poprzez zmianę średnic rur na części odcinków tejże sieci, bardzo istotną potrzebą jest konieczność wypionowania przepompowni P5 oraz przepompowni znajdującej się przy ulicy Krzywej. Usuwanie pozostałych uwidocznionych wad sieci sanitarnej, czyli braku należycie wykonanych podsypiek oraz obsypiek wokół rur na niektórych odcinkach, należy z uwagi na uciążliwość prac na razie wstrzymać. Jednak wskazane jest regularne monitorowanie tych odcinków, aby w obliczu stwierdzenia załamania lub pęknięcia kolektora przystąpić do jego wymiany.

Chcąc utrzymać dobrą jakość oczyszczania ścieków na obecnym poziomie należy niezwłocznie przystąpić do usuwania wyszczególnionych wad i usterek. Jest to jednak związane z poniesieniem ogromnych kosztów inwestycyjnych.

Istotnym elementem wpływającym na obniżenie kosztów oczyszczania ścieków, a co za tym idzie na zwiększenie możliwości inwestycyjnych, jest dążenie do skanalizowania całego obszaru miasta. Ponieważ oczyszczalnia ścieków na dzień dzisiejszy wykorzystuje zaledwie trzecią część swoich możliwości przerobowych stawia to eksploatatora na krawędzi strat i zysków. Pozyskanie ścieków zarówno od mieszkańców jak i z zakładów przemysłowych (rzeźnia i gorzelnia) zlokalizowanych przy ulicach nie objętych kanalizacją, daje możliwość przy

minimalnym wzroście kosztów własnych, uzyskania dodatkowych środków finansowych, które można wykorzystać na modernizację oczyszczalni. Priorytetową sprawą jest również negocjowanie w sprawie podłączenia do kanalizacji miejskiej, Spółdzielni Mleczarskiej „Sejnmlek”.

Literatura

- [1] J. Bever, A. Stein, H. Teichmann, *Zaawansowane metody oczyszczania*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-Eko”, Bydgoszcz 1997.
- [2] red. Z. Dymaczewski, J. Oleszkiewicz, M. Sozański, *Poradnik eksploatatora oczyszczalni*, PZliTS, Poznań 1997.
- [3] L. Hartmann, *Biologiczne oczyszczanie ścieków*, Instalator Polski, Warszawa 1996.
- [4] J. Łomotowski, A. Spindor, *Nowe systemy oczyszczania ścieków*, Arkady, Warszawa 2000.
- [5] L. Magrel, *Uzdatnianie wody i oczyszczane ścieków*, Ekonomia i Środowisko, Białystok 2000.
- [6] PZliTB, *Ekspertyza techniczna dotycząca ustalenia przyczyn pęknięć i uszkodzeń żelbetonowych komór biologicznego oczyszczania w nowo-wybudowanej oczyszczalni ścieków w Sejnach*, Warszawa: październik 1999.
- [7] PZliTB, *Ekspertyza techniczna dotycząca prawidłowego wykonania kolektorów sanitarnych w Sejnach oraz sprawdzenie procesu budowy ich pod względem technicznym*, Warszawa: październik 1999.
- [8] M. Jagłowski, *Analiza pracy i propozycje modernizacji wybranej oczyszczalni ścieków*, praca dyplomowa pod kierunkiem Dariusza Boruszko, Białystok 2001.

SUPERNATANTS MANAGEMENT - TECHNICIAN AND ECONOMIC ASPECTS

Summary

The paper presents technician and economical aspects of supernatants management in wastewater treatment plant. The characteristic of supernatants and its influence on wastewater treatment plant was presented. The role of supernatants generated in W.W.T.P. in biological biogenic compounds removing was highlighted as the role of exact mass balance during wastewater treatment process with sludge activated system.

WPŁYW ŚCIEKÓW ODPROWADZANYCH Z MIEJSKIEJ OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W GIŻYCKU NA WODY JEZIORA GRAJEWKO

Streszczenie

Często jezioro jest jedynym możliwym odbiornikiem ścieków na danym obszarze. Wówczas należy zapewnić odpowiedni stopień oczyszczania ścieków oraz uwzględnić chłonność danego zbiornika wodnego. Przykładem jeziora będącego odbiornikiem ścieków z komunalnej oczyszczalni ścieków jest jezioro Grajewko. W referacie przedstawiono:

- efektywność oczyszczalni ścieków w Giżycku,
- wpływ oczyszczalni na wody odbiornika,
- obciążenie fosforem jeziora Grajewko,
- współczynnik rozcieńczania ścieków dla jeziora Grajewko.

Wstęp

Woda jest niezbędna do życia nie tylko człowiekowi, ale także wszystkim innym organizmom żyjącym na naszej planecie.

Zasoby wodne decydują również o możliwości rozwoju gospodarczo-społecznego kraju. Polska należy do państw o bardzo małych zasobach wodnych. Spośród krajów europejskich jedynie Malta i Belgia mają niższe zasoby w przeliczeniu na mieszkańca. Odnawialne roczne zasoby wodne dla Europy w przeliczeniu na mieszkańca wynoszą 4560 m³. Zasoby te w naszym kraju są więc trzykrotnie niższe od średniej europejskiej.

Ograniczenie ilości pobieranej wody i odprowadzanych ścieków pozwoli na poprawę stanu wód w naszym kraju. W gospodarce wodno-ściekowej ważniejsze bowiem od problemu oszczędzania wody jest oczyszczanie ścieków. Odpowiednia jakość zrzucanych ścieków pozwala na utrzymanie odbiorników w wysokiej klasie czystości i stwarza możliwość użytkowania ich wód przez społeczeństwo i zakłady przemysłowe.

Stan czystości jezior w Polsce nie przedstawia się najlepiej. Według danych Inspekcji Ochrony Środowiska, spośród 111 jezior przebadanych w 2001 roku zaledwie 5 znalazło się w I klasie czystości, co stanowiło zaledwie 2,2% objętości badanych jezior. Najwięcej jezior znalazło się w II klasie czystości – 53 (62,3% objętości). W III klasie czystości znalazło się 37 jezior (26,2% objętości), a poza klasą 16 jezior (9,3% objętości).

W Polsce oceniana jest także podatność jezior na degradację. Spośród 126 jezior poddanych ocenie w 2000 roku najwięcej znalazło się w III kategorii podatności na degradację – 47 jezior. Najmniej natomiast w I kategorii – 11 jezior [1]. Uzyskane wyniki świadczą o konieczności zmniejszenia dopływu zanieczyszczeń do jezior i przeprowadzenia działań rekultywacyjnych. Często jednak jezioro jest jedynym możliwym odbiornikiem ścieków na danym obszarze. Wówczas należy zapewnić odpowiedni stopień oczyszczania ścieków oraz uwzględnić chłonność danego zbiornika wodnego.

Przykładem jeziora będącego odbiornikiem ścieków z komunalnej oczyszczalni ścieków jest jezioro Grajewko.

I. Charakterystyka jeziora Grajewko jako odbiornika ścieków

Jezioro Grajewko położone jest w dorzeczu trzech rzek: Pisy, Narwi i Wisły. Znajduje się ono w zlewni Niegocina, nieco na wschód od tego dużego zbiornika, należącego do kompleksu Wielkich Jezior Mazurskich. Powierzchnia zwierciadła wody zbiornika wynosi 42,7 ha, średnia głębokość 5 m, a maksymalna głębokość 9 m. Objętość jeziora wynosi 2122,8 tys. m³, powierzchnia zlewni całkowitej 17,7 km². Grajewko przyjmuje dwa niewielkie ciekiki: jeden dopływający do jeziora od północy, drugi od południowego wschodu. Odpływ wód z Grajewka następuje ku zachodowi do jeziora Niegocin. Bezpośrednie otoczenie jeziora Grajewko w przeważającej części stanowią pola uprawne. Pozostałe formy użytkowania ziemi, tj. łąki, pastwiska, nieużytki i lasy, nie odgrywają istotnej roli wśród terenów okalających zbiornik.

Grajewko charakteryzuje się niekorzystnymi warunkami naturalnymi, decydującymi o III klasie podatności na degradację (2.71 pkt.), małą głębokością, brakiem wyraźnej stratyfikacji, wysokim stosunkiem Pe/Ve, niskim V/L.

Mimo niekorzystnych cech morfometrycznych jezioro Grajewko jest sukcesywnie zanieczyszczane ściekami zrzucanymi punktowo.

Do 1994 roku odbiornikiem ścieków z oczyszczalni w Giżycku było jezioro Niegocin, jedno z najcenniejszych zbiorników Systematu Wielkich Jezior Mazurskich.

Nadmierne obciążenie tego jeziora spowodowało daleko posuniętą degradację. W związku z tym, aby ocalić ten cenny przyrodniczo zbiornik, jezioro Grajewko wybrano na odbiornik ścieków oczyszczonych dla nowo wybudowanej oczyszczalni. Miało ono stanowić zbiornik przedwstępny chroniący jezioro Niegocin.

W połowie 1994 roku rozpoczęto rozruch technologiczny nowej oczyszczalni ścieków. Oznaczało to zastąpienie przeciążonej i niesprawnej **oczyszczalni** mechaniczną nową, mechaniczno-biologiczno-chemiczną, z redukcją fosforu i azotu oraz zmianą odbiornika oczyszczonych ścieków z jeziora Niegocin na jezioro Grajewko.

Pierwszy zrzut ścieków oczyszczonych mechanicznie i chemicznie w sierpniu i wrześniu 1994 roku, spowodował śnięcie ryb i załamanie procesów limnologicznych zbiornika (woda w całej masie zbiornika posiadała charakter ściekowy). Zrzut ścieków został więc wstrzymany do czasu uruchomienia części biologicznej w grudniu 1994 roku.

Odprowadzanie ścieków do jeziora wymaga szczególnie sprawnej technologii ich oczyszczania. Niezbędne jest nie tylko radykalne zredukowanie substancji organicznych, ale i związków biogenych, zwłaszcza fosforu. Fosfor negatywnie wpływa na zbiorniki wodne powodując ich przyspieszoną degradację. W istocie to nie stężenie decydująco wpływa na szybkość tego procesu a ładunek obliczany do pojemności misy jeziornej lub powierzchni.

Przed degradacją o wyborze jeziora jako odbiornika ścieków oczyszczonych należy wziąć pod uwagę jego chłonność w stosunku do planowanego ładunku wprowadzanego fosforu. O możliwości wykorzystania jeziora jako odbiornika ścieków decyduje również jego stan troficzny.

Przeprowadzone w 1998 roku badania przez OBKiŚ w Suwałkach, oddział terenowy w Giżycku wykazały, że jezioro posiada cechy zbiorników silnie zdegradowanych, nadmiernie obciążonych ładunkami związków organicznych i biogenych pochodzących ze spływów powierzchniowych okolicznych pól. Wody jeziora mają bardzo wysoką zawartość zwiłków biogenych i materii organicznej, niską przezroczystość spowodowaną nadmiernym rozwojem glonów, odtlenienie wód naddennych, a nawet deficyty tlenowe w warstwach epilimnionu. Jezioro Grajewko już przed wprowadzeniem ścieków oczyszczonych z oczyszczalni było w znacznym stopniu zdegradowane [2].

2. Efektywność oczyszczalni ścieków w Giżycku i jej wpływ na wody odbiornika

Odbiornikiem ścieków miejskich są najczęściej wody płynące. W przypadku braku tego typu odbiorników mogą być one odprowadzane do wód stojących, mimo że ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne, zabrania wprowadzania ścieków do jezior oraz do ich dopływów, jeżeli czas dopływu ścieków do jeziora byłby krótszy niż jedna doba. Wybór odbiornika **jest najczęściej** uwarunkowany położeniem geograficznym skanalizowanych terenów. Innym czynnikiem decydującym o wyborze danego zbiornika jako odbiornika ścieków jest jego **chłonność**, czyli zdolność odbiornika do przyjęcia określonej ilości ścieków oraz zawartych w nich zanieczyszczeń [3]. Wielkość oraz kształt zbiornika mają zasadnicze znaczenie dla funkcjonowania ekosystemu. Od tych dwóch czynników zależy intensywność mieszania wód, co za tym idzie również ilość zawiesiny, która pochodzi w dużej mierze z dna zbiornika, a także intensywność wymiany chemicznej wody i dna. W celu określenia efektywności oczyszczalni ścieków wykonuje się trzy razy w miesiącu badania ścieków oczyszczonych. Badane są następujące wskaźniki: BZT₅, azot ogólny, azot amonowy, fosfor ogólny, odczyn i zawiesinę ogólną.

Przeprowadzone badania dowodzą, że redukcja zanieczyszczeń w ściekach jest bardzo wysoka i waha się w granicach 96% dla wszystkich badanych związków. Jedyne przekroczenia dopuszczalnych zawartości dotyczą azotu amonowego. Odbywa się to sezonowo w okresie wiosennym.

Odbiornikiem ścieków z miejskiej oczyszczalni ścieków jest jezioro Grajewko. Od 1995 roku przeprowadza się comiesięczne badania stanu czystości jeziora. Badania obejmują następujące wskaźniki: odczyn, BZT₅, azot amonowy, azot azotanowy, fosfor ogólny, fosforany, azot azotynowy, azot ogólny i zawiesinę ogólną.

Odczyn jeziora Grajewko w ciągu pięciu ostatnich lat utrzymuje się na podobnym poziomie. Waha się on w granicach pH 8, co daje mu przynależność do I klasy czystości.

Większość stężeń BZT₅ w badanych latach mieściła się w II klasie czystości (4-8 mg/l). Pozaklasowe wartości odnotowano w miesiącach późnowiosennych i letnich.

Stężenie azotu ogólnego w jeziorze kształtowało się podobnie na przełomie badanych lat. Najwyższe wartości odnotowano w okresie wiosennym. W miesiącach tych wartości azotu ogólnego mieściły się w II klasie czystości (5-10 mg/l). Okres letni i zimowy to okres spadku wartości do poziomu I klasy czystości (5 mg/l i poniżej). Od lutego do maja stężenia azotu amonowego osiągnęły najniższe wartości mieszczące się w III klasie czystości (3-6 mg/l). W okresie letnim nastąpił spadek stężeń do klasy I (3 mg/l i poniżej) i ponowny ich wzrost do klasy II (1-3 mg/l) w miesiącach zimowych. Najwyższe wartości stężeń azotu azotanowego zaobserwowano w okresach wiosennych. Spadek stężeń nastąpił w miesiącach od czerwca do września po czym ponownie nastąpił wzrost aż do grudnia. Mimo wyraźnych skoków wartości stężeń, azot azotanowy mieścił się w I klasie czystości (5 mg/l i poniżej). Stężenia azotu azotynowego w badanych latach osiągnęły najwyższe wartości w miesiącach wiosennych i letnich, co ogólnie powoduje przynależność tych wód pod względem zawartości azotu azotynowego do III klasy czystości (0,03-0,06 mg/l). Zawartość fosforu ogólnego w wodach jeziora była bardzo wysoka w kolejnych badanych latach, co sprawiło, że mieściły się one w III klasie czystości lub były pozaklasowe. Natomiast stężenia fosforanów kształtowały się na podobnym poziomie, co sprawia, że można je umieścić w II klasie czystości (0,2-0,6 mg/l).

Stężenia zawiesiny ogólnej w poszczególnych latach były zróżnicowane. Wartości wahały się w bardzo różnych zakresach, od klasy I do pozaklasowej.

Badania dowodzą niskiej jakości wód jeziora Grajewko. Wody jeziora są dość zasobne w związki organiczne. Świadczy o tym podwyższona zawartość związków azotu i fosforu oraz podwyższone BZT₅, którego wartości w całym jeziorze w badanych latach odpowiadają wartościom pozaklasowym.

Jezioro Grajewko, charakteryzuje się wodami pozaklasowymi, głównie ze względu na zawartość substancji biogennych i BZT₅. O bardzo niskiej ocenie jakości wód zdecydowały wartości prawie wszystkich badanych wskaźników zanieczyszczeń. Niską jakość wód potwierdza występowanie w okresie letnim obfitych zakwitów sinic (*Mycrocystis aeruginosa*) oraz brunatnic (*Ceratium hirundinell*).

Niekorzystna jakość wód jeziora Grajewko jest niewątpliwie związana z odprowadzaniem ścieków z miejskiej oczyszczalni ścieków.

3. Obciążenie fosforem jeziora Grajewko

Zewnętrzne obciążenie zbiornika stanowi ważny parametr określający stan zagrożenia środowiska wodnego. Vollenweider określił ilościową zależność między zewnętrznym obciążeniem jeziora ładunkiem związków biogennych a stanem trofii jego wód, przejawiającym się zakwitami glonów. Model ten pozwala oszacować zewnętrzne ładunki fosforu, które nie powodują pogorszenia stanu troficznego jeziora (ładunki dopuszczalne) lub po przekroczeniu których jezioru grozi degradacja.

$$L_c = (10 - 20)q_s(1 + \sqrt{\tau_w}), \text{ [g/m}^2\text{rok]} \quad (1)$$

gdzie:

q_s – obciążenie hydrauliczne, [m/rok],

τ_w – czas pobytu wody w jeziorze, [rok].

$$L_{\text{dop}} = 10 \frac{5}{0,318} (1 + \sqrt{0,318}) = 0,246 \text{gP/m}^2 \text{rok} \quad (2)$$

$$L_{\text{nieb}} = 20 \frac{5}{0,318} (1 + \sqrt{0,318}) = 0,492 \text{gP/m}^2 \text{rok} \quad [4] \quad (3)$$

Rzeczywiste obciążenie jeziora Grajewko ładunkiem fosforu obliczono dla okresu rozruchu technologicznego oczyszczalni ścieków w Giżycku oraz dla 2002 roku. Na podstawie badań fizyko-chemicznych ścieków oczyszczonych przeprowadzanych w okresie 150 dni rozruchu, przy średniej zawartości $P = 5,0 \text{ g/m}^3$ i $Q = 6947 \text{ m}^3/\text{d}$, obliczone zostało obciążenie fosforem:

$$L_c = \frac{6303000 \text{g}}{427000 \text{m}^2} = 14,76 \text{gP/m}^2 \text{rok} \quad (4)$$

W 2002 roku średnia zawartość fosforu wyniosła $P = 0,92 \text{ mg/l}$, a $Q = 7075 \text{ m}^3/\text{d}$ w związku z tym obciążenie fosforem wyniosło:

$$L_c = \frac{2332802}{427000} = 5,46 \text{gP/m}^3 \text{rok} \quad (5)$$

Wynik wskazuje na to, że w ciągu roku do jeziora wprowadzono około 2 ton fosforu, a niebezpieczna dawka fosforu została przekroczona aż 11-krotnie.

Zakładając zwiększenie ilości ścieków do $9000 \text{ m}^3/\text{d}$ i stężenie fosforu w ściekach oczyszczonych $P = 1 \text{ g/m}^3$ otrzymujemy:

$$L_c = \frac{3285000}{427000} = 7,69 \text{gP/m}^3 \text{rok} \quad (6)$$

Wynika z tego, że niebezpieczne obciążenie jeziora będzie przekroczone aż prawie 16-krotnie, a do zbiornika zostanie wprowadzone 3 tony fosforu w ciągu roku.

4. Współczynnik rozcieńczenia ścieków dla jeziora Grajewko

Najważniejszą rolę w ekologii wód stojących odgrywa nasświetlenie. Woda posiada wysoką siłę adsorpcji światła, następuje więc jego szybkie przekształcenie w ciepło. W czasie dużego napromieniowania energią dochodzi do szybkiego i mocnego nagrzania się wierzchnich warstw. Obniża się gęstość wody i woda lekka znajdująca się nad cieczą, co powoduje obniżenie się podatności na mieszanie. W czasie mniejszego napromieniowania energią różnica temperatur jest niwelowana i woda jest ponownie podatna na mieszanie. W czasie najmniejszego napromieniowania woda powierzchniowa zostaje schłodzona i staje się ponownie lżejsza. Oprócz mieszania się wód wywołanych różnicą temperatur wody zbiorników mogą również ulegać ruchom w wyniku działania wiatru, prądów w okolicy dopływów do zbiornika lub odływów z niego, prądów Langmuira-wirowym ruchom wody w obrębie epilimnionu.

Zjawisko mieszania się wód jest bardzo ważnym czynnikiem podczas wprowadzania ścieków w zamknięte zbiorniki wodne [4, 5].

Równomierne, pełne wymieszanie wpływa na jednakowy przebieg wszystkich procesów w całej misie zbiornika, nie powodując miejscowych zaburzeń.

Zjawisko mieszania się wód ze ściekami jest trudne do ujęcia matematycznego, gdyż przepływ mas wody odbywa się w różnych kierunkach.

Do sprawdzenia przebiegu rozcieńczenia się ścieków wprowadzonych do jeziora Grajewko posłużyć się należy wzorami Ruffela [6].

Korzystając z tych wzorów można wyznaczyć współczynnik początkowego rozcieńczenia ścieków n_1 :

$$n_1 = \frac{S_s - S_{zb}}{S_p - S_{zb}} = \frac{Q_s + 0,111H^2v}{Q_s + 0,111H^2 \frac{S_{zb}}{S_s} v} \quad (7)$$

gdzie:

n_1 – współczynnik rozcieńczenia początkowego (bezwymiarowy),

S_s – stężenie zanieczyszczeń w ściekach doprowadzanych do zbiornika, kg/m^3 ,

S_{zb} – stężenie zanieczyszczeń w wodzie zbiornika nie zanieczyszczonej ściekami, kg/m^3 ,

S_p – początkowe stężenie zanieczyszczeń w mieszaninie ścieków i wody w bliskim sąsiedztwie wylotu kanalizacyjnego, kg/m^3 ,

Q_s – natężenie przepływu ścieków doprowadzanych do zbiornika, m,

v – średnia prędkość ruchu w warstwach, do których są wprowadzane ścieki.

Ścieki wprowadzane są w wierzchnie warstwy wody do części przybrzeżnej zbiornika przy $v = 0,106 \text{ m/s}$, $S_{zb}: S_s = 0,1$, głębokości jeziora $H = 5 \text{ m}$, prędkości wiatru $v_w = 5,5 \text{ m/s}$ oraz $Q_s = 1,97 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$n_1 = \frac{Q_s + 0,0118H^2}{Q_s + 0,00118H^2} \quad (8)$$

$$n_1 = \frac{2,265}{1,999} = 1,13 \quad (9)$$

Współczynnik rozcieńczenia podstawowego n_2 :

$$n_2 = 1 + 0,412 \left(\frac{L}{\Delta x} \right)^{0,627 + 0,0064 \frac{L}{\Delta x}} \quad (10)$$

gdzie:

L – odległość danego punktu od miejsca wprowadzania ścieków, m,

Δx – wartość obliczona ze wzoru $\Delta x = 6,53H^{1,67}$

$$n_2 = 1 + 0,412 \left(\frac{15}{625,767} \right)^{0,627} = 1,04 \quad (11)$$

Sumaryczny współczynnik rozcieńczenia ścieków n dla jeziora Grajewko.

$$n = n_1 \times n_2 = 1,13 \times 1,04 = 1,17$$

Współczynnik rozcieńczenia ścieków jest miarą chłonności odbiornika. Jezioro Grajewko posiada niski współczynnik rozcieńczenia co świadczy o tym, że ilość ścieków dopływających wywiera negatywny wpływ na wody odbiornika.

Podsumowanie

Funkcjonująca od 1995 roku giżycka oczyszczalnia ścieków pozwala na skuteczne usuwanie większości zanieczyszczeń zawartych w ściekach.

Odprowadzanie ścieków do jezior wymaga szczególnie sprawnej technologii ich oczyszczania. Jezioro Grajewko jeszcze przed uruchomieniem oczyszczalni ścieków należało do jezior zdegradowanych. Po rozruchu technologicznym oczyszczalni stan jeziora się pogorszył. Nie ulega wątpliwości, że z biegiem czasu zawartość zanieczyszczeń będzie wzrastać.

Jezioro Grajewko zostało wybrane na odbiornik ścieków, aby odciążyć jezioro Niegocin, będące do 1994 roku odbiornikiem ścieków. Było to błędne założenie, ponieważ jezioro Grajewko jest bardzo płytkie i małe. Jezioro w krótkim czasie całkowicie ulegnie degradacji, co zapowiadają wzmagające się zakwity glonów. Jedną z możliwości polepszenia stanu jeziora Grajewko jest wprowadzenie sztucznego napowietrzania. Jednak nie rozwiązuje to sprawy na stałe. Jedynym sposobem na poprawę jego stanu jest zaprzestanie doprowadzania ścieków, poprzez zmianę odbiornika na jezioro Niegocin. Ma ono znacznie większą powierzchnię, większą dynamikę mas wodnych, co oznacza, że może ono przyjąć znacznie większe ładunki związków biogennych niż jezioro Grajewko.

Literatura

- [1] *Ochrona Środowiska 2002*, Informacje i opracowania statystyczne, GUS, Warszawa 2002.
- [2] Czydzik D., Soszka H., *Atlas stanu czystości jezior Polski Badanych w latach 1979-1983*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1988.
- [3] Roman M., *Standardy jakości i ochrony śródlądowych wód powierzchniowych w przepisach Unii Europejskiej i w przepisach polskich*, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Warszawa 1998.
- [4] Hartman L., *Biologiczne oczyszczanie ścieków*, Instalator Polski, Warszawa 1990.
- [5] Kajak Z., *Hydrobiologia-limnologia. Ekosystemy wód śródlądowych*, PWN, Warszawa 1998.
- [6] Roman M., *Kanalizacja – oczyszczanie ścieków*, t.2, Arkady, Warszawa 1986.

THE INFLUENCE OF SEWAGE ACCOMPANIED FROM THE MUNICIPAL REFINERY OF SEWAGE IN GIŻYCKO ON WATERS OF THE LAKE GRAJEWKO

Summary

Often the lake is an only possible receiver of sewage on the definite area. Then it is necessary to assure the suitable degree of the sewage treatment and to take into account the absorptiveness of the water reservoir. With the example of the lake being with the receiver of sewage from the communal sewage treatment plant is the lake Grajewko. In the report I introduced:

- The effectivity of the sewage treatment plant in Giżycko,
- The influence of the sewage treatment plant on waters of the receiver,
- The load of the phosphorus of the lake Grajewko,
- The coefficient of the dilution of sewage for the lake Grajewko.

Hanna Obarska-Pempkowiak
Piotr Kowalik
Magdalena Gajewska
Agnieszka Tuszyńska

OCZYSZCZALNIE HYDROFITOWE: DOŚWIADCZENIA I PERSPEKTYWY ROZWOJU

Streszczenie

W latach 1995-2000 prowadzono badania dotyczące skuteczności usuwania zanieczyszczeń ze ścieków w 11 indywidualnych przydomowych oczyszczalniach ścieków oraz 4 oczyszczalniach lokalnych wyposażonych w jedno-stopniowe złoża hydrofitowe typu HF-CW i w 4 hybrydowych systemach złożonych z filtrów typu HF-CW i VF-CW. Na podstawie uzyskanych wyników wykazano, że obiekty typu HF-CW zapewniały skuteczne usuwanie substancji organicznej (70-90%). Natomiast skuteczne usuwanie związków azotu następowało w obiektach hybrydowych. Usuwanie azotu w złożach HF-CW następowało przede wszystkim wskutek denitryfikacji i było limitowane wydajnością nitryfikacyjną zachodzącą przede wszystkim w złożach VF-CW tych systemów. Obiekty hydrofitowe stanowią mogą interesującą alternatywę dla konwencjonalnych systemów oczyszczania ścieków na terenach wiejskich.

- CW - złoża hydrofitowe z poziomym przepływem ścieków,
- CW - złoża hydrofitowe z poziomym przepływem ścieków.

Wstęp

Oczyszczalnie hydrofitowe dotychczas były powszechnie stosowane w drugim stopniu oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych po mechanicznym usunięciu zawieszin. Ilość takich rozwiązań pracujących aktualnie w Europie ocenia się na 5000. Na terenie Niemiec jest eksploatowanych około 3500 obiektów. W innych krajach Europy również istnieje wiele takich obiektów np. w Danii 200-400, w Wielkiej Brytanii 400-600, w Austrii ok. 160, w Czechach ok. 80, w Polsce ponad 100, w Słowenii ok. 20 oraz Norwegii ok. 10. W zasadzie większość europejskich obiektów hydrofitowych została zaprojektowana do oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych pochodzących z jednostek o liczbie mieszkańców mniejszej niż 500. Jednak zdecydowana większość obiektów obsługuje przy tym niewielkie źródła zanieczyszczeń (poniżej 50 mieszkańców), czy też wręcz nawet pojedyncze gospodarstwa. Jedynie niewielka część obiektów jest przeznaczona do obsługi większych emiterów, tj. liczących powyżej 1000 mieszkańców [24, 6].

Skuteczność usuwania zawiesiny ogólnej i substancji organicznej wyrażonej w BZT₅ i ChZT_{Cr} w obiektach hydrofitowych z poziomym przepływem ścieków została dobrze udokumentowana m.in. przez [3, 7, 13, 19, 25].

Powszechnym problemem, na który napotykają właściciele domów na obszarach wiejskich o rozproszonej zabudowie, które nie są skanalizowane, są warunki terenowe. Często uniemożliwiają one instalację i osiągnięcie dostatecznych wyników w przypadku eksploatacji w konwencjonalnych lokalnych oczyszczalniach ścieków. Niezbędne są rozwiązania proste, wydajne, niezawodne i tanie. Jest to tym bardziej poważne, że obecnie inwestorem jest nie zawsze dostatecznie zamożna gmina lub osoba prywatna. W odpowiedzi na to zapotrzebowanie Tennessee Valley Authority (TVA) w Stanach Zjednoczonych rozpoczęła w 1986 r. propagowanie oczyszczalni hydrofitowych jako rozwiązań alternatywnych dla konwencjonalnych technologii stosowanych po mechanicznym oczyszczeniu, zwłaszcza w odniesieniu dla małych skupisk ludzkich. Oczyszczalnie hydrofitowe mogą być stosowane dla gmin, szkół, kempingów, a nawet pojedynczych domostw. Systemy te są wydajne, proste, niezbyt kosztowne, o estetycznym wyglądzie – ładnie wkomponowując się w krajobraz wiejski. Mają również walory edukacyjne.

W pracy podano charakterystykę eksploatowanych obiektów hydrofitowych. Przedstawiono wyniki skuteczności usuwania zanieczyszczeń oraz problemy pojawiające się podczas eksploatacji tych obiektów także nowe rozwiązania wprowadzane obecnie w Europie.

I. Doświadczenia z eksploatacji hydrofitowych oczyszczalni ścieków w Polsce

II. Metodyka badań

Przeprowadzono analizę pracy przyzagrodowych oczyszczalni ścieków zlokalizowanych w województwie mazowieckim i lubelskim. Ogólną charakterystykę analizowanych oczyszczalni hydrofitowych podano w tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyka przyzagrodowych oczyszczalni hydrofitowych zlokalizowanych w woj. mazowieckim k. Ostrołęki i Ciechanowa oraz k. Lublina

Nr obiektu	Nazwisko gospodarza	Liczba mieszkańców	Charakterystyka złoża		
			Powierzchnia	Roślinność	Wypełnienie
woj. lubelskie					
1	Olejnik	9	45	wiklina	piasek średnioziarnisty
2	Próchniak	6	50	wiklina	piasek średnioziarnisty
3	Chołaj	7	38	wiklina	piasek średnioziarnisty
4	Podstawka	7+10 w okresie letnim	50	wiklina	piasek średnioziarnisty
woj. mazowieckie					
5	Kesler	6	60	wiklina	gleba naturalna, (85% piasek średnioziarnisty)
6	Shiffer	5	35	trzcina	gleba naturalna, (75% piasek średnioziarnisty)
7	Łysakiewicz	6+15 w okresie letnim	35	trzcina	gleba naturalna, (75% piasek średnioziarnisty)

Nr	Nazwisko gospodarza	Liczba mieszkańców	Charakterystyka złoża zasiedlonego wikliną				
			Powierzchnia [m ²]	Roślinność	wymiar złoża L-W [m]	wypełnienie	k ₁₀ ** [m/d]
woj. mazowieckie							
I	Antoni Antczak	6	27,0	wiklina	„U” (2·10)-1,3	żwir + Pollytag U* = 3,4	650
II	Franciszek Kuc	4	18,0	wiklina	rectangular 18,0-1,0	żwir + Pollytag U* = 3,4	650
III	Grzegorz Wikiński	5	22,5	wiklina	„U” (2·10)-1,1	piasek gruboziarnisty U* = 2,6	100
IV	Tadeusz Wikiński	8	36,0	wiklina	„U” (2·10)-1,5	żwir + Pollytag U* = 3,4	650

* $U = d_{60}/d_{10}$ – wskaźnik równomierności uziarnienia; ** k_{10} – współczynnik przewodności hydraulicznej, obliczony wg wzoru Hazena

Źródło: opracowanie własne.

Obiekty zlokalizowane w okolicach Lublina i Ostrołęki zostały wybudowane w ramach wspólnego projektu UNEP WHO i ówczesnego Ministerstwa Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa pt.: „Sanitacja terenów wiejskich i poprawna gospodarka rolna” [10, 14]. Systemy w okolicy Ciechanowa zostały wybudowane i oddane do eksploatacji przez IBMER w Warszawie w 1997 roku.

Parametry projektowe oraz wymiary złóż w okolicy Ciechanowa były następujące:

- wymiary złóż dobrano tak, aby ładunek zanieczyszczeń pochodzący od jednego mieszkańca równoważnego przypadającego na 4,5 m² powierzchni złoża, co odpowiada obciążeniu hydraulicznemu odpowiednio 29 mm/d,
- długość złoża L = 200 m równa dla wszystkich rodzajów złóż,
- szerokość złóż była zmienna w zależności od ilości mieszkańców przyłączonych do obiektu W = 1,0; 1,1; 1,3; 1,5 m odpowiednio dla 4, 5, 6, 8, mieszkańców równoważnych (MR),
- średnia głębokość złóż dla systemów indywidualnych wynosiła 1,0 m a spadek dna 1,0‰.

Siedem pierwszych złóż (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7) zostało wypełnionych piaskiem średnioziarnistym a kolejne (I, II, IV) wypełniono mieszaniną żwiru o średnicy ziaren od 0,5–8 mm oraz granulatem Pollaytag. Aregaty typu Pollaytag produkowane są z pyłu zbieranego w elektrofiltrach w gdańskiej EC II o średnim składzie: SiO₂ – 58%; Al₂O₃ – 22%, Mg – 1,4%, S – 0,3%. Porowatość granulatu wynosi około 40%. Zastosowanie aregatów typu „Pollaytag” jako materiału wypełniającego miało zwiększyć pojemność sorpcyjną złóż oraz ich zdolność do zatrzymywania zanieczyszczeń. Złoże III zostało wypełnione piaskiem gruboziarnistym o średnicy ziaren od 0,1 do 3,0 mm.

Pomiary jakości ścieków doprowadzanych i odprowadzanych z przyzagrodowych oczyszczalni hydrofitowych prowadzono w okresie trzech lat dla obiektów: 1, 2, 3, 4, 5, 6 i 7 oraz jednego roku dla obiektów: I, II, III i IV.

Analizę działania obiektów hydrofitowych wykorzystywanych lokalnie w gminach prowadziła Sadecka [22] w ciągu siedmiu lat ich eksploatacji. Charakterystykę tych obiektów wraz z lokalizacją podano w tabeli 2. Złóża hydrofitowe z poziomym przepływem stanowiły II stopień oczyszczania ścieków.

Tabela 2. Charakterystyka obiektów hydrofitowych wykorzystywanych lokalnie w rejonie Gorzowa Wielkopolskiego

Lokalizacja obiektu	Przepływ ścieków [m ³ /d]	Powierzchnia [m ²]	Głębokość [m]	Powierzchnia jednostkowa [m ² /MR]
Wawrów	90,0	3500	0,8	2,7
Gralewo	46,3	3325	0,9	3,0
Małyszyn	26,3	4800	0,4	4,0
Rokitno	45,0	1200	0,4	10,0

Źródło: [22].

Prowadzono badania efektywności usuwania zanieczyszczeń również w obiektach hydrofitowych złożonych ze złożeń z poziomym i pionowym przepływem ścieków, tzw. obiektach hybrydowych. W Polsce stosowano wyłącznie konfigurację ze złożem poziomym ustawionym na początku biologicznego oczyszczania zaproponowaną przez Johansena i Brixę [11].

Analizie poddano cztery obiekty zlokalizowane w Darżlubiu, Sarbsku i Wiklinie k. Słupska w woj. pomorskim, jak również w miejscowości Sobiechy w woj. podlaskim. Ścieki po mechanicznym oczyszczeniu były przepompowywane do części biologicznej, którą stanowiły złoża hydrofitowe. W obiektach w Sarbsku i Sobiechach część oczyszczonych ścieków po złożu z pionowym przepływem była zawracana na początek układu do złoża z poziomym przepływem. W Wiklinie i Darżlubiu zastosowano po złożu pionowym dodatkowe złożo poziome. Obiekty zasiedlono trzcina pospolitą. Charakterystykę obiektów wraz z konfiguracją złożeń podano w tabeli 3.

Tabela 3. Charakterystyka hybrydowych oczyszczalni hydrofitowych

Obiekt	Przepływ ścieków [m ³ /d]	Konfiguracja	Powierzchnia [m ²]	Głębokość [m]	Powierzchnia jednostkowa [m ² /M]
Wiklino I – przed modernizacją	18,7	HF** VF*** HF	1050	0,6	7,0
			624	0,4	4,0
			540	0,6	3,4
			ogółem 14,4		
Wiklino II – po modernizacji	18,6	HF VF HF	1050	0,6	7,0
			624	0,4	2,0
			540	0,6	3,4
			ogółem 12,4		
Sarbsk *	29,7	HF VF	1610	0,6	8,5
			520	0,5	2,6
			ogółem 9,1		
Darżlubie I – przed kolmatacją	170	HF-CW I Cascade filter HF-CW II VF-CW HF-CW III	1200	0,6	1,6
			400		0,5
			500	0,6	0,7
			250	1,0	1,3
			1000	0,6	ogółem 4,1
			ogółem 3350		
Darżlubie II – po kolmatacji	56,7	HF-CW I Cascade filter HF-CW II VF-CW HF-CW III	1200	0,6	1,6
			400		0,5
			500	0,6	0,7
			250	1,0	1,3
			1000	0,6	ogółem 4,1
			ogółem 3350		
Sobiechy	7,6	HF-CW VF-CW	448	0,6	2,1
			44	1,0	0,2
					ogółem 2,3
			ogółem 492		

* ścieki odprowadzane ze złoża były recykulowane; ** VF-CW złożo z pionowym przepływem ścieków (w literaturze anglojęzycznej vertical flow constructed wetland); *** HF-CW złożo z poziomym przepływem ścieków (w literaturze anglojęzycznej horizontal flow constructed wetland)

Źródło: opracowanie własne.

Uśrednione próby ścieków po kolejnych stopniach oczyszczania były zbierane raz lub dwa razy w miesiącu w okresie dwóch lub trzech lat działania analizowanych obiektów.

W Wiklinie próby ścieków pobierane były od kwietnia 1998 do lutego 2000 (przed modernizacją) oraz od marca do maja 2000 (po modernizacji). Wiosną 2000 roku dokonano przebudowy i systemu rozprowadzającego ścieki na złożo VF-CW. Zastosowanie pompy umożliwiło okresowe dozowanie ścieków na pojedynczą kwaterę złoża VF-CW. Okresowe dozowanie ścieków przyczyniło się do lepszego natlenienia obu kwater złoża VF-CW [10]. Średni przepływ dobowy w badanych obiektach hybrydowych wynosił od 26,3 (Wiklino) do 90 m³/d (Darżlubie). Obiekty te zostały wybudowane na początku lat 90-tych, bez dostatecznej wiedzy w zakresie projektowania tego typu oczyszczalni.

W pobranych próbach ścieków wykonywano następujące oznaczenia: zawiesinę ogólną, substancję organiczną (BZT₅, ChZT_{Cr}), azot amonowy, azotany (II) i (III), azot organiczny, fosfor ogólny i fosforany.

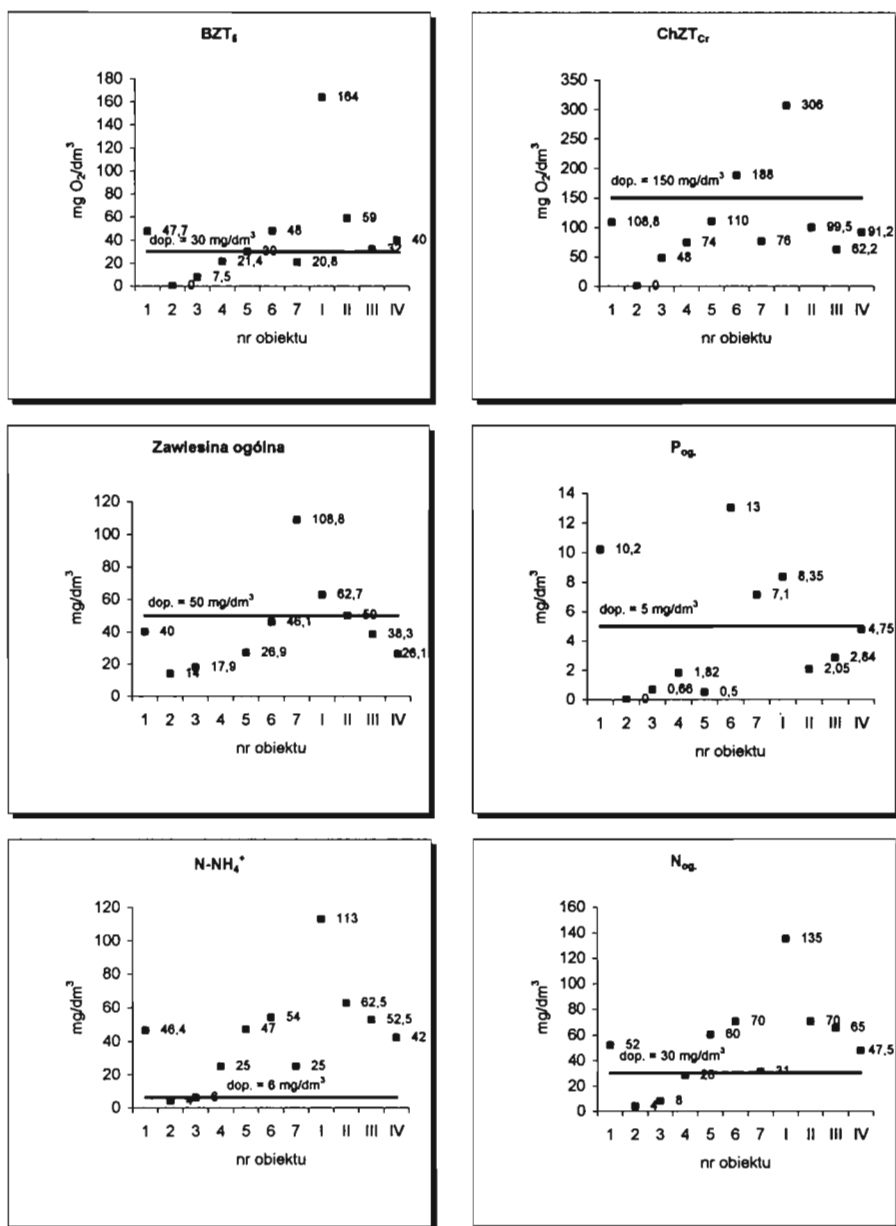
Skuteczność usuwania zanieczyszczeń we wszystkich obiektach obliczono jako iloraz różnicy stężeń zanieczyszczeń na dopływie i odpływie do stężenia na dopływie: $\eta = Co-C/Co$

I.2. Wyniki i dyskusja

Oczyszczalnie z poziomym przepływem ścieków

Średni ładunek substancji organicznej wyrażonej w BZT₅ doprowadzany do przyzagrodowych obiektów hydrofitowych k. Lublina i k. Ostrołęki zmieniał się od 12,1 do 57,6 kg/ha·d. Ładunek ChZT_{Cr} wyniósł od 27,9 do 90,6 kg/ha·d z wyjątkiem obiektu nr 7, gdzie wynosił 180,6 kg/ha·d. Średni ładunek doprowadzanego azotu ogólnego dla obiektów przyzagrodowych zlokalizowanych k. Lublina (1, 2, 3, 4) i k. Ostrołęki (5, 6, 7) zmieniał się od 8,9 do 19,8 kg/ha·d, podczas gdy w obiektach k. Ciechanowa (I, II, III, IV) był wyższy i wynosił od 8,7 do 33,4 kg/ha·d.

Rysunek 1. Średnie stężenie zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych z przyzagrodowych oczyszczalni hydrofitowych



Ścieki powstające w gospodarstwach 1, 2, 3, 5 były zbliżone składem do ścieków miejskich. Średnie zużycie wody w tych gospodarstwach rolnych wynosiło 55 dm³/M. Pozostałe gospodarstwa produkowały ścieki charakterystyczne dla działalności rolniczej. Średnie zużycie wody wynosiło 120 dm³/M.

Średnia skuteczność usuwania substancji organicznej wyrażonej w BZT₅ i ChZT_{Cr} w obiektach 1, 2, 3, 4, 5, 6, i 7 wynosiła odpowiednio 88,0% oraz 83,5%, zaś P_{og} = 72,7% [16, 17]. Skuteczność usuwania azotu ogólnego i azotu amonowego w tych obiektach wynosiła odpowiednio od 20–98,0% i od 8,0 do 99,0%. Na rys. 1 przedstawiono porównanie średnich wartości stężeń zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych oraz wartości dopuszczalnych.

Oczyszczalnie 2 i 3 zasiedlone wikliną spełniały wszystkie kryteria dotyczące dopuszczalnych wartości stężeń zanieczyszczeń. Natomiast obiekty 4 i 7 tylko w niewielkim stopniu w porównaniu z pozostałymi obiektami, przekraczały wartości dopuszczalne w odniesieniu do N_{og} i N-NH₄⁺.

Obiekty zlokalizowane w rejonie Ciechanowa (obiekty: II, III, IV) spełniały wartości dopuszczalne w odniesieniu do zawiesiny ogólnej wartości stężeń, ChZT_{Cr} oraz P_{og} (obiekty: II, III).

Nieprawidłowa eksploatacja osadników wstępnych oraz nieprawidłowe połączenia między kolejnymi stopniami oczyszczania były najczęstszym powodem wtórnego zanieczyszczenia ścieków i w związku z tym niższej skuteczności usuwania zanieczyszczeń w obiektach: 1, 6, 7 oraz częściowo w obiektach 4 i 5. Innym powodem złej pracy obiektu 6 była jego częściowa kolmatacja.

Obiekty 5, 6, 7, w których wypełnienie stanowiła rodzima gleba charakteryzowały się niższą skutecznością usuwania zanieczyszczeń w porównaniu do pozostałych obiektów, których wypełnienie stanowił materiał specjalnie sortowany o lepszych właściwościach filtracyjnych. W obiektach zlokalizowanych w okolicy Ciechanowa nie zaobserwowano problemów z eksploatacją osadników wstępnych. Wszystkie te obiekty wyposażone były w ten sam typ osadnika wstępnego. Osadniki były wykonane z betonu o kształcie okrągłym. Wnętrze osadnika podzielono na trzy komory o łącznej objętości 9,6 m³. Mechanicznie oczyszczone ścieki przepompowywane były przez pompę znajdującą się w ostatniej komorze osadnika, na złożę zasiedlone wikliną. Pomimo wysokich stężeń zanieczyszczeń w doprowadzonych ściekach osadniki wstępne pracowały prawidłowo. Złoża zasilane były ściekami okresowo, najczęściej 2 razy dziennie. Objętość pojedynczej dawki ścieków wynosiła około 0,5 m³, a czas ich podawania wynosił tylko 5 min., stąd chwilowy ładunek doprowadzanych zanieczyszczeń był zbyt wysoki. Z przeprowadzonej analizy wynika, że skuteczność usuwania zanieczyszczeń w obiekcie I była bardzo niska. Prawdopodobnie było to spowodowane brakiem pionowych barier w wypełnieniu złoża, co powodowało znaczne skrócenie czasu przebywania ścieków w złożu. W obiekcie II również skuteczność usuwania była niska. W tym przypadku była ona spowodowana nieprawidłowym kształtem złoża. Przy niskich temperaturach powietrza ścieki oziębiają się dużo szybciej w takim złożu niż w przypadku złoża o kształcie „U”. W obiektach II, III, IV, pomimo wysokiej skuteczności usuwania N_{og} (od 31 do 84,2%) stężenie w odpływie nie spełniało wartości dopuszczalnych. Oczyszczone ścieki charakteryzowały się stężeniem azotu amonowego od 47,8 do 57,5 mg/dm³ (w obiektach II, III, IV) [17].

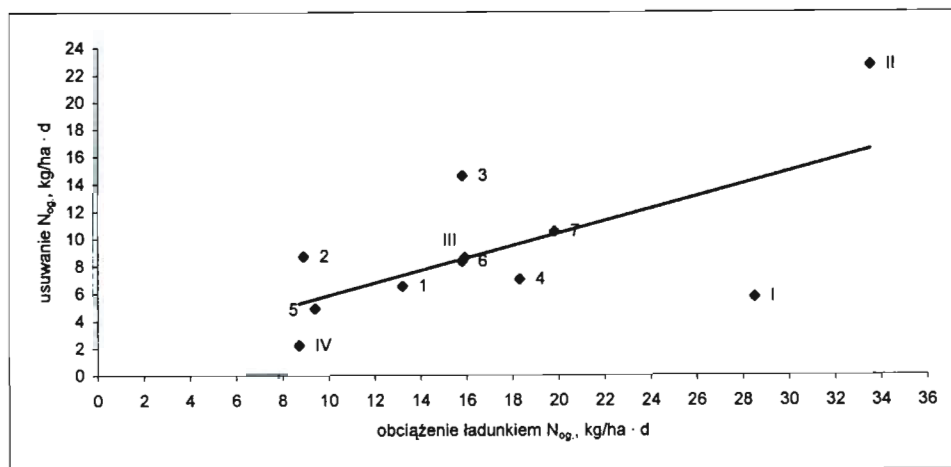
Z przeprowadzonych badań wynika, że w analizowanych złożach wiklinowych (I, II, III, IV) nie zachodziła sorpcja azotu amonowego. Do wypełnienia tych złożów zastosowano materiał gruboziarnisty. Podtopienie złożów z poziomym przepływem ścieków ograniczał dopływ tlenu z atmosfery i nie zapewniał dogodnych warunków dla procesu nityfikacji. W ściekach doprowadzanych i odprowadzanych w tych złożach nie stwierdzono występowania tlenowych form azotu, co świadczy, że dominującym procesem była tu amonifikacja.

Na rysunkach 2a i 2b przedstawiono zależność pomiędzy szybkością usuwania azotu ogólnego i amonowego od doprowadzonego ładunku w przyzgodowych oczyszczalniach hydrofitowych.

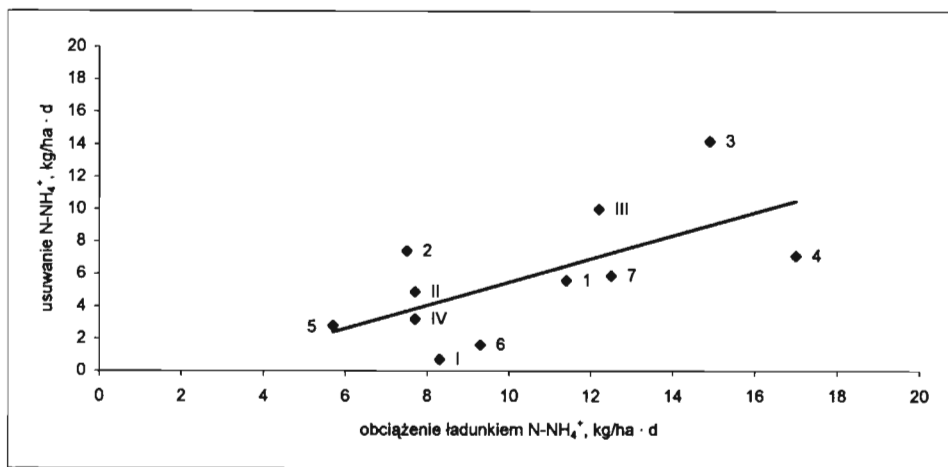
Średnia skuteczność usuwania azotu ogólnego wynosiła około 50%, zaś azotu amonowego 42%. Niższą skuteczność usuwania azotu w obiektach z rejonu Ostrołęki i Lublina była spowodowana przede wszystkim nieprawidłową eksploatacją osadników gnilnych [17].

Średnia skuteczność usuwania substancji organicznej w lokalnych obiektach hydrofitowych wg [22] wynosiła 62% dla BZT₅ i 72% dla ChZT_{Cr}. Porównanie stężeń azotu ogólnego i amonowego z dopuszczalnymi wartościami stężeń dla tych obiektów przedstawiono na rys. 3.

Rysunek 2a. Szybkość usuwania azotu ogólnego i amonowego w zależności od ładunku doprowadzonego do obiektu hydrofitowego

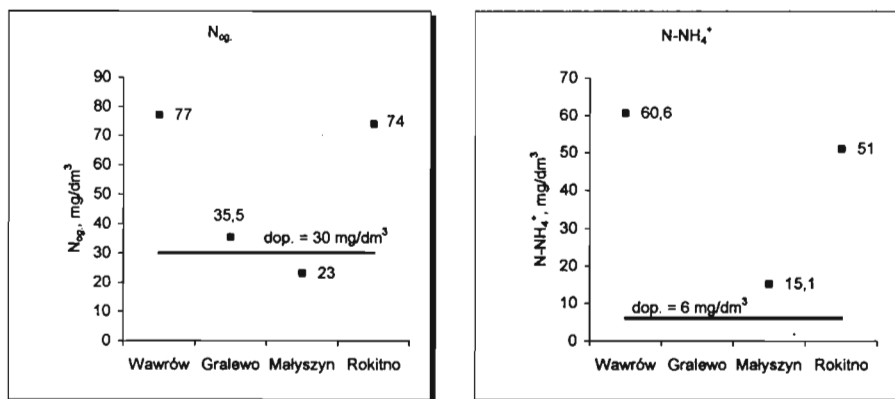


Rysunek 2b. Szybkość usuwania azotu ogólnego i amonowego w zależności od ładunku doprowadzonego do obiektu hydrofitowego

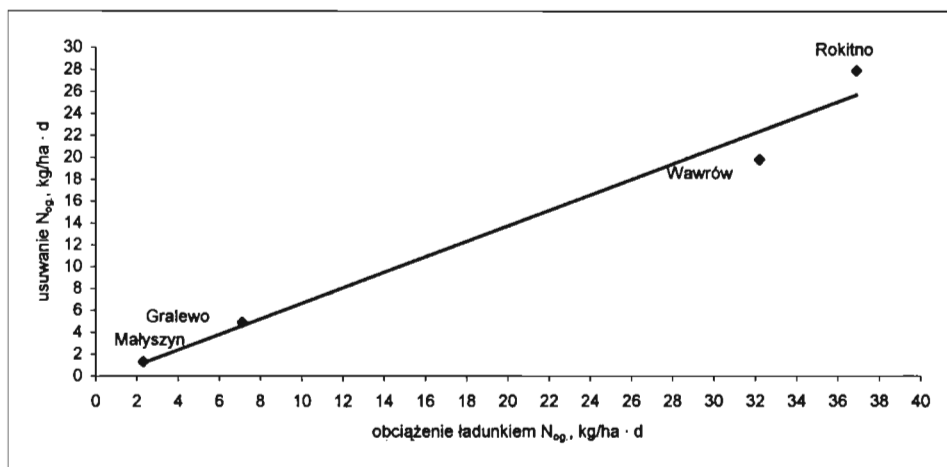


Tylko dwa obiekty zasilane najniższym ładunkiem azotu, spełniały wymagania co do dopuszczalnego stężenia azotu ogólnego w odprowadzanych ściekach, podczas gdy żaden z obiektów nie spełniał kryteriów dla azotu amonowego. Ładunki azotu ogólnego i amonowego zmieniały się odpowiednio: 23–36,9 kg/ha·d i 1,6–30,3 kg/ha·d. Skuteczność usuwania N_{og} wynosiła od 56,5–75,6% a dla azotu amonowego zmieniała się od 56,1 do 63,0%. Zależność pomiędzy doprowadzonym ładunkiem N_{og} i N-NH₄⁺ a usuwanym w obiektach lokalnych przedstawiono na rys. 4a i b. Zaobserwowano tutaj dużą stabilność w skuteczności usuwania zanieczyszczeń w tych obiektach.

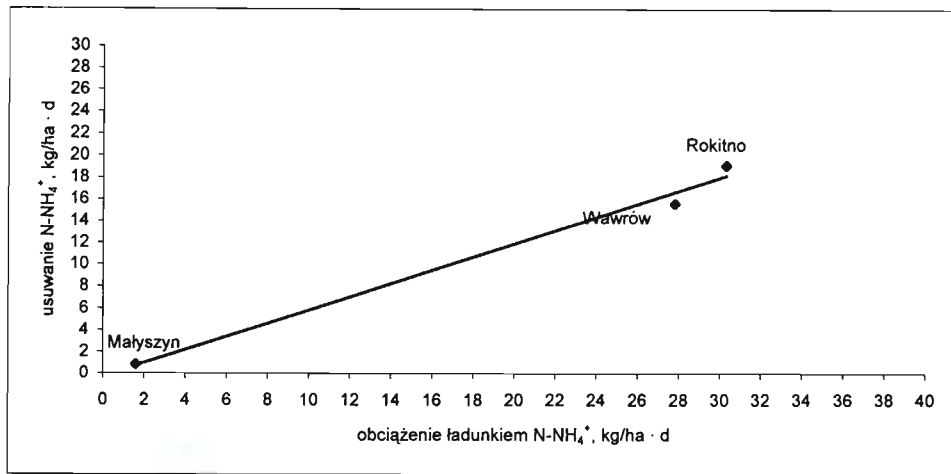
Ryunek 3. Porównanie stężeń azotu ogólnego i amonowego z dopuszczalnymi wartościami stężeń w lokalnych obiektach hydrofitowych



Rysunek 4a. Zależność pomiędzy doprowadzonym ładunkiem azotu ogólnego i azotu amonowego a usuwanym w lokalnych obiektach hydrofitowych



Rysunek 4b. Zależność pomiędzy doprowadzonym ładunkiem azotu ogólnego i azotu amonowego a usuwanym w lokalnych obiektach hydrofitowych



Hybrydowe oczyszczalnie hydrofitowe

Średnia skuteczność usuwania substancji organicznej wyrażona w BZT₅ wynosiła 85% w obiektach hybrydowych. Również stężenie substancji organicznej w ściekach odprowadzanych było poniżej wartości dopuszczalnych dla obiektów: w Wiklinie, Sarbsku, Sobiechach i Darzłubiu (przed kolmatacją) [16, 4].

Stężenie azotu ogólnego w doprowadzanych ściekach oraz skuteczność usuwania N_{og} po poszczególnych stopniach oczyszczania w analizowanych obiektach podano w tabeli 4.

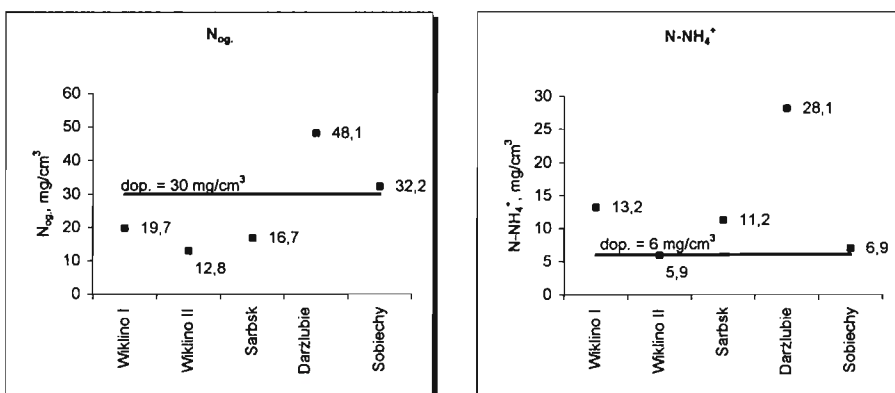
Tabela 4. Średnie stężenie azotu ogólnego w ściekach doprowadzanych oraz skuteczność jego usuwania po kolejnych stopniach oczyszczania w hybrydowych oczyszczalniach hydrofitowych

Obiekt	Dopływ [mg/dm ³]	HF-CW I [%]	VF-CW [%]	HF-CW II [%]	HF-CW III [%]	Całkowita skuteczność [%]
Wiklino I – przed modernizacją	95,6 + 11,8	35,8	38,9	47,5	–	79,4
Wiklino II – po modernizacji	88,8 + 6,1	21,6	58,6	55,6	–	85,6
Sarbsk	74,3 + 13,0	38,4	52,0	–	–	81,5
Darzłubie I – przed kolmatacją	121,0 + 21,0	16,5	37,1	–	21,8	69,3
Darzłubie II – po kolmatacji	134,0 + 10,0	9,7	27,9	39,4	–	63,6
Sobiechy	72,9 + 16,0	–	–	–	–	53,8

Źródło: opracowanie własne.

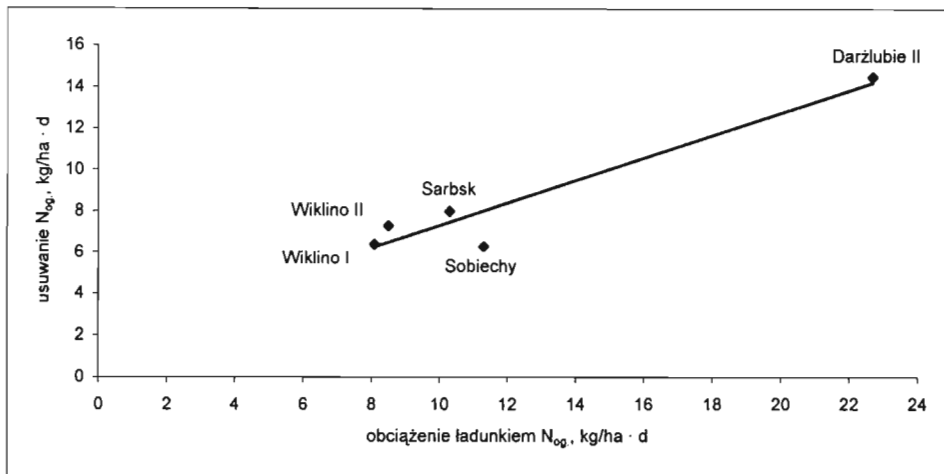
Obniżenie ładunku azotu ogólnego po kolejnych stopniach oczyszczania powodowało wyższą skuteczność usuwania N_{og}. W przypadku obiektów w Darzłubiu i Sobiechach złoża hydrofitowe nie zapewniały zadowalającego efektu usuwania N_{og}, co powodowało przekroczenie dopuszczalnych wartości w oczyszczonych ściekach. Skuteczność usuwania azotu amonowego była zadowalająca jedynie w przypadku obiektu Wiklino II (po modernizacji) – rysunek 5.

Rysunek 5. Skuteczność usuwania azotu ogólnego i amonowego i ogólnego w hybrydowych obiektach hydrofitowych



Szybkość usuwania N_{og} w zależności od doprowadzonego ładunku dla hybrydowych obiektów hydrofitowych przedstawiono na rys. 6. Obiekty hybrydowe charakteryzowały się wyższą i bardziej stabilną zdolnością do usuwania azotu w porównaniu z obiektami jednostopniowymi wynoszącą od 4,2 do 14,6 kg/ha·d. Średni ładunek usuwanego azotu wynosił 7,8 kg/ha·d. Bardzo podobne wyniki usuwania azotu uzyskano w duńskich oczyszczalniach hydrofitowych (3,0–7,0 kg/ha·d) [3]. Obiekt w Darżlubiu pomimo bardzo wysokiej skuteczności usuwania zanieczyszczeń nie zapewniał zadowalających efektów usuwania azotu. Było to spowodowane dopływem gnojowicy z niektórych gospodarstw.

Rysunek 6. Szybkość usuwania azotu w zależności od ładunku doprowadzonego w hybrydowych obiektach hydrofitowych



Korzystając z obliczonych średnich rocznych ładunków azotu ogólnego, amonowego, organicznego oraz azotanów II i III dla obiektu w Wiklinie obliczono szybkość kolejnych procesów jednostkowych. Na podstawie ilorazu różnicy ładunku doprowadzanego i odprowadzanego odpowiedniego związku azotu obliczono, że średnia szybkość procesu nityfikacji dla obiektu w Wiklinie wynosiła 0,56 kg/ha·d podczas, gdy szybkość denityfikacji wynosiła 0,59 kg/ha·d. Denityfikacja przebiegała prawdopodobnie bardziej intensywnie ponieważ część azotanów (III) uwalniana była w postaci azotu cząsteczkowego. Natomiast najwolniej przebiegał proces amonifikacji (0,15 kg/ha·d). Wykazano również, że w przypadku obiektu w Wiklinie proces amonifikacji azotu organicznego zachodził przede wszystkim w mechanicznym stopniu oczyszczania [10]. Podobne badania wykonano dla Darżlubia. W warunkach obiektu w Darżlubiu denityfikacja przebiegała z wyższą szybkością wynoszącą 0,98 g/m²d [17].

2. Doświadczenia z eksploatacji obiektów hydrofitowych w świecie

Badania prowadzone w obiektach hydrofitowych w Europie i Stanach Zjednoczonych wykazały, że w złożach z poziomym przepływem ścieków następuje flokulacja, osadzanie i filtracja zawieszin i cząstek koloidalnych, powodując zmniejszanie się i zatykanie porów. Według wielu badaczy bardziej intensywna kolmatacja i zmniejszenie przewodności hydraulicznej występowała w początkowym odcinku: od 1/4 do 1/3 długości złoża [1, 9, 23]. Równocześnie przewodność hydrauliczna w pozostałej części złoża ulegała obniżeniu w znacznie mniejszym stopniu i była bardziej jednorodna.

W złożach o pionowym przepływie ścieków (VF-CW) może występować stopniowe zakolmatowanie powierzchni złoża. Kolmatacja może być spowodowana nieodpowiednim składem granulometrycznym wierzchniej warstwy złoża, lub jego nieodpowiednią eksploatacją, zwłaszcza przy zbyt dużych obciążeniach hydraulicznych, prowadzących do występowania warunków beztlenowych [5, 15].

Analizowane dotychczas obiekty hydrofitowe typu HF-CW charakteryzowały się bardzo dobrą skutecznością usuwania zawiesziny ogólnej wynoszącą ponad 90%. Podobnie skuteczność usuwania substancji organicznej jest znaczna i dla BZT₅ wynosi od 71,5 do 94,1% a dla ChZT_{Cr} od 59,7 do 89,0%. Jednak opisywane systemy hydrofitowe wykazują znaczne różnice w skuteczności usuwania związków azotu, w zakresie od 20 do 70% [5, 12, 13, 21].

Dotychczas udokumentowano, że głównym czynnikiem odpowiedzialnym za usuwanie azotu jest proces nityfikacji, który limituje przebieg procesu denityfikacji. W rizosferze złóż z poziomym przepływem ścieków ilość tlenu jest niewystarczająca do przebiegu procesu nityfikacji. Natomiast złoża o przepływie pionowym wykazują znaczne możliwości nityfikacyjne [6, 10, 18, 21]. Warunki jakie panują w tego typu złożach można porównać do warunków istniejących w gruncie nienasyconym (w strefie aeracji), gdy przestrzeń między materiałem mineralnym są tylko okresowo wypełnione ściekami. Wg Brixa i Johansena [3] w złożach VF-CW nawadnianych okresowo ilość tlenu wzrasta kilkanaście razy w porównaniu ze złożami HF-CW.

Analiza działania 107 obiektów hydrofitowych w Niemczech wykazała, że w 24 obiekty z pionowym przepływem ścieków charakteryzowały się znacznie lepszymi efektami usuwania zanieczyszczeń w porównaniu

z pozostałymi 83 obiektami z poziomym przepływem [2]. Uzyskane średnie wartości stężeń charakterystycznych zanieczyszczeń w ściekach po oczyszczeniu w obiektach z pionowym i poziomym przepływem podano w tabeli 5.

Uzyskane rezultaty wykazały, że złoża z pionowym przepływem ścieków charakteryzowały się niższymi stężeniami analizowanych zanieczyszczeń z wyjątkiem azotu ogólnego i azotanów III.

Tabela 5. Średnie stężenia charakterystycznych zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych w obiektach z pionowym i poziomym przepływem ścieków w eksploatowanych w Niemczech., w mg/dm³

Parametr	Po złożu HF-CW	Po złożu VF-CW
ChZT	102,5	68,2
N-NH ₄ ⁺	36,0	9,5
N-NO ₃ ⁻	7,3	65,2
N _{og}	52,1	67,1
P _{og}	5,0	3,2

Źródło: [15].

Cooper [6] wskazuje, że złoża VF-CW przyczyniają się do skutecznego usuwania bakterii chociaż nie są predestynowane do usuwania zawiesiny ogólnej ze ścieków, gdyż mogą ulegać kolmatacji. Wg Platzer i Maucha [21] efektywny przepływ powietrza, tzw. „przewietrzanie złoża” jest możliwe tylko wtedy, gdy górne warstwy złoża posiadają dobre właściwości hydrauliczne oraz powierzchnia złoża ulega dobremu zdrenowaniu pomiędzy kolejnymi dawkami ścieków doprowadzanymi do złoża. Problemy związane z kolmatacją złoża z pionowym przepływem ścieków zostały opisane przez [21]. Wg autorów skuteczność usuwania zanieczyszczeń w skolmatowanym złożu ulega obniżeniu w odniesieniu do początkowych wartości o 35% dla ChZT oraz o 76,2% dla N-NH₄⁺, a stężenie nieorganicznych związków azotu (głównie azotanów III) ulega obniżeniu ponad 70-krotnie. W badaniach wykazano, że szybszej kolmatacji ulegają złoża przy niskim obciążeniu hydraulicznym i wysokim ładunku substancji organicznej [21]. Wykazano, że maksymalny dopuszczalny ładunek substancji organicznej jaki może być podawany na złożo w warunkach klimatycznych charakterystycznych dla środkowej Europy wynosi 25 g ChZT/m²-d.

3. Perspektywy rozwoju metody hydrofitowej

Przeprowadzona analiza pracy dotychczas eksploatowanych obiektów hydrofitowych wykazała, że ze względu na zapewnienie skutecznego usuwania związków azotu najlepiej jest stosować złoża trzcinowe o przepływie pionowym z recyrkulacją do studzienki po osadniku usytuowanej po osadniku wstępnym (lub ostatniej komory osadnika), w którym zachodzi proces denitryfikacji. Tego typu obiekty promowane są jako najbardziej odpowiednie rozwiązania dla przydomowych oczyszczalni ścieków na terenie Dolnej Saksonii w Niemczech [8].

Dotychczasowe doświadczenia z eksploatacji obiektów wykazały, że bardziej efektywne i stabilne w działaniu są obiekty kombinowane (hybrydowe) złożone ze złoża ze zmiennym przepływem ścieków. Obiekty tego typu są możliwe do zastosowania dla pojedynczych wsi lub gmin. Obecnie rozróżnia się dwa zasadnicze rodzaje systemów hybrydowych w zależności od tego, czy złożo HF-CW, czy też VF-CW znajduje się na początku biologicznego oczyszczania [3]. Wstępne wyniki wskazują, że wersja ze złożem VF-CW jest lepsza, ze względu na wyższą skuteczność usuwania związków azotu oraz brak kolmatacji w czasie złoża HF-CW.

Sumaryczna powierzchnia jednostkowa systemów hybrydowych jest mniejsza w porównaniu z systemami jednostopniowymi. Ogólnie obiekty tego typu zapewniają wyższą skuteczność usuwania zanieczyszczeń (przed wszystkim azotu) i są bardziej stabilne w działaniu.

Powstające osady wstępne w osadnikach poprzedzających obiekty hydrofitowe proponuje się unieszkodliwiać w centralnych systemach utylizacji osadów ściekowych, w których są również wykorzystywane specjalnie zaprojektowane złoża trzcinowe.

Takie rozwiązania zostały wdrożone w kilku miejscowościach w Danii: w Kolding, Helsingør i Tingløw oraz w gminie Wienhausen k. Hanoweru w Niemczech. Obiekty hydrofitowe stanowią więc atrakcyjną alternatywę dla tradycyjnych urządzeń stosowanych w oczyszczaniu i unieszkodliwianiu osadów ściekowych. Jest to rozwiązanie ze względu na naturalny przebieg procesów i bioróżnorodność zgodne z postulatami z Rio de Janeiro z 1992 r oraz ze szczytu ziemi z Johannesburga z 2002 r odnośnie wdrażania zasad zrównoważonego rozwoju.

Wnioski

Obiekty stanowiące hydrofitowe złoża z poziomym lub pionowym przepływem ścieków są predestynowane do stosowania w naszych warunkach klimatycznych.

Technologiczne rozwiązanie składające się z osadnika gnilnego oraz złoża hydrofitowego z podpowierzchniowym przepływem ścieków może być zalecane do oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych powstających na terenach wiejskich.

Niewłaściwa eksploatacja osadników gnilnych oraz nieprawidłowy kształt złóż i ich kolmatacja są częstą przyczyną spadku skuteczności usuwania zanieczyszczeń w pilotowych przyzagrodowych oczyszczalniach hydrofitowych.

Jednostopniowe obiekty hydrofitowe typu HF-CW stosowane jako przyzagrodowe, lokalne oczyszczalnie nie zapewniają efektywnego usuwania azotu amonowego; z powodu braku odpowiednich warunków do procesu nityfikacji i sorpcji.

W przypadku pojedynczych gospodarstw proponuje się złoża z pionowym przepływem ścieków zasilane pulsacyjnie z recyrkulacją ścieków do osadnika gnilnego. Tego typu rozwiązania zapewniają skuteczne usuwanie związków azotu.

Dotychczasowe doświadczenia z eksploatacji obiektów wykazały, że bardziej efektywne i stabilne w działaniu są obiekty kombinowane (tzw., hybrydowe) złożone ze złóż ze zmiennym przepływem ścieków. Obiekty tego typu są możliwe do zastosowania dla pojedynczych wsi lub gmin.

Literatura

- [1] Bavor H.J., Roser D.J., Fisher R.J., Smalls I.C., *Performance of solid-matrix wetland systems, viewed as fixed-film bioreactors*, „Constructed wetlands for wastewater treatment: Municipal, industrial, and agricultural”, ed. Hammer D.A., Lewis Publishers, Chelsea, Chapter 39, MI USA 1989, s. 646–656.
- [2] Börner T., Felde K., Kunst S., Wissing F., in: Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., & Haberl R, eds., *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*, Backhuys Publishers, Leiden, The Netherlands 1998, s. 67–76.
- [3] Brix H., Johansen N.H., *Treatment of domestic sewage in a two – stage constructed wetland-design principles. Nutrient Cycling and Retention and Constructed Wetland*, ed. Vymazal J., Backhuys Publishers, Leiden, The Netherlands 1999, s. 155–165.
- [4] Ciupa R. *The experience in the operation of constructed wetlands in North-Eastern Poland*, in: *Proc. 5th International Conference on Constructed Wetland System for Water Pollution Control*, Chapter IX/6, Institut für Bodenkultur, Vienna 1996, Austria.
- [5] Cooper P., de Maeseneer J., *Hybrid systems – What is the best way to orrange the vertical and horizontal – flow stage?* IAWQ Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, December 1996, s. 8–13.
- [6] Cooper P., *A review of the design and performance of vertical flow and hybrid reed bed treatment systems*, Proceedings of 6th International Conference on Wetland System for Water Pollution Control, Brazil 1998, chapter 4. Design of Wetland Systems, s. 229–242.
- [7] Cooper P.F., Job G.D., Green M.B., Shutes R.B.E. *Reed beds and constructed wetlands for wastewater treatment*, Medmmenham, Marlow, UK 1996, WPC Publications.
- [8] Fehr G., *Projekt badawczy –Roślinne filtry gruntowe jako proces biochemiczny*, V Polsko-Niemieckie Seminarium Ściekowe, Zielona Góra 1998.
- [9] Fisher P.J., *Hydraulic characteristics of constructed wetlands at Richmond*, NSW, Australia, in: *Constructed wetlands in water pollution control*. eds. P.F. Cooper, B.C. Findlater, Pergamon Press, Oxford 1990, UK, s. 21–32.
- [10] Gajewska M., Obarska-Pempkowiak H., *Retention and removal of nitrogen compounds in hybrid constructed wetlands*, in: Proceedings of the VII International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, Miedzybrodzie Zyrardowickie 10–12 September 2001, Poland, s. 355–362.
- [11] Johansen H.J., Brix H., *Design criteria for a two-stage constructed wetland*, in: Proc. 5th International Conf. on Constructed Wetland System for Water Pollution Control, Chapter IX/3, Institut für Bodenkultur, Vienna 1996, Austria.
- [12] Kadlec R.H., Knight R.L., *Treatment wetlands*, Boca Raton, Lewis-CRC Press, FL 1996, USA.
- [13] Kowalik P., Obarska-Pempkowiak H., Gajewska M., *Usuwanie związków azotowych w oczyszczalniach hydrofitowych w Polsce*, Mat. VII Ogólnopolskiego Seminarium nt. Eksploatacja Oczyszczalni Ścieków, Sielpia k. Kielc, wrzesień 1997, s. 247–250.
- [14] Miłaszewski R., Skarbek R., *Budowa oczyszczalni gruntowo-korzeniowych w ramach projektu UNEP-WHO nt. Ograniczenie zanieczyszczeń obszarowych pochodzących z rolnictwa w zlewni Wisła*, I Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna nt. *Oczyszczalnie hydrobotaniczne*, Wydział Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej, Gdańsk, wrzesień 1995, s. 85–95.
- [15] Müller V., Lütznert K., *Kolmatacja oczyszczalni roślinnych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1999 nr 9.
- [16] Obarska-Pempkowiak H., Skarbek R., Sikorski M., *Assessment of constructed wetlands in Lublin and Ostrołęka region emerged under UNEP-WHO Office of the Program for Environmental Impact Assessment of Polish Ministry of Environmental Protection*, Natural Resources and Forestry, Warsaw, December 1997.
- [17] Obarska-Pempkowiak H., *Nutrient cycling and retention in constructed wetland system in Darżlubie near Puck Bay Southern Baltic Sea*, ed. J. Vymazal, „Nutrient Cycling and Retention in Natural and Constructed Wetlands”, Backhuys Publishers, Leiden 1999, The Netherlands, s. 41–48.
- [18] Obarska-Pempkowiak H., Ozimek T., *Efficiency of wastewater treatment in an improved constructed wetland*, „Polskie Arhiwum Hydrobiologii” 2000 nr 47 (2), s. 247–256.
- [19] Obarska-Pempkowiak H., *Oczyszczalnie hydrofitowe*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2002, s. 214.
- [20] Platzer C., *Enhanced nitrogen elimination in subsurface flow artificial wetlands – a multi stage concept*, Proceedings of 5th International conference on wetland system for water pollution control, Universitaet fuer Bodenkultur Wien and International Association on Water Quality, Vienna 1996, s. 1/7–9.
- [21] Platzer C., Mauch K., *Evaluations concerning soil clogging in vertical flow reed beds-mechanisms, parameters, consequences and.. solutions?* Proceedings of 5th International Conference on Wetland System for Water Pollution Control, Universitaet fuer Bodenkultur Wien and International Association on Water Quality, IV/2–1, Vienna 1996.
- [22] Sadecka Z., *Seasonal removal of contaminants in constructed wetlands*, in: Proc. of Inter. Conference „Bewachsene Bodenfilter. Grenzübergreifender Informationstransfer. Umwelt Stiftung, St. Marienthal, Ostritz 2001, Germany.
- [23] Tanner C.C., Sukias J.P., *Accumulation of organic solids in gravel-bed constructed wetlands*, „Water Science & Technology” 1995 No 32 (3), s. 229–239.

- [24] Vymazal J., *Czech Republic. Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*, eds. J. Vymazal, H. Brix, P.F. Cooper, M.B. Green, R. Haberl, Backhuys Publishers, Leiden 1998, The Netherlands, s. 95–121.
- [25] Vymazal J., *Nitrogen removal in constructed wetland with horizontal subsurface flow-can we determine the key process? Nutrient Cycling and Retention in Natural and Constructed Wetlands*, ed. J. Vymazal, Backhuys Publishers, Lieden 1999, The Netherlands, s. 1–17.

CONSTRUCTED WETLAND SYSTEMS: EXPERIENCES FROM THE PAST AND FUTURE NEEDS

Summary

In the period from 1995 to 2000 investigations of pollutants removal at 11 individual pilot household as well as 4 local plants equipped with one stage horizontal flow bed and 4 local communities equipped with hybrid reed wetland systems composed of HF-CW and VF-CW filters were carried out. It was found out that sufficient removal efficiency of organic matter (70-90%) took place in the HF filters. The removal of nitrogen took place in VF beds and HF beds (denitrification) applied as the second and the third stage of primary hybrid treatment. The removal of nitrogen was limited by efficiency of nitrification process in VF beds in wetland systems.

Wetland systems are an interesting alternative for traditional sewage treatment systems used in rural areas.

BADANIA NAD ZASTOSOWANIEM KOAGULACJI WSPOMAGAJĄCEJ BIOLOGICZNE USUWANIE PESTYCYDÓW

Streszczenie

Powszechna obecność herbicydów w wodach powierzchniowych, pomimo krótkiego czasu ich półrozkładu, wydaje się być podstawą ukazania wielkości problemu i jednocześnie niepożądanym jego skutkiem masowego stosowania środków ochrony roślin. Należy przy tym zaznaczyć, iż niewielki zaledwie procent obecności tych związków w wodach stanowią spływy z pól uprawnych. Główne źródła zanieczyszczenia stanowią ścieki niosące tak katastrofalny ładunek, powstające w zakładach produkujących pestycydy, w stacjach mycia i odkażania aparatury agrotechnicznej i wreszcie na terenach miast obejmujące wszelkie dziedziny zastosowania.

Ze względu na problem, jaki stwarza obecność w wodzie już minimalnych ilości pestycydów, należy dążyć do całkowitego usunięcia ich ze ścieków. W poniższej publikacji autorzy przedstawiają wyniki badań nad rozkładem wybranych SOR ze ścieków metodami biodegradacji tlenowej ze wspomaganie koagulacji.

Wstęp

Działalność człowieka w przyrodzie jest tym czynnikiem, jaki zakłóca wszystkie naturalne zależności wewnątrz ekosystemu. Powoduje to jego ubożenie i upraszczanie. Dotyczy to liczby gatunków, struktury gleby oraz cyklu krążenia substancji odżywczych, który staje się otwarty. Za graniczną datę przekształceń niebezpiecznych dla biosfery wydaje się słuszne przyjęcie momentu zbudowania pierwszego stosu atomowego w USA w 1942 roku. Z tą datą wiąże się produkowanie i stosowanie pestycydów na światową skalę oraz eksplozywny wzrost demograficzny, pociągający za sobą wzrost wytwarzanych produktów żywnościowych, a tym samym masowe stosowanie środków ochrony roślin (SOR). Efektem tego rozwoju stało się powszechne zanieczyszczenie wód, powietrza, zatrucie gleb, masowy zanik gatunków roślin i zwierząt oraz szerzenie się chorób związanych z zanieczyszczeniem środowiska.

Powszechna obecność herbicydów w wodach powierzchniowych, pomimo krótkiego czasu ich półrozkładu, wydaje się być podstawą ukazania wielkości problemu i jednocześnie niepożądanym jego skutkiem. Należy przy tym zaznaczyć, iż niewielki zaledwie procent obecności tych związków w wodach stanowią spływy z pól uprawnych. Główne źródła zanieczyszczenia stanowią ścieki niosące tak katastrofalny ładunek, powstające w zakładach produkujących pestycydy, w stacjach mycia i odkażania aparatury agrotechnicznej i wreszcie na terenach miast obejmujące wszelkie dziedziny zastosowania.

Ze względu na problem, jaki stwarza obecność w wodzie już minimalnych ilości pestycydów, należy dążyć do całkowitego usunięcia ich ze ścieków. W poniższej publikacji autorzy przedstawiają wyniki badań nad rozkładem wybranych SOR ze ścieków metodami biodegradacji tlenowej ze wspomaganie koagulacji.

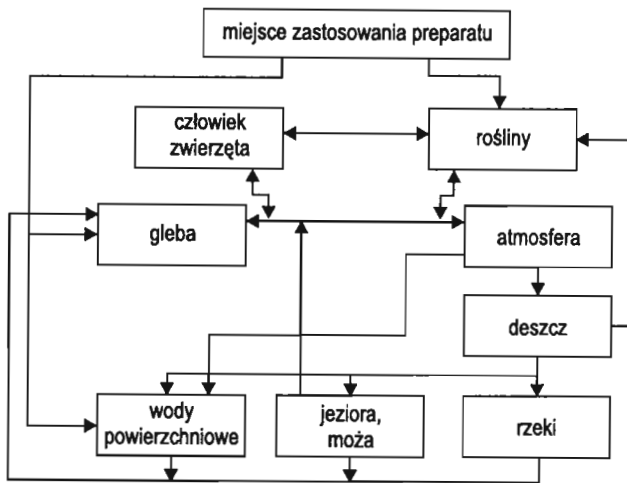
I. Krążenie pestycydów w środowisku

Najważniejszymi wielkościami w ocenie wpływu SOR na struktury, funkcje ekosystemów i dynamikę ekosystemów są: gęstość populacji, zmienny skład w strukturach dominujących, różnorodność gatunków, redukcja biomasy oraz zmiany przestrzennego rozproszenia organizmów, biologicznej fluktuacji i reprodukcji. Uwzględniając rosnące znaczenie zintegrowanej ochrony roślin oraz jej daleko idącą przydatność, w ocenie wpływu SOR na środowisko stawia się ekologiczno-chemiczne aspekty agrochemikaliów przeciwko biotycznym i abiotycznym podziałom i odbudowie ekosystemów.

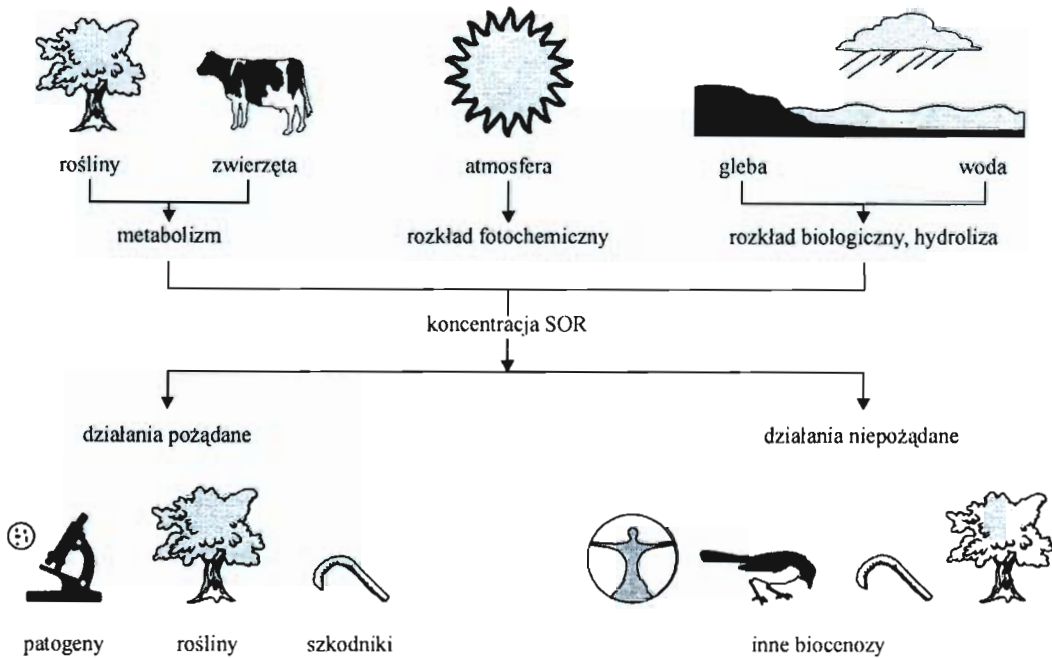
Złożony jest charakter ogólnego schematu krążenia (rysunek 1) i przemieszczania się pestycydów w środowisku. Najprościej można go określić jako łańcuch, którego pierwszym ogniwem jest roślina, a ostatnim człowiek i zwierzęta. SOR wprowadzane do środowiska przyrodniczego mogą pozostać w nim dość długo, a także rozprzestrzeniać się różnymi sposobami w inne miejsca. W obiegu preparatów w przyrodzie ważną rolę odgrywa postać stosowanego związku chemicznego, persystencja oraz sieć zależności troficznych. Fizykochemiczne cechy środków mogą spotęgować przedostawanie się ich do środowiska. Znajomość trwałości związków chemicznych w poszczególnych elementach środowiska umożliwia prześledzenie ich losu w przyrodzie. Następuje tu krążenie preparatu, który na człowieka może oddziaływać przez poszczególne człony jego otoczenia [1].

Wędrowka pestycydów (rysunek 2) w przyrodzie sprzyja rozprzestrzenianiu skażeń. Często towarzysząca jej biokumulacja w naturalnym cyklu żywieniowym zwierząt staje się przyczyną zniszczenia biosfery.

Rysunek 1. Obieg pestycydów w przyrodzie



Rysunek 2. Wpływ pestycydów na organizmy



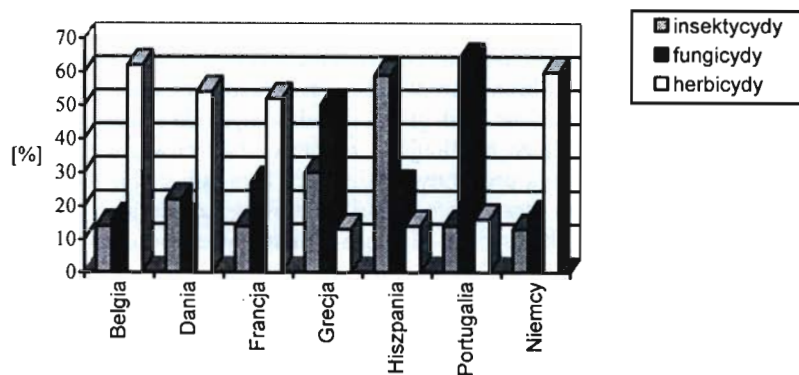
2. Zużycie herbicydów

Analizując zużycie poszczególnych SOR w różnych państwach Europy Zachodniej można zauważyć, iż najczęściej stosowanymi preparatami w krajach o najlepiej rozwiniętej gospodarce rolnej są herbicydy (rysunek 3).

Zasady stosowania pestycydów w Polsce są podobne do zasad praktykowanych w innych krajach Europy Zachodniej. Wielkości liczbowe ilościowego zużycia pestycydów podaje tabela 1. Ilości te mają tendencje wzrostowe, pomimo, iż w porównaniu z innymi krajami na świecie są zdecydowanie mniejsze w przeliczeniu na gram substancji aktywnej rozrzuconej na hektarze upraw: Polska – 900gs.a./ha, Niemcy – 3000gs.a./ha, Francja – 2000gs.a./ha, Japonia – 1000g.s.a./ha [3].

Najnowsze dane dotyczące zużycia pestycydów w Polsce wskazują, że obecnie najpowszechniej stosowanymi środkami chwastobójczymi są pochodne kwasu fenoksyoctowego (2,4-D) – rysunek 4, tabela 1. Były one pierwszymi herbicydami wyprodukowanymi przez przemysł jeszcze w czasie drugiej wojny światowej.

Rysunek 3. Charakterystyka zużycia najważniejszych pestycydów [2]



Rysunek 4. Zużycie poszczególnych pestycydów w Polsce [4]

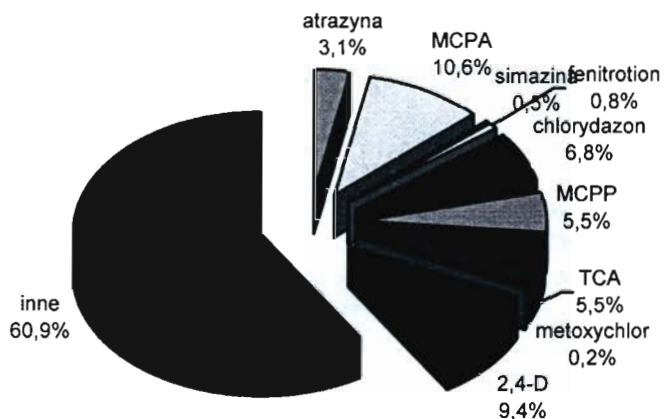


Tabela 1. Produkcja pestycydów na potrzeby rolnictwa w latach 1990-2001

Pestycydy	1990	1995	1996	1997	2000	2001
	W tonach					
W masie towarowej	19435	19687	25331	25612	22164	22213
Owadobójcze	1605	1154	1199	1758	2533	1976
Grzybobójcze i zaprawy nasienne	3997	3350	4876	5367	4686	5285
Chwastobójcze i hormonalne	12678	13476	17432	16339	13233	14662
Gryzoniobójcze	189	139	94	53	53	33
Pozostałe	966	1568	1730	2095	1659	257
W substancji aktywnej	7548	6962	9420	9501	8848	8855

Źródło: opracowanie własne na podstawie [5].

Zagadnienie nierolniczego wykorzystania pestycydów zostało naświetlone w opracowaniu wykonanym w Departamencie Środowiska Wielkiej Brytanii. Okazało się, że zagrożenie środowiska następuje nie tylko poprzez rolnicze użytkowanie tych substancji, ale również w innych dziedzinach gospodarki. Omawiany problem w warunkach polskich odpowiada kanonom zachodnioeuropejskim.

Herbicydy używane są przez zarządy lotnisk, autostrad i urzędy gospodarki wodnej. Szczególnie duże ilości tych związków użytkuje kolejnictwo dla niszczenia chwastów wzdłuż linii kolejowych (są to wielkości rzędu tysięcy ton na rok produktów handlowych). Władze komunalne również stosują znaczne ilości środków chwastobójczych przy utrzymaniu dróg lokalnych i ulic. Są one używane też do utrzymania parkingów. Urzędy komunalne Niemiec stosują je nawet w celu poprawienia stanu zieleni miejskiej [6].

Ze względu na problem, jaki stwarza obecność w wodzie już minimalnych ilości pestycydów, należy dążyć do całkowitego usunięcia ich ze ścieków, przy czym ogromna różnorodność związków stosowanych jako SOR, sprawia, że nie można mówić o jednej metodzie uniwersalnej. Dla każdego środka powinny być opracowane indywidualne metody jego niszczenia. Na temat biologicznego oczyszczania ścieków z zanieczyszczeń pestycydowych nastąpiła znaczna ewolucja poglądów. W latach ubiegłych przeważało mniemanie, że większość tych związków ulega biodegradacji powoli i w nieznacznym stopniu. Nowe badania wykazują, iż zdolności adaptacyjne bakterii i innych drobnoustrojów do rozkładu wielu substancji pestycydowych otwierają szerokie możliwości przed metodami biologicznymi.

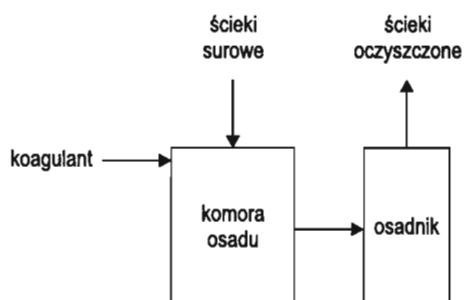
3. Część badawcza

Prowadzone przez autorów niniejszego artykułu badania na Politechnice Białostockiej polegały na określeniu efektywności oczyszczania ścieków zawierających wybrane środki ochrony roślin metodami tlenowymi przy uwzględnieniu wpływu na parametry technologiczne procesów biodegradacji dodawanych do ścieków koagulantów.

Do doświadczeń wytypowano środki chwastobójcze eliminujące z upraw zbóż chwasty dwuliścienne. Największą skutecznością w zwalczaniu tych roślin wykazują preparaty zawierające taką substancję aktywną jak 2,4-D, których przedstawicielem jest Aminopielik D. W jednym litrze komponentu handlowego zawiera on 417,5g kwasu 2,4-dichlorofenoksyoctowego oraz 32,5g dikamby czyli kwasu 3,6-dichloro-2-metoksybenzoesowego w formie soli 2-metyloaminowych.

Badania prowadzono w skali laboratoryjnej przy zachowaniu parametrów urządzeń niskoobciążonych z zastosowaniem własnych modeli komór czynnego. Ciąg badawczy stanowiły modele laboratoryjne komór napowietrzania mające kształt walcowatych zbiorników o objętości 30 l, które połączono elastycznym przewodem o średnicy 2,5 cm z walcowatym osadnikiem wtórnym pojemności 15 l. Ścieki oczyszczone w komorze przepływały do osadnika a następnie odpływały do kanalizacji. Dawkowanie ścieków surowych zmieszanych z koagulantem odbywało się systemem ciągłym przy pomocy pompy perystaltycznej. Ścieki oczyszczone odpływały z osadnika wtórnego poprzez zawór górny. Zaworem dolnym realizowano recyrkulację osadu do komory napowietrzania. Mieszanie ścieków z kłaczkami osadu oraz ich natlenianie umożliwiało powietrze doprowadzone do urządzeń przy pomocy dyfuzorów membranowych, talerzowych firmy ENVICON utrzymując w komorze stałą ilość tlenu, czyli 4-5 gO₂/l oraz umożliwiając flokulację.

Rysunek 5. Schemat układu badawczego



Badania wpływu Aminopielika D na procesy biologicznego oczyszczania wymagało analitycznej kontroli parametrów charakteryzujących pracę osadu czynnego. W ściekach dopływających i odpływających z urządzeń badano: odczyn (pH), chemiczne zapotrzebowanie tlenu (ChZT-Cr i ChZT-Mn), biochemiczne zapotrzebowanie tlenu (BZT₅), azot amonowy, azot azotynowy, azot azotanowy, koncentrację oraz indeks osadu, sprawdzano także analitycznie stężenie 2,4-D, jako substancji aktywnej w wybranym preparacie, w ściekach metodą chromatografii cienkowarstwowej.

Etap badań właściwych poprzedzał etap wpracowywania układu. Nie prowadzono hodowli osadu, lecz przywieziono go z miejskiej oczyszczalni ścieków i dawkowano wzrastające ilości ścieków. ~~Powodowało to zwiększenie~~ obciążenia komór ładunkiem zanieczyszczeń i adaptowanie do nowych warunków. Okres wpracowywania trwał 7 dni i zakończono go po uzyskaniu zadowalających, stałych wyników pracy urządzeń wyrażających się wysokim stopniem usuwania zanieczyszczeń ze ścieków. Etap badań osadu czynnego zasilanego ściekami syntetycznymi w obecności pestycydów prowadzono przy następujących dawkach Aminopielika D w 1litrze ścieków surowych: 5, 10, 20, 30, 50 mg/l, co w przeliczeniu na substancje aktywne dawało: 2,0875; 4,175; 8,35; 12,525; 20,875 mg2,4-D/l. Według wcześniejszych badań prowadzonych w latach 1996-2000 [7,8,9] optymalną dawką okazała się dawka 50 mg Aminopielika D w 1litrze ścieków surowych, która nie powodowała jeszcze spadku efektu oczyszczania ścieków, oznaczanych jako ChZT-Cr, poniżej 90%, nie zauważono również zakłóceń w procesie nityfikacji. Przy dawce tej usuwanie 2,4-D ze ścieków następowało w 85%. Dlatego przy tej właśnie ilości pestycydu wprowadzano do ścieków surowych koagulant – obecnie bardzo powszechnie stosowany – siarczan glinu w ilości: 7, 10, 15, 20, 30 i 50 mg/l. Wielkość dawki koagulanta ustalono pierwotnie w oparciu o wartości barwy i mętności ścieków surowych na 7 mg/l, podając kolejne dawki szukano odpowiedzi w ubytku 2,4-D na wyjściu z układu badawczego.

Dodawanie koagulanta do ścieków surowych dawało w niewielkie efekty w usuwaniu Aminopielika D. Przy dawkach najmniejszych preparat nie był jeszcze wcale usuwany, ponieważ podana ilość siarczanu glinu starczała likwidowała jedynie barwę i częściowo zapach oraz zanieczyszczenia i koloidy znajdujące się w ściekach. Przy wyższych dawkach następowało usuwanie podanego pestycydu w 10% przy dawce 15mg/l koagulanta i w 20% przy wszystkich wybranych dawkach wyższych. (tabela 2).

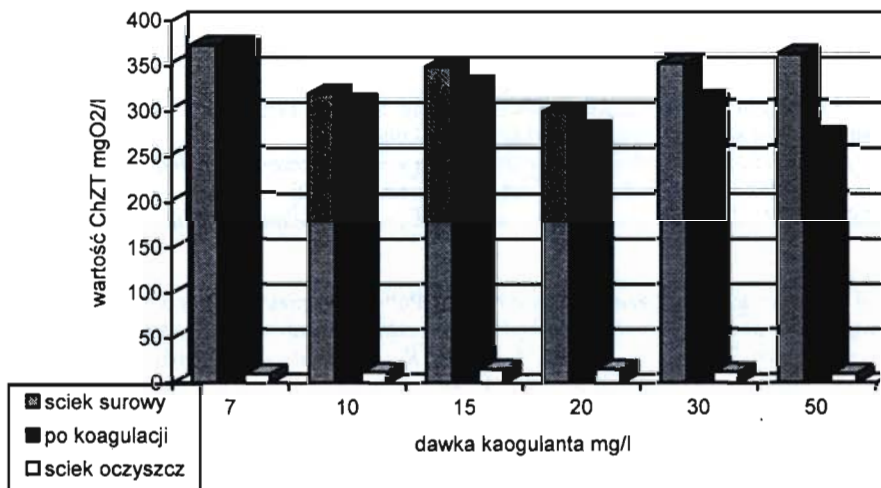
Tabela 2. Efektywność usunięcia pestycydu w poszczególnych procesach oczyszczania

Dawka koagulanta [mg/l]	Ilość 2,4-D przed koagulacją [mg/l]	po koagulacji		po biol. ocz.	
		II 2,4-D [mg/l]	Efekt [%]	II 2,4-D [mg/l]	Efekt [%]
7	50	50	0	7,5	85
10	50	50	0	7,5	85
15	50	45	10	6,2	88
20	50	40	20	6,1	88
30	50	40	20	5,9	89
50	50	40	20	5,5	91

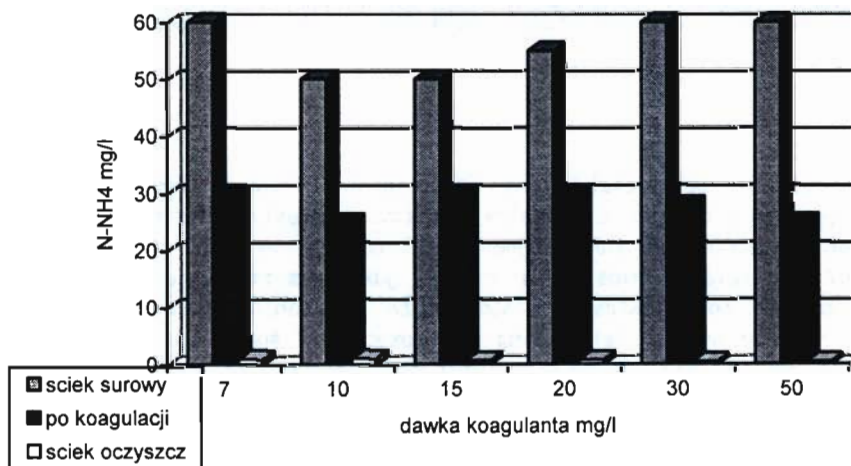
Źródło: badania własne.

Dodatek siarczanu glinu do ścieków pozwolił również na częściowe usunięcie ze ścieków zanieczyszczeń charakteryzowanych jako ChZT-Cr oraz azotu amonowego (rysunek 6 i 7). Należy przy tym zauważyć, że zanieczyszczenia organiczne usuwane były w koagulacji w niewielkim stopniu, tj. w maksymalnie w 20% przy najwyższej dawce. Dodatek koagulanta nie miał wpływu na proces oczyszczania ścieków osadem czynnym, ścieki oczyszczone charakteryzowały się stałymi wartościami ChZT wahającymi się w granicach 10mgO₂/l. Zdecydowanie lepsze efekty zauważono natomiast w redukcji azotu amonowego zawartego w ściekach surowych. Dodawanie koagulanta powodowało jego obniżenie o około 50 przy najwyższych dawkach, dzięki czemu jego zawartość w ściekach oczyszczonych nie przekraczała wartości 1 mg/l. Efektem obniżonych wartości azotu amonowego w ściekach surowych były oznaczane niższe wartości azotu azotanowego i azotanowego w ściekach oczyszczonych (rysunek 8).

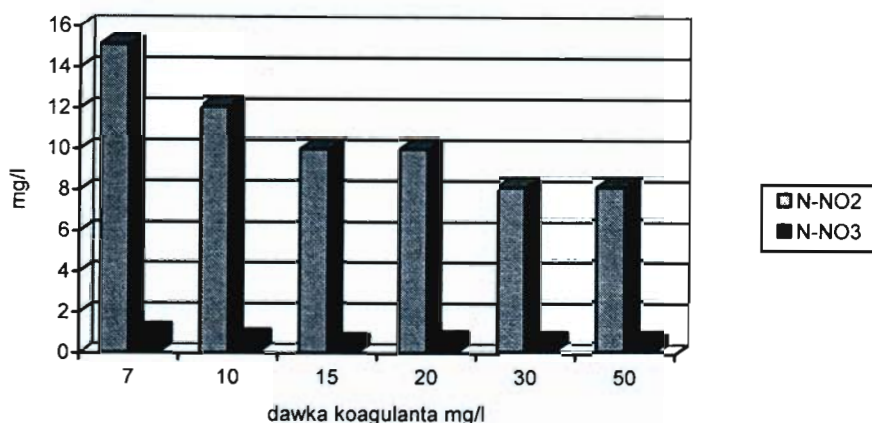
Rysunek 6. Wahania wartości CHZT-Cr w ściekach surowych, ściekach poddanych koagulacji i oczyszczonych osadem czynnym



Rysunek 7. Wahania wartości N-NH₄ w ściekach surowych, ściekach poddanych koagulacji i oczyszczonych osadem czynnym



Rysunek 8. Wahania wartości N-NO₂ i N-NO₃ oczyszczonych osadem czynnym



Wnioski

Siarczan glinu powodował obniżenie zawartości wybranego herbicydu w ściekach surowych o 10% przy najwyższych podawanych dawkach. Zwiększanie ilości koagulanta powyżej dawki 20mg/l nie miało wpływu na zwiększenie efektu usuwania pestycydu. Dodatek koagulanta zapewniał lepsze usuwanie zanieczyszczeń biogennych, co pozwalało na utrzymanie lepszej kondycji osadu czynnego i w efekcie lepsze usuwanie samego herbicydu w komorze napowietrzania.

Literatura

- [1] Korte F., *Lehrbuch der Ökologischen Chemie*, Georg Thieme Verlag, Stuttgart 1992
- [2] Pawłowski L., *Chemia środowiska*, Wyd. Politechniki Lubelskiej, Lublin 1990.
- [3] Zdybiewska M., *Wpływ pestycydów na zanieczyszczenie środowiska wodnego i sposoby ich unieszkodliwiania*, Nowa Technika w Inżynierii Sanitarnej z.15, Wodociągi i Kanalizacja, Arkady, Warszawa 1982.
- [4] Żelechowska R., Makowski Z., *Monitoring pestycydów w wodach powierzchniowych*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1993.
- [5] *Rocznik statystyczny 2001*.
- [6] *The non-agricultural use of pesticides in Great Britain; a report*, „Pollution papers” 1987 nr 3.
- [7] Skoczko I., Ignatowicz-Owsieniuk K., *Różnice w biologicznym rozkładzie kwasów: 2,4-D, MCPA, MCPP (Unterschiede in der biologischen Zersetzung der Säuren: 2.4 - D, MCPA, MCPP)*, Koszty oczyszczania ścieków, Kołobrzeg 1999.
- [8] Szarkowska-Skoczko I., Ignatowicz-Owsieniuk K., Wierzbicki T., *Domieszki środków ochrony roślin w ściekach a efekt biodegradacji*, „Ekoinżynieria” 1998 nr 10, s. 19-25.
- [9] Szarkowska-Skoczko I., Ignatowicz-Owsieniuk K., *Badania nad wpływem wybranego herbicydu (Aminopielika D) na prawidłowy przebieg procesów biodegradacji tlenowej ścieków komunalnych*, XVIII Sympozjum Naukowe Studentów i Młodych Pracowników Nauki, Materiały konferencyjne, Zielona Góra 1996.

INVESTIGATION ABOVE USE OF COAGULATION HELPING BIOLOGICAL REMOVING OF PESTICIDES

Summary

General presence of herbicides in superficial waters, in spite short time of them decomposition, it gives to be itself basis of appearance of size of problem and simultaneously undesirable him result of mass applying of resources of protection of plants. One should to mark at this, that small raft make up percentage of presence of this relationships in waters only just from fields cultivated. Main sources of dirt make up carrying sewages so catastrophic load, which come into being pesticides in producing institutions, in stations of washing and disinfecting of agrotechnical apparatus and on terrains of cities of hugging every field of use. In view of problem, what does presence create in water already minimum quantity of pesticides, one should to aim to total removal of them from sewages. In following publication authors introduce results of investigations choose pesticides from sewages methods of oxygenic biodegradation with aid of coagulation above schedule.

WPŁYW PROMIENIOWANIA MIKROFALOWEGO NA ZAWARTOŚĆ MIKROORGANIZMÓW WSKAŹNIKOWYCH W OSADACH ŚCIEKOWYCH

Streszczenie

Osady ściekowe wykorzystywane w rolnictwie oraz do rekultywacji nieużytków i terenów bezglebowych muszą odpowiadać wymaganiam sanitarnym określonym w rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 1 sierpnia 2002 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych. Stosowane procesy przeróbki osadów, między innymi fermentacja metanowa, nie zawsze gwarantują spełnienie wymagań określonych w Rozporządzeniu i często konieczna jest dodatkowa higienizacja osadów. W artykule przedstawiono wyniki badań bakteriologicznych i parazytologicznych osadów ściekowych kondycjonowanych mikrofalami. Stwierdzono znaczną redukcję bakterii grupy coli, *E.coli* oraz inaktywację bakterii z rodzaju *Salmonella*, jak również zmniejszenie liczebności pasożytów przewodu pokarmowego.

Wstęp

Jedną z metod utylizacji osadów ściekowych jest wykorzystanie osadów do nawożenia gleb, rekultywacji nieużytków i terenów bezglebowych. Zaletą tej metody jest niski koszt. Według [5] udział osadów wykorzystywanych w rolnictwie w krajach UE w roku 2005 wyniesie 45% (w porównaniu do 32% w roku 1995). Pomimo wielu zalet, poważnym ograniczeniem wykorzystania osadów do nawożenia oraz rekultywacji gruntów jest zawartość toksycznych substancji organicznych i nieorganicznych (metale ciężkie) oraz mikroorganizmów patogennych.

Sanitarne właściwości osadów ściekowych uzależnione są od standardu życia i stanu zdrowia populacji zamieszkującej teren zlewni oczyszczalni, rodzaju oczyszczanych ścieków oraz stosowanych metod przeróbki osadów. W osadach ściekowych występują bakterie bezwzględnie chorobotwórcze jak i potencjalnie chorobotwórcze (między innymi *Escherichia coli*, *Salmonella* sp., *Shigella* sp., *Pseudomonas aeruginosa*, *Clostridium perfringens*, *Bacillus anthracis*, *Vibrio cholerae*, *Mycobacterium tuberculosis*) oraz liczne wirusy, pierwotniaki i pasożyty przewodu pokarmowego, a także ich jaja. Do często wykrywanych w osadach ściekowych jaj pasożytów należą takie gatunki, jak glista ludzka (*Ascaris lumbricoides*), glista świńska (*Ascaris suum*), włosogłówka (*Trichuris trichiura*), glista psia (*Toxocara canis*), glista kocia (*Toxocara cati*) owsik ludzki (*Enterobius vermicularis*).

Wymagania sanitarne stawiane osadom ściekowym stosowanym w rolnictwie oraz do rekultywacji określa rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 sierpnia 2002 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych (Dz.U.nr 134 poz. 1140). Zgodnie z rozporządzeniem, osady wykorzystywane w rolnictwie nie powinny zawierać jaj pasożytów jelitowych *Ascaris* sp., *Trichuris* sp. i *Toxocara* sp. w 1 kg s.m., natomiast w przypadku stosowania osadów do rekultywacji na cele rolnicze i nierolnicze liczba jaj pasożytów nie może przekraczać 300 na 1 kg s.m. osadu. Warunkiem stosowania osadów w rolnictwie oraz do rekultywacji gruntów (na cele rolnicze i nierolnicze) jest również brak bakterii z rodzaju *Salmonella*.

Procesy przeróbki osadów, nawet procesy biologicznej stabilizacji, nie gwarantują otrzymania produktu bezpiecznego pod względem sanitarnym. Wprawdzie w procesach stabilizacji zniszczeniu ulega większość wirusów oraz bakterii, jednak cysty i jaja robaków pasożytniczych odznaczają się dużą odpornością na stosowane w oczyszczalniach klasyczne zabiegi przeróbki osadów i przeżywają podczas procesów biochemicznej i chemicznej stabilizacji [8]. Według [1] osady ściekowe po fermentacji nadal zawierają jaja *Ascaris* sp., bakterie z rodzaju *Salmonella*, jak również bakterie coli typu kałowego.

Z tego względu zachodzi potrzeba dodatkowej higienizacji osadów przefermentowanych, jeśli planowane jest ich wykorzystanie do nawożenia gleb lub rekultywacji gruntów. Cel ten może być realizowany w procesach wapnowania, suszenia, czy ewentualnie pasteryzacji. Interesująca byłaby możliwość połączenia dwóch procesów: kondycjonowania osadów w celu poprawy ich podatności na odwadnianie oraz obniżenia zawartości mikroorganizmów patogennych. Zgodnie z badaniami przeprowadzonymi przez Sienkiewicz [11] takie możliwości oferuje traktowanie osadów promieniowaniem mikrofalowym. We wcześniejszych publikacjach omówiono poprawę podatności osadów ściekowych na odwadnianie wskutek kondycjonowania mikrofalami [11, 12]. W niniejszym artykule prezentowane są wyniki badań dotyczących wpływu promieniowania mikrofalowego na zawartość mikroorganizmów wskaźnikowych w osadach z komunalnej oczyszczalni ścieków.

Umieszczenie ośrodka o znacznej zawartości wody w polu mikrofalowym powoduje bardzo szybkie ogrzewanie w objętości, w której nastąpiła penetracja promieniowania. Ta właściwość została wykorzystana m.in. w procesach obróbki żywności na skalę przemysłową oraz w gospodarstwach domowych. Według Funga i Cunninghama [3], efekt oddziaływania mikrofal na mikroorganizmy obecne w żywności uzależniony jest od właściwości żywności (takich jak pH, zawartość wody, skład chemiczny), parametrów promieniowania (na przykład częstotliwość i moc), temperatury do której ogrzewano żywność oraz od fizycznych i chemicznych cech mikroorganizmów. Wykazano również skuteczność zastosowania mikrofal do inaktywacji mikroorganizmów w ośrodkach takich jak woda, gleba oraz gnojowica [9].

I. Metodyka badań

Materiał badawczy stanowiły osady wstępne, mieszane i przefermentowane powstające w komunalnej oczyszczalni ścieków Wschód w Gdańsku, pracującej w zmodyfikowanej technologii UCT. Próbkę osadów ściekowych pobierano w następujących punktach linii technologicznej oczyszczalni:

- osady wstępne ze studzienki po przepompowni osadu wstępnego,
- osady mieszane w miejscu odpowietrzenia rurociągu tłoczego przepompowni osadu mieszanego,
- osady przefermentowane z króćca na ssaniu pompy mieszającej (przed wymiennikami ciepła).

Pobrane próbki osadów transportowano do laboratorium, uśredniano i wykonywano oznaczenia wilgotności, zgodnie z metodyką podaną w Polskich Normach. Uśrednione próbki osadów poddawano kondycjonowaniu mikrofalami.

Kondycjonowanie mikrofalami polegało na umieszczeniu próbki osadu w generatorze mikrofal o częstotliwości 2450 MHz i mocy 550W. Czasy ekspozycji na promieniowanie, dla próbek poddawanych badaniom bakteriologicznym i parazytologicznym, wynosiły 120 s. W wyniku ekspozycji na promieniowanie mikrofalowe temperatura osadów wzrastała do około 65-67°C.

W kontrolnych (niekondycjonowanych) oraz kondycjonowanych próbkach osadów wykonywano oznaczenia bakteriologiczne i parazytologiczne.

2. Badania bakteriologiczne

Analizy bakteriologiczne obejmowały oznaczenia bakterii grupy *coli*, miana *coli* typu kałowego, miana paciorkowców kałowych, miana beztlenowych laseczek z gatunku *Clostridium perfringens* oraz obecności bakterii z rodzaju *Salmonella*. Oznaczenie obecności bakterii z rodzaju *Salmonella* wykonano w Wojewódzkiej Stacji Sanitarnej-Epidemiologicznej w Gdańsku zgodnie z wytycznymi opracowanymi przez Instytut Medycyny Wsi w Lublinie [4]. Pozostałe oznaczenia wykonano w Laboratorium Bakteriologicznym Wydziału Budownictwa Wodnego i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej według metodyki podanej przez Olańczuk-Neyman [10].

Bakterie grupy *coli* oznaczano w systemie dwuprobówkowym na podłożu Fluorocult LMX-Broth, stosując odpowiednie rozcieńczenia. Próby inkubowano w temperaturze 37°C. Obserwacje zmian podłoża prowadzono po 24 i 48 godzinach. Zmianę zabarwienia na niebiesko-zieloną, fluorescencję oraz obecność indolu odczytano jako wynik dodatni.

Paciorkowce kałowe oznaczano w systemie dwuprobówkowym, stosując podłoże płynne Chromocult Enterococci-Broth firmy Merck, stosując odpowiednie rozcieńczenia. Próby inkubowano w temperaturze 37°C. Obserwacje zmian podłoża prowadzono po 24 godzinach. Zmianę zabarwienia pożywki na zielonkawą odczytano jako wynik dodatni.

Bakterie *Clostridium perfringens* oznaczano w systemie dwuprobówkowym na pożywce SGŻ, stosując odpowiednie rozcieńczenia. Próby inkubowano w temperaturze 37°C. Obserwacje zmian podłoża prowadzono po 24 godzinach. Pojawienie się czarno zabarwionych kolonii oraz obecność gazu odczytano jako wynik dodatni.

Obecność bakterii z rodzaju *Salmonella* określano na podstawie namnażania w podłożach selektywnie namnażających oraz izolacji na stałych podłożach różnicująco-selektywnych. Do namnażania bakterii *Salmonella* zastosowano podłoże z czterotianem sodu według Kauffmanna (K) oraz podłoże z kwaśnym seleninem sodu (SF). Podłoża inkubowano w temperaturze 43°C przez 18÷24 godzin. Do różnicowania bakterii z rodzaju *Salmonella* użyto podłoża: Wilson-Blair (WB), *Salmonella-Shigella* (SS) z zielenią brylantową i czerwienią fenolową (BGA). Następnie przeprowadzono badania potwierdzające. Podejrzane kolonie na płytkach z podłożami różnicująco-selektywnymi izolowano i przesiewano na tzw. krótki szereg biochemiczny (izolacyjny). Wyniki odczytano po 24 godzinach inkubacji w temperaturze 37°C. O przynależność do rodzaju *Salmonella* podejrzane były szczepy wykazujące następujące reakcje na stosowanych podłożach: brak rozkładu mocznika, ujemną reakcję na indol, fermentacja glukozy i brak rozkładu laktozy oraz wytworzenie gazu i siarkowodoru na skosie Kliglera, oraz brak rozkładu 10% laktozy. Ze szczepami podejrzanymi o przynależność do rodzaju *Salmonella* wykonano odczyn aglutynacji szkiełkowej z poliwalentną surowicą HM oraz z 3% roztworem wodnym NaCl. Oznaczenie serotypu przeprowadzono ze szczepami aglutynującymi z surowicą HM.

3. Badania parazytologiczne

Badania parazytologiczne polegały na stwierdzeniu obecności zapłodnionych jaj pasożytów należących do *Ascaris sp.*, *Trichuris sp.* i *Toxocara sp.*, czyli wyznaczenia tak zwanego wskaźnika ATT.

Oznaczenie obecności jaj *Ascaris sp.* i *Trichuris sp.* przeprowadzone zostało według Wasilkowej. Zastosowana metoda polegała na flotacji jaj helmintów w nasyconym roztworze azotanu sodu. Przygotowanie próbki przebiegało w następujący sposób: odważano 100 g osadu, dodawano 100 cm³ 5% roztworu NaOH i pozostawiano na okres 1 godziny. Następnie osad wirowano na wirówce laboratoryjnej przez 3 minuty przy 3000 obr·min⁻¹. Po odwirowaniu zaznaczano poziom górny cieczy nadosadowej, dekantowano ciecz nadosadową i uzupełniano próbkę nasyconym roztworem NaNO₃ do zaznaczonego uprzednio poziomu. Osad wraz z roztworem dokładnie mieszano szklaną bagietką, a następnie wirowano przez 3 minuty przy prędkości 3000 obr·min⁻¹. Po zakończeniu wirowania bardzo ostrożnie odciągano pipetą górną warstwę cieczy z jajami pasożytów, które wyflotowały na powierzchnię. Czynność wirowania powtarzano trzykrotnie. Uzyskany materiał sączono przez filtr membranowy o średnicy porów 3-5 μm, umieszczony w zestawie z pompą próżniową. Filtr przenoszono na szkiełko, a następnie poddawano obserwacjom mikroskopowym przy powiększeniu 200 razy. Wykrywanie obecności jaj *Toxocara sp.* przeprowadzono zgodnie z metodyką podaną przez Gundlach i wsp. [4]. Do 100 g osadu umieszczonego w zlewce dodawano 100 cm³ 0,0025% roztworu Tween80. Następnie próby homogenizowano i filtrowano przez gazę młyńską o średnicy 180 μm. Przygotowany osad wirowano w probówkach przez 10 minut przy prędkości 3000 obr·min⁻¹. Po zakończeniu wirowania dekantowano ciecz nadosadową i ponownie zalewano osad roztworem Tween 80, homogenizowano i wirowano. Po odwirowaniu i zdekantowaniu cieczy nadosadowej, osad zalewano nasyconym roztworem NaCl do powstania w probówce menisku wypukłego. Następnie probówkę nakrywano szkiełkiem o wymiarach 45×75 mm. Po upływie 30 minut niezbędnych do flotacji jaj, odciągano powierzchniową warstwę płynu z probówki. Szkiełko zdejmowano i przykrywano drugim. Tak otrzymany preparat oglądano pod mikroskopem przy powiększeniu 200 razy. W przypadku wykrycia zapłodnionych jaj należących do ATT badany materiał poddawano dalszej hodowli w celu obserwacji rozwoju larw.

4. Wyniki i dyskusja

4.1. Badania bakteriologiczne

Wyniki badań bakteriologicznych przedstawiono na rysunkach 1-2 oraz w tabelach 1-2. Porównując otrzymane wyniki badań stwierdzono radykalne zmniejszenie liczebności bakterii grupy *coli* oraz *E.coli* w osadach poddawanych działaniu mikrofal. W osadzie wstępnym NPL bakterii grupy *coli* oraz *E. coli* obniżyło się o 8 rzędów wielkości, zaś w osadzie przefermentowanym – o 6 rzędów wielkości. W obu przypadkach NPL bakterii w osadach traktowanych mikrofalami spadło niemal do zera. Paciorkowce kałowe oraz *Cl. perfringens* nie były tak podatne na destrukcję przez promieniowanie mikrofalowe. Liczba paciorkowców kałowych w osadzie przefermentowanym nie uległa zmianie, zaś w osadzie wstępnym zmniejszyła się o jeden rząd wielkości, a ponieważ początkowa zawartość paciorkowców w osadzie wstępnym była niewielka, redukcja o jeden rząd wielkości oznaczała niemal całkowite ich zniszczenie. Natomiast NPL *Cl. perfringens* wykazało niewielki wzrost w porównaniu z osadami surowymi (niekondycjonowanymi) (o jeden rząd wielkości w osadzie wstępnym i dwukrotny w osadzie przefermentowanym). Bakterie z rodzaju *Salmonella* (z grupy O:7 – C₁O) były obecne jedynie w osadzie wstępnym, nie poddanym naświetlaniu mikrofalami. W osadzie traktowanym mikrofalami nie wykryto bakterii z rodzaju *Salmonella*, co oznacza, iż promieniowanie mikrofalowe spowodowało ich destrukcję.

Wyniki badań bakteriologicznych wskazują, że promieniowanie mikrofalowe w niejednakowy sposób oddziałuje na różne rodzaje bakterii. Całkowite zniszczenie bakterii z grupy *coli*, bakterii *E. coli* oraz bakterii z rodzaju *Salmonella* potwierdza tezę, iż promieniowanie mikrofalowe posiada zdolność inaktywacji bakterii znajdujących się w osadzie. Brak redukcji liczby bakterii *Cl. perfringens* wskazuje, iż najprawdopodobniej bakterie te są odporne na oddziaływanie promieniowania mikrofalowego przy zastosowanym czasie ekspozycji. Być może wydłużenie czasu ekspozycji i osiągnięcie wyższej temperatury osadu spowodowałoby zmniejszenie ilości tych bakterii. Jest to tym bardziej prawdopodobne, że laseczki *Cl. perfringens* należą do bakterii przetrwalnikujących. Formy przetrwalnikowe zawierają jedynie około 10% wody, co tłumaczy ich większą odporność na działanie mikrofal. Z kolei wzrost liczby bakterii *Cl. perfringens* w osadach napromieniowanych w porównaniu do próbek kontrolnych wynikać może ze zmiany struktury osadów i ujawnienia komórek bakterii, które wcześniej znajdowały się wewnątrz kłaczków osadu. Brak redukcji paciorkowców kałowych w osadzie przefermentowanym sugeruje, że bakterie te mogą być odporne na oddziaływanie promieniowania mikrofalowego przy zastosowanym czasie ekspozycji. Być może wydłużenie czasu ekspozycji i osiągnięcie wyższej temperatury osadu spowodowałoby zmniejszenie ich liczebności.

Tabela 1. Wyniki analizy bakteriologicznej osadów ściekowych

Wskaźnik	Osad wstępny, niekondycjonowany		Osad wstępny, kondycjonowany MKF ^a		Osad przefermentowany, niekondycjonowany		Osad przefermentowany, kondycjonowany MKF	
	NPL w 100 cm ³	miano	NPL w 100 cm ³	miano	NPL w 100 cm ³	miano	NPL w 100 cm ³	miano
<i>bakt. gr. coli</i>	240 000 000	0,0000004	6	17	6 200 000	0,00002	<5	>20
<i>E. coli</i>	240 000 000	0,0000004	<5	>20	6 200 000	0,00002	<5	>20
<i>paciorkowce kałowe</i>	600	0,17	<50	>0,2	620 000	0,0002	620 000	0,0002
<i>Cl. perfringens</i>	6 200 000	0,00002	24 000 000	0,000004	1 300 000	0,00008	2 400 000	0,00004

^a MKF – mikrofała

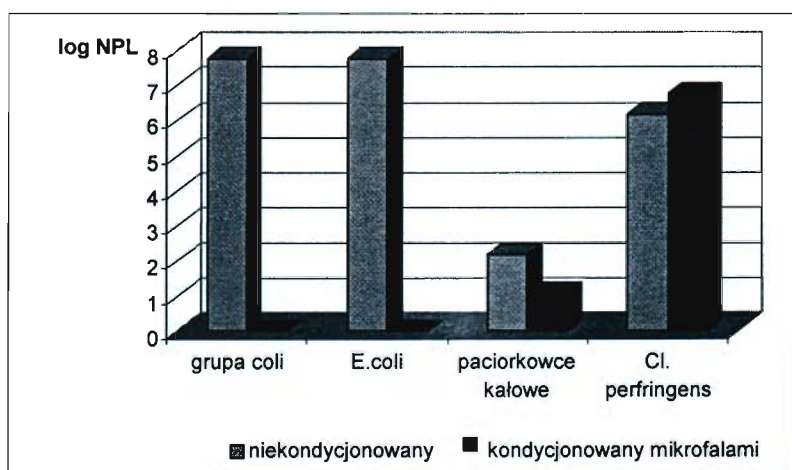
Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Wyniki badania obecności bakterii z rodzaju *Salmonella* w próbkach osadów ściekowych niekondycjonowanych oraz kondycjonowanych mikrofałami.

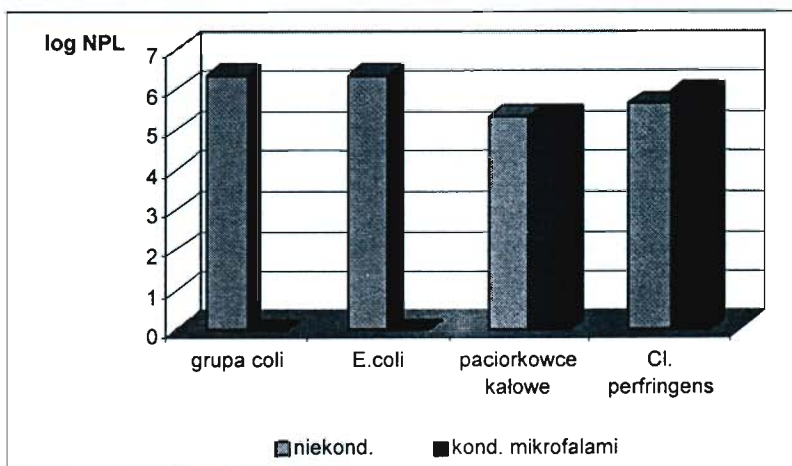
Rodzaj osadu	Wynik
wstępny, niekondycjonowany	obecna <i>Salmonella</i> z grupy O:7 (C:O)
wstępny, kondycjonowany mikrofałami	nie wyizolowano
przefermentowany, niekondycjonowany	nie wyizolowano
przefermentowany, kondycjonowany mikrofałami	nie wyizolowano

Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 1. Liczebność bakterii w przeliczeniu na 1 g s.m. dla osadu wstępnego, niekondycjonowanego oraz kondycjonowanego mikrofałami



Rysunek 2. Liczebność bakterii w przeliczeniu na 1 g s.m. dla osadu przefermentowanego, niekondycjonowanego oraz kondycjonowanego mikrofałami



4.2. Badania parazytologiczne

W przeprowadzonych badaniach parazytologicznych w żadnej z badanych prób nie wyizolowano zapłodnionych jaj pasożytów należących do grupy ATT. Stwierdzono natomiast, iż badane osady charakteryzowały się licznym występowaniem innych pasożytów, takich jak pierwotniaki, helminty, a zwłaszcza przywry czyli bezkręgowce pasożytnicze należące do płazińców. W przypadku osadu mieszanego przed naświetlaniem mikrofalami stwierdzono także obecność nie zapłodnionych jaj *Toxocara* sp. i *Ascaris* sp. Wyniki badań przedstawiono w tabelach 3 i 4.

Tabela 3. Obecność zapłodnionych jaj pasożytów jelitowych należących do ATT w badanych osadach

Rodzaj osadu	Sucha masa	Obecność organizmów w kg s.m. osadu			
		<i>Ascaris</i> sp.	<i>Trichuris</i> sp.	<i>Toxocara</i> sp.	Inne
Osad wstępny	3,5%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	obecne
Osad mieszany	4,5%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	obecne
Osad prefermentowany	3,0%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	obecne
Osad wstępny kondycjonowany mikrofalami	3,5%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	brak
Osad mieszany kondycjonowany mikrofalami	4,5%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	redukcja
Osad prefermentowany kondycjonowany mikrofalami	3,0%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	redukcja

Źródło: opracowanie własne.

Spośród osadów nie poddanych działaniu mikrofal największą różnorodnością biologiczną charakteryzował się osad mieszany, który zawierał liczne jaja przywr kocich, cysty orzęsków oraz jaja roztoczy. W osadzie mieszanym wykryto także nie zapłodnione jaja *Toxocara* sp. i *Ascaris* sp. w ilości odpowiednio 44 i 22 sztuki na kg s.m. osadu. W osadach wstępnym i prefermentowanym, nie traktowanych mikrofalami, nie wyizolowano zapłodnionych ani też nie zapłodnionych jaj należących do ATT. Najmniej organizmów wykryto w osadzie prefermentowanym. Związane jest to z faktem, że większość pasożytów potrzebuje do swego rozwoju tlenu, a optymalna temperatura jest uzależniona od badanego gatunku i kształtuje się na poziomie 21-30^o C.

Tabela 4. Obecność nie zapłodnionych jaj pasożytów jelitowych należących do ATT w badanych osadach

Rodzaj osadu	Sucha masa	Obecność organizmów w kg s.m. osadu			
		<i>Ascaris</i> sp.	<i>Trichuris</i> sp.	<i>Toxocara</i> sp.	Inne
Osad wstępny	3,5%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	obecne
Osad mieszany	4,5%	22	nie stwierdzono	44	obecne
Osad prefermentowany	3,0%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	obecne
Osad wstępny kondycjonowany mikrofalami	3,5%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	brak
Osad mieszany kondycjonowany mikrofalami	4,5%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	duża redukcja
Osad prefermentowany kondycjonowany mikrofalami	3,0%	nie stwierdzono	nie stwierdzono	nie stwierdzono	redukcja

Źródło: opracowanie własne.

Wpływ promieniowania mikrofalowego na zawartość mikroorganizmów był najbardziej widoczny w przypadku badania osadu wstępnego. W osadzie nienaświetlanym zaobserwowano szereg jaj i cyst pasożytów, które po napromieniowaniu mikrofalami ulegały zniszczeniu. Najczęściej jaja były zdeformowane, odkorowane (pozbawione skorupy zewnętrznej), popękane i puste w środku. W przypadku pozostałych dwóch rodzajów osadów nastąpiła znaczna redukcja liczby zaobserwowanych jaj pasożytów. Wśród wyizolowanych cyst i jaj część była zniszczona, a część pozostała bez istotnych i widocznych zmian.

Pomimo, iż w trakcie badań parazytologicznych nie wyizolowano pasożytów należących do grupy ATT, potwierdziły one obecność w osadzie wielu innych organizmów pasożytniczych. Promieniowanie mikrofalowe powodowało widoczne pod mikroskopem uszkodzenia jaj i cyst pasożytów. Ze względu na fakt, że w osadach przed naświetlaniem mikrofalami nie wyizolowano zapłodnionych jaj ATT nie można z całą pewnością stwierdzić, czy ekspozycja na promieniowanie mikrofalowe spowodowałaby ich inaktywację. Jednakże sądząc po uszkodzeniach, jakie nastąpiły w jajach i cystach innych mikroorganizmów, można przypuszczać, iż mikrofały mogą skutecznie inaktywować również organizmy należące do ATT. Wskazują na to również badania niemieckie cytowane przez Niederwöhrmeiera i in. [9] nad zastosowaniem mikrofal do inaktywacji pasożytów bytujących w glebie, w których wykazano, iż promieniowanie mikrofalowe o mocy 650 W w czasie 120 sekund powodowało całkowite wstrzymanie produkcji nowych cyst pasożyta *Heterodera schachtii*.

5. Mechanizm oddziaływania mikrofal na mikroorganizmy w osadzie ściekowym

W wyniku kondycjonowania próbek osadów ściekowych mikrofalami w czasie 120 s, ich temperatura wzrastała do około 65-67°C. Niewątpliwie wzrost temperatury przyczyniał się do inaktywacji mikroorganizmów. Nie jest jednak jasne, czy oddziaływanie temperatury było jedynym czynnikiem powodującym poprawę jakości mikrobiologicznej badanych osadów. Warto na przykład zauważyć, iż temperatura próbek rosła stopniowo w trakcie procesu kondycjonowania i temperaturę 65-67°C uzyskiwano pod koniec tego procesu – w trakcie temperatury były więc niższe. Dodatkowo czas oddziaływania podwyższonej temperatury był stosunkowo krótki.

Liczne badania nad wpływem mikrofal na organizmy w różnych ośrodkach, takich jak żywność, woda, gleba, gnojowica [9, 3] oraz na czyste kultury bakterii [13] wykazały, iż mikrofałe powodują inaktywację mikroorganizmów w temperaturach niższych od wymaganych do pasteryzacji termicznej [7, 6]. Dodatkowo, w przypadku ogrzewania mikrofalowego, czas oddziaływania podwyższonej temperatury wystarczający do inaktywacji mikroorganizmów jest bardzo krótki – w badaniach Niederwöhrmeiera i in. [9] – około 6-10 sekund, w badaniach Woo i in. [13] – około 60-70 sekund – i zależy od mocy użytego promiennika. W przypadku pasteryzacji termicznej wymagane czasy oddziaływania podwyższonej temperatury są znacznie dłuższe i wynoszą kilkanaście do kilkudziesięciu minut. Ponadto, według Dreyfussa i Chipleya [2], komórki bakterii *S. aureus* pod wpływem promieniowania mikrofalowego wykazują większe zachwiania metabolizmu, niż w wyniku traktowania podwyższoną temperaturą.

Ponne i Bartels (1995) powołują się na hipotezę Carrola i Lopeza, postawioną w 1969 roku, która zakłada, że molekuly wchodzące w skład cząstek mikroorganizmów mogą selektywnie pochłaniać promieniowanie mikrofalowe. Jeśli podstawowe białka komórkowe lub molekuly DNA silniej absorbują mikrofałe, wówczas ich nieodwracalna denaturacja może nastąpić przy stosunkowo niskich temperaturach całego ośrodka. Ta hipoteza wyjaśnia stosunkowo niskie temperatury i krótkie czasy wystarczające do inaktywacji takich patogenów jak np. pałeczki *Salmonella*.

Poznanie mechanizmu oddziaływania promieniowania mikrofalowego na mikroorganizmy znajdujące się w osadzie ściekowym będzie wymagało dalszych badań.

Podsumowanie i wnioski

W osadach ściekowych niekondycjonowanych mikrofalami stwierdzono obecność mikroorganizmów chorobotwórczych i warunkowo chorobotwórczych. Traktowanie osadów promieniowaniem mikrofalowym, przy czasie ekspozycji 120 sekund, (wzrost temperatury do około 65-67°C), powodowało destrukcję bakterii z grupy *coli*, *E. coli* oraz bakterii z rodzaju *Salmonella*. Brak redukcji liczby paciorkowców kałowych oraz laseczek *Cl. perfringens* pozwala przypuszczać, iż różne rodzaje bakterii charakteryzują się odmienną odpornością na promieniowanie mikrofalowe. Promieniowanie mikrofalowe powoduje również uszkodzenia jaj i cyst pasożytów przewodu pokarmowego. Ze względu na nieobecność w analizowanych osadach zapłodnionych jaj pasożytów należących do grupy ATT nie stwierdzono inaktywacji tych organizmów.

Uzyskane wyniki wskazują, iż traktowanie uwodnionych osadów ściekowych promieniowaniem mikrofalowym przyczynia się do poprawy ich stanu sanitarnego. Niezbędne są dalsze badania mające na celu poznanie mechanizmu inaktywacji mikroorganizmów przez promieniowanie mikrofalowe oraz zbadanie wpływu mikrofal na inwazyjne jaja pasożytów przewodu pokarmowego.

Literatura

- [1] Bernacka J., Pawłowska L., *Zagospodarowanie i wykorzystanie osadów z miejskich oczyszczalni ścieków*, Instytut Ochrony Środowiska, Warszawa 1994.
- [2] Dreyfuss M.S., Chipley J.R., *Comparison of effects of sublethal microwave radiation and conventional heating on the metabolic activity of Staphylococcus aureus*, „Appl. Environ. Microbiol” 1980 nr 39, s.13-16.
- [3] Fung D.Y.C., Cunningham F.E., *Effect of microwaves on microorganisms in foods*, „J. Food Prot” 1980 nr 43, s. 641-650.
- [4] Gundlach J. L., Sadzikowski A.B., Tomczuk K, *Zanieczyszczenia jajami Toxocara sp. Wybranych środowisk miejskich i wiejskich*, „Medycyna Wet.” 1996 nr 52 (6), s. 395-396.
- [5] Karlsson I., Baader I., Stendahl K., Hansen B., *Wykorzystanie składników wydzielonych z osadu ściekowego. Charakterystyka i zagospodarowanie osadów ściekowych*, t.1, Gdańsk 2000.
- [6] Khalil H., Villota R., *The effect of microwave sublethal heating on the ribonucleic acid of Staphylococcus aureus*, „J. Food Prot” 1989 nr 52, s. 544-548.
- [7] Kozempel M.F., Annous B.A., Cook R.D., Scullen O.J., Whiting R.C., *Inactivation of microorganisms with microwaves at reduced temperatures*, „J. Food Prot” nr 61, s. 582-585.
- [8] Marcinkowski T., *Procesy stabilizacji osadów a efektywność niszczenia organizmów patogennych. Wykorzystanie osadów ściekowych-techniczne i prawne uwarunkowania*, red. J.B.Bień, Częstochowa 1996, s. 119-127.
- [9] Niederwöhrmeier B., R. Bohm, D. Strauch, *Microwave treatment as an alternative pasteurization process for the disinfection of sewage sludge: Experiences with the treatment of liquid manure*, eds. D. Strauch, A.H. Havelaar and P. L’Hermite, Elsevier Applied Science, London 1985, s. 135-147.
- [10] Olańczuk-Neyman K., *Laboratorium z biologii środowiska*, Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1998, s. 237.
- [11] Sienkiewicz E., *Wpływ mikrofal na odwadnianie osadów ściekowych*, rozprawa doktorska, niepublikowana, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2002, s. 185.

- [12] Wojciechowska E., Kowalik P., *Zastosowanie promieniowania mikrofalowego do kondycjonowania osadów ściekowych*, w: *Nowe spojrzenie na osady ściekowe. Odnawialne źródła energii*, red. G.Malina, Wyd. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2003, s. 57-68.
- [13] Woo I.S., Rhee I.-K., Park H.-D., „Applied and Environmental Microbiology” 2002 nr 66, s. 2243-2247.

REDUCTION OF INDICATOR MICROORGANISMS NUMBER IN SLUDGE PROCESSED BY MICROWAVE R-DIATION

Summary

Sewage sludge used for soil fertilization and land reclamation ought to meet requirements defined in Regulation of Environment Department from 1st August 2002, concerning municipal sewage sludge. Sludge processed by commonly used methods, such as anaerobic digestion, usually does not fulfil obligatory conditions and requires further treatment. In the article results of bacteriological and parasitological investigations of sewage sludge conditioned with microwaves are presented. It was found out that the number of faecal coliform bacteria, *E.coli* bacteria and enteric parasites essentially decreased after processing of the sludge with microwaves. Also inactivation of *Salmonella* bacteria in sludge processed with microwaves was observed.

ZMIANY ZAWARTOŚCI PCB W OSADACH ŚCIEKOWYCH PODCZAS STABILIZACJI TLENEJ

Streszczenie

Przeprowadzono badania ilościowo-jakościowe zmian polichlorowanych bifenyli (PCB) w czasie stabilizacji tlenowej osadów ściekowych kondycjonowanych termicznie w temperaturze 70°C. Jako materiał badawczy posłużyły osady ściekowe z miejskiej oczyszczalni ścieków: surowy z osadników wstępnych oraz osad nadmierny. Kontrolę procesu stabilizacji tlenowej prowadzono poprzez pomiar aktywności dehydrogenz osadów ściekowych. Stwierdzono korzystny wpływ sześciogodzinnego kondycjonowania termicznego na przebieg stabilizacji tlenowej. Oznaczone sumaryczne stężenie PCB po procesie stabilizacji osadu kontrolnego nie uległo zmianie, natomiast w kondycjonowanym termicznie osadzie mieszanym zwiększyło się, nie przekraczając wartości normatywnych.

Wstęp

Gospodarka osadowa jest obecnie jednym z trudniejszych problemów w oczyszczalniach ścieków. Większość powstających osadów ściekowych jest odprowadzana na składowiska lub wykorzystywana do celów rolniczych [2, 3].

Część zanieczyszczeń zawartych w ściekach podczas procesów ich oczyszczania kumuluje się w osadach ściekowych. Do takich zanieczyszczeń należą polichlorowane bifenyle. Zagrożenie jakie stwarzają PCB uznano za jeden z globalnych problemów ekologicznych, co spowodowało zaprzestanie ich produkcji i wykorzystywania. Zawartość PCB w osadach może wahać się od kilku setnych części do 10 mg/kg s.m. [3, 4, 5, 6, 7]. Dlatego ważne jest wskazanie metody, dzięki której można uzyskać duży stopień usunięcia PCB podczas przeróbki osadów ściekowych wykorzystując zarówno zawansowane jak i konwencjonalne sposoby ich przeróbki zgodne z przepisami prawnymi [8, 9].

Uważa się za uzasadnione zbadanie wpływu procesu stabilizacji tlenowej na zmiany zawartości PCB w osadach ściekowych. W pracy omówiono zmiany jakościowo-ilościowe wybranych kongenerów PCB po stabilizacji tlenowej osadów ściekowych kondycjonowanych termicznie.

I. Materiał, przebieg i metodyka badań

Materiał badawczy pobrano z Oczyszczalni Ścieków Warta S.A. w Częstochowie. Z osadników wstępnych pobrano osad surowy jako próbę średniodobową. Osad nadmierny pobrano przed i po zagęszczaczu, po czym zmieszano je w proporcji objętościowej 3+2, uzyskując właściwy do dalszych badań osad nadmierny. W wyniku połączenia osadu surowego i nadmiernego właściwego w proporcji objętościowej 1+2 uzyskano osad mieszany przeznaczony do badań stabilizacji tlenowej. Przed przystąpieniem do badań osady cedzono przez sito o średnicy oczek 3 mm.

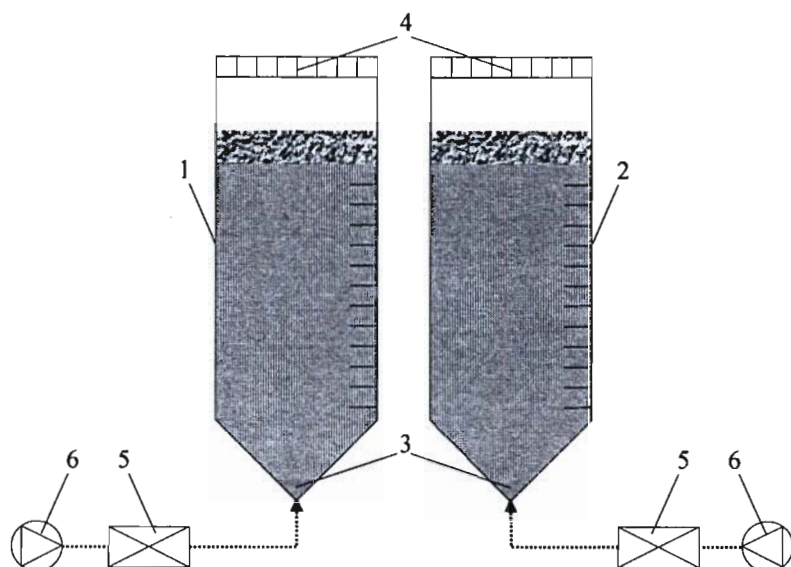
Osad mieszany poddano również kondycjonowaniu termicznemu w temperaturze 70°C w czasie sześciu godzin.

Stabilizację tlenową prowadzono dla osadów mieszanych: niekondycjonowanego (osad kontrolny) i kondycjonowanego. Proces trwający 22 dni prowadzono w temperaturze pokojowej w komorach o pojemności użytecznej 14 litrów (rysunek 1). Osady napowietrzano przy użyciu pomp przepływowych z wydajnością 60 l powietrza/h utrzymując nadmiar tlenu w bioreaktorach. Kontrola procesu polegała na śledzeniu zmian właściwości fizyczno-chemicznych osadów w 0, 2, 4, 6, 8, 10, 13, 16, 19 i 22 dniu stabilizacji tlenowej. Analizę siedmiu kongenerów PCB (o kodach: 28, 52, 101, 118, 138, 153 i 180) przeprowadzono bezpośrednio przed procesem oraz w 8, 16 i 22 dniu stabilizacji. W celu określenia odzysku PCB z matrycy organicznej wykonywano równoległe oznaczenia w osadach wzbogaconych roztworem wzorcowym PCBmix3¹⁾.

mgr inż. Jacek Płoszaj, Politechnika Częstochowska, Katedra Technologii Wody Ścieków i Chemii Środowiska; dr hab. inż. Marta Janosz-Rajczyk, prof. P.Cz., Politechnika Częstochowska, Katedra Technologii Wody Ścieków i Chemii Środowiska; dr Agata Rosińska, Politechnika Częstochowska, Katedra Technologii Wody Ścieków i Chemii Środowiska

¹⁾ PCBmix3 firmy dr Ehrenstorfer – roztwór siedmiu kongenerów PCB o kodach 28, 52, 101, 118, 138, 153 i 180 w izooktanie o stężeniu wynoszącym 10 ng/μl każdy.

Rysunek 1. Schemat stanowiska do stabilizacji tlenowej osadów ściekowych



1. Reaktor z osadem niekondycjonowanym, 2. Reaktor z osadem termicznie kondycjonowanym, 3. Dyfuzory napowietrzające, 4. Pokrywy perforowane, 5. Przepływomierz, 6. Pompy przeponowe

W celu scharakteryzowania właściwości fizyczno-chemicznych osadów ściekowych określono uwodnienie, suchą pozostałość, pozostałość po prażeniu, straty przy prażeniu – metodą bezpośrednią wagową. Zdolność mikroorganizmów do rozkładu związków organicznych wyrażoną aktywnością enzymatyczną dehydrogenaz oznaczono przy użyciu testu TTC. W wodach nadosadowych oznaczono pH, zasadowość, kwasowość – metodą potencjometryczną, ogólny węgiel organiczny (OWO) – metodą spektrofotometrii w podczerwieni za pomocą analizatora Multi N/C.

Oznaczenie PCB przeprowadzono metodą ekstrakcji do fazy stałej (SPE) i analizy chromatografii gazowej ze spektrometrem masowym jako detektorem.

2. Wyniki badań i ich omówienie

Zmiany wybranych właściwości fizyczno-chemicznych osadu kontrolnego podczas procesu stabilizacji tlenowej przedstawiono w tabeli 1, natomiast osadu kondycjonowanego termicznie w tabeli 2.

Tabela 1. Zmiany wybranych właściwości fizyczno-chemicznych osadu kontrolnego podczas stabilizacji tlenowej

Wskaźnik	Jednostka	Doba stabilizacji tlenowej									
		0	2	4	6	8	10	13	16	19	22
pH	-	7,17	7,72	7,99	8,21	8,24	8,25	8,37	8,42	8,43	8,48
Zasadowość	mval/l	7,2	9,3	11,5	15,0	18,8	22,8	27,0	29,1	29,4	30,8
Kwasowość	mval/l	1,1	0,75	0,5	0,45	0,35	0,35	0	0	0	0
Uwodnienie	%	97,05	97,06	97,09	97,26	97,49	97,65	97,72	97,79	97,85	97,94
Sucha pozostałość	g/l	29,50	29,36	29,13	27,41	25,06	23,47	22,78	22,07	21,46	20,62
Straty po prażeniu	g/l	19,78	19,48	19,06	17,70	15,97	14,62	13,88	13,28	12,73	12,06
Substancje organiczne	%	67,05	66,35	65,42	64,57	63,72	62,29	60,94	60,18	59,30	58,49
Substancje mineralne	%	32,95	33,65	34,58	35,43	36,28	37,71	39,06	39,82	40,70	41,51
Aktywność dehydrogenaz	μmol TF/mg s.m.org.	6,82	8,20	10,66	12,19	10,53	9,12	6,66	5,62	3,61	2,92
Ogólny węgiel organiczny	mg C/l	128	335	467	605	634	687	636	501	458	406

Źródło: opracowanie własne.

Osad kontrolny podczas stabilizacji tlenowej zmieniał swoje właściwości fizyczno-chemiczne i tak pH wody nadosadowej wynoszące na początku procesu 7,17 wzrosło w ciągu 22 dni do pH = 8,46. Środowisko ulegało stopniowo alkalizacji, co potwierdza wzrost zasadowości z 7,2 do 30,8 mval/l. Kwasowość wynosząca na początku 1,1 mval/l zmalała do 0 w 13 dniu i utrzymywała się na tym poziomie do końca procesu.

Uwodnienie osadu w ciągu 22 dni prowadzenia procesu wzrosło od 97,05 do 97,94%, zmalała sucha pozostałość z 29,50 do 20,62 g/l. Straty po prażeniu zmalały z 19,78 do 12,06 g/l, co oznacza redukcję suchej masy organicznej równą 39,0%. Stwierdzono, że w czasie trwania procesu substrat organiczny częściowo przechodził do wody nadosadowej po czym ulegał biodegradacji. Zawartość ogólnego węgla organicznego w wodzie nadosadowej wzrosła

z 128 mg C/l na początku procesu do 687 mg C/l w 10 dobie stabilizacji, a następnie w kolejnych dniach ulegała obniżeniu i w ostatnim dniu procesu osiągnęła wartość 406 mg C/l.

Tabela 2. Zmiany wybranych właściwości fizyczno-chemicznych osadu kondycjonowanego podczas stabilizacji tlenowej

Wskaźnik	Jednostka	Doba stabilizacji tlenowej									
		0	2	4	6	8	10	13	16	19	22
pH	-	7,02	7,84	8,00	8,09	8,16	8,26	8,35	8,48	8,52	8,62
Zasadowość	mval/l	11,2	19,9	25,7	27,9	30,5	35,7	36,0	39,2	38,2	37,6
Kwasowość	mval/l	3,0	1,5	1,2	0,8	0,6	0,3	0	0	0	0
Uwodnienie	%	97,07	97,11	97,15	97,34	97,51	97,67	97,77	97,82	97,89	97,97
Sucha pozostałość	g/l	29,30	28,93	28,52	26,63	24,90	23,26	22,31	21,85	21,06	20,32
Straty po prażeniu	g/l	19,34	18,98	18,41	16,98	15,69	14,37	13,60	13,18	12,51	11,85
Substancje organiczne	%	66,01	65,61	64,54	63,75	63,03	61,76	60,97	60,30	59,38	58,32
Substancje mineralne	%	33,99	34,39	35,46	36,25	36,97	38,24	39,03	39,70	40,62	41,68
Aktywność dehydrogenaz	μmol TF/mg s.m.org.	0,00	0,76	1,51	2,71	4,59	4,17	1,87	1,31	0,68	0,56
Ogólny węgiel organiczny	mg C/l	2410	1900	1638	1366	1303	1271	1216	1170	1094	833

Źródło: opracowanie własne.

Aktywność enzymatyczna osadu kontrolnego w ciągu sześciu dób wzrosła z 6,82 do 12,19 μmol TF/mg suchej masy organicznej, po czym obniżała się i w 22-giej dobie stabilizacji aktywność ta osiągnęła wartość 2,92 μmol TF/mg s.m.org. Od 13 doby procesu aktywność dehydrogenaz stopniowo obniżała się, co może świadczyć o braku substratu łatwo rozkładalnego w osadzie.

Podczas całego procesu stabilizacji tlenowej zaobserwowano wzrost wartości pH osadu kondycjonowanego, tak jak w przypadku osadu kontrolnego. Na początku procesu pH wynosiło 7,02, a po zakończeniu było równe 8,62. Związane było to ze wzrostem zasadowości wód nadosadowych, chociaż po 16 dobie badań zaznaczył się niewielki spadek wartości tego wskaźnika. Ostatecznie zasadowość zmieniła się z 11,2 na początku procesu do 37,6 mval/l w ostatnim dniu procesu. Kwasowość analogicznie do układu kontrolnego od 13 doby prowadzenia stabilizacji była równa 0. Do dziesiątej doby spadła z 3,0 do 0,3 mval/l. Uwodnienie osadu termicznie kondycjonowanego zwiększyło się w ciągu procesu z 97,07 do 97,97%.

Kondycjonowanie termiczne osadu przed procesem stabilizacji spowodowało 10-krotne, w porównaniu do osadu kontrolnego, zwiększenie zawartości ogólnego węgla organicznego w wodzie nadosadowej. Zawartość OWO przez cały czas stabilizacji tlenowej ulegała obniżeniu z wartości wynoszącej 2410 mg C/l do 833 mg C/l, świadcząc o sukcesywnym zużywaniu substratu organicznego przez drobnoustroje.

Biodegradację związków organicznych podczas stabilizacji tlenowej osadu kondycjonowanego potwierdził spadek zawartości suchej pozostałości oraz strat po prażeniu. W czasie procesu sucha pozostałość uległa zmniejszeniu z 29,30 do 20,32 g/l, a straty po prażeniu z 19,34 na 11,85 g/l. Tym samym redukcja suchej masy organicznej w czasie stabilizacji wyniosła 38,7%. Największy spadek zawartości związków organicznych stwierdzono, podobnie jak osadzie kontrolnym, w dziesiątej dobie stabilizacji.

Po procesie kondycjonowania termicznego osadu w temperaturze 70°C nie stwierdzono żadnej aktywności dehydrogenaz. Następnie wykazano, że do dziesiątej doby procesu wartość tego wskaźnika stopniowo wzrastała do 4,17 μmol TF/mg s.m.org. a od trzynastej doby aktywność enzymatyczna osadu już tylko nieznacznie zmieniła się w granicach od 1,87 do 0,56 μmol TF/mg s.m.org.

Zmiany zawartości siedmiu kongenerów PCB w wybranych dniach stabilizacji tlenowej osadu kontrolnego przedstawiono w tabeli 3 natomiast osadu kondycjonowanego termicznie w tabeli 4.

Tabela 3. Stężenie PCB w osadzie kontrolnym podczas stabilizacji tlenowej

Kongener	Doba stabilizacji tlenowej			
	0	8	16	22
	Stężenie μg/kg s.m.			
PCB 28	<0,01	0,12	1,58	2,23
PCB 52	<0,01	<0,01	<0,01	11,68
PCB 101	3,46	1,43	3,91	5,26
PCB 118	3,26	0,96	<0,01	2,18
PCB 138	15,86	1,32	11,33	7,02
PCB 153	21,05	1,61	14,69	9,84
PCB 180	<0,01	<0,01	<0,01	4,03
Suma	43,63	5,44	31,51	42,24

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 4. Stężenie PCB w osadzie termicznie kondycjonowanym podczas stabilizacji tlenowej

Kongener	Doba stabilizacji tlenowej			
	0	8	16	22
	Stężenie $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m.			
PCB 28	<0,01	0,26	<0,01	1,46
PCB 52	<0,01	0,37	<0,01	7,44
PCB 101	2,45	2,08	4,25	5,74
PCB 118	1,00	0,58	5,03	3,74
PCB 138	<0,01	3,48	<0,01	5,20
PCB 153	<0,01	3,98	<0,01	6,15
PCB 180	<0,01	<0,01	7,12	4,24
Suma	3,45	10,75	16,40	33,97

Źródło: opracowanie własne.

W osadzie kontrolnym przed procesem stabilizacji tlenowej wykryto obecność pentachlorobifenyli o kodach 101 i 118, których sumaryczne stężenie wynosiło 6,72 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m. oraz heksachlorobifenyli o kodach 138 i 153, których sumaryczne stężenie wynosiło 36,91 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m.

Wyżej wymienione kongenery oznaczono również w ósmej dobie stabilizacji lecz ich stężenie było znacznie niższe i wynosiło odpowiednio PCB 101 – 1,43, PCB 118 – 0,96, PCB 138 – 1,32, PCB 153 – 1,61 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m. Dodatkowo oznaczono kongener PCB 28 (trichlorobifenyl), którego stężenie było równe 0,12 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m.

W szesnastej dobie procesu nie oznaczono kongeneru PCB 118, w porównaniu do zerowej i ósmej doby stabilizacji. Stężenie poszczególnych kongenerów wzrosło, przy czym największy, ok. 9-krotny wzrost stężenia zaobserwowano dla heksachlorobifenyli o kodach 138 i 153.

Po zakończeniu procesu stabilizacji oznaczono siedem kongenerów, których sumaryczne stężenie w osadzie kontrolnym wynosiło 42,24 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m., a więc podobnym do sumarycznego stężenia przed rozpoczęciem stabilizacji. Suma stężeń tri- i tetrachlorobifenylu wynosiła 13,91 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m., co stanowiło 33% ogólnej zawartości oznaczanych kongenerów. Stężenie heksachlorobifenyli zmniejszyło się około dwukrotnie w porównaniu do ich początkowej zawartości w osadzie. Oznaczono dodatkowo kongener PCB 180 (7 atomów Cl w cząsteczce) o stężeniu 4,03 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m.

W oparciu o wyniki zawartości PCB podczas stabilizacji tlenowej osadu kondycjonowanego termicznie stwierdzono, że w kolejnych dobach procesu zwiększało się sumaryczne stężenie oznaczanych kongenerów: przed procesem wynosiło ono 3,45 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m., w ósmej dobie 10,75, w szesnastej – 16,40, a po zakończeniu procesu wzrosło do 33,97 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m.

W ósmej dobie procesu nie oznaczono tylko heptachlorobifenylu o kodzie 180. W szesnastej dobie oznaczono tetrachlorobifenyle o kodach 101 i 118 kolejno o stężeniach 4,25 i 5,03 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m. oraz kongener PCB 180 o stężeniu 7,12 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m.

W ostatniej dobie badań w osadzie termicznie kondycjonowanym stwierdzono obecność siedmiu kongenerów, przy czym suma stężeń PCB zawierających 3 i 4 atomy chloru w cząsteczce stanowiła 26,2% sumarycznego stężenia siedmiu kongenerów.

Odzysk PCB z badanych osadów w czasie stabilizacji wynosił od 72 do 94%.

Podsumowanie

Dla osadu termicznie osadu kontrolnego i termicznie kondycjonowanego, redukcja substancji organicznych po procesie stabilizacji tlenowej była porównywalna pomimo, że proces prowadzono przy mniejszej aktywności dehydrogenaz.

W osadzie po kondycjonowaniu termicznym (przed stabilizacją tlenową) oznaczono PCB o sumarycznym stężeniu 3,45 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m., mniejszym w porównaniu z osadem kontrolnym, gdzie sumaryczne stężenie PCB wynosiło 43,63 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m. Ponadto po kondycjonowaniu termicznym oznaczono tylko dwa kongenery (PCB 101 i 118), natomiast w osadzie kontrolnym oznaczono cztery kongenery: 5-chlorowane o kodach 101 i 118, których sumaryczne stężenie wynosiło 6,72 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m. oraz 6-chlorowane o kodach 138 i 153 o sumarycznym stężeniu równym 36,91 $\mu\text{g}/\text{kg}$ s.m. Należy przypuszczać, że kondycjonowanie termiczne nie przyczyniło się do łatwiejszego uwalniania PCB z matrycy organicznej pomimo, że stwierdzono przechodzenie substratu organicznego z osadów do roztworu. Wykazano ok. 20-krotny wzrost OWO w wodach nadosadowych po procesie kondycjonowania.

W osadzie kondycjonowanym oraz kontrolnym poddanym stabilizacji najwyższą wykrywalność kongenerów PCB uzyskano w ostatnim dniu procesu, co może sugerować, że stabilizacja tlenowa spowodowała zmiany w strukturze osadu i przyczyniła się do łatwiejszego uwalniania się badanych związków podczas procedury analitycznej.

Sumaryczne stężenie siedmiu PCB w badanych osadach nie przekroczyło 0,8 mg/kg s.m. czyli wartości dopuszczalnej przewidywanej w projekcie nowej dyrektywy osadowej.

2. Charakterystyka ścieków i metodyka badań

Badania przeprowadzono wykorzystując ścieki technologiczne z Zakładu Pralniczego Unipral w Olsztynie. Skład ścieków technologicznych powstałych w wyniku prania wodnego odbiega od typowego składu ścieków bytowo-gospodarczych i jest on zależny od rodzaju pranej bielizny (stopnia zabrudzenia). Stosunek chemicznego zapotrzebowania tlenu (ChZT) do biologicznego zapotrzebowania tlenu (BZT₅) mieści się w przedziale 0,4-0,5, co świadczy o ograniczonej podatności tych ścieków na biologiczny rozkład. Obserwuje się niską w stosunku do ścieków bytowo-gospodarczych zawartość azotu ogólnego i amonowego.

Charakterystyczna jest natomiast podwyższona koncentracja substancji powierzchniowo czynnych, co związane jest ze stosowaniem detergentów jako środków piorących. Dodatkowym problemem jest podwyższony w stosunku do wartości dopuszczalnych odczyn ścieków oraz stężenie fosforu.

Przykładowe wyniki analiz fizyko-chemicznych ścieków technologicznych z prania wodnego przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wyniki analiz fizyko-chemicznych ścieków

Temperatura [°C]	30,0	30,9	35,5
Odczyn [pH]	8,54	7,93	8,4
ChZT [mgO ₂ /dm ³]	400	414	285
BZT ₅ [mgO ₂ /dm ³]	232	231	150
Azot amonowy [N-NH ₄ /dm ³]	1,2	0,63	3,3
Azot ogólny [N _{og} /dm ³]	14,9	16,7	11,5
Siarkowódór i siarczki [mgS ²⁻ /dm ³]	0,1	0,1	0,01
Siarczany [mg/dm ³]	248	393	120
Fosfor ogólny [mgP/dm ³]	11	11,6	5,8
Przewodność [mS]	1,40	1,18	0,94
Ekstrakt eterowy [mg/dm ³]	56,8	52,6	24,0
Substancje powierzchniowo czynne anionowe [mg/dm ³]	8,94	21,7	27,3
Zawiesina ogólna [mg/dm ³]	148	235,6	150,5

Źródło: opracowanie własne.

W celu uzyskania odczynnika Fentona do badanych ścieków dodawano sole żelaza oraz nadtlenek wodoru. Źródłem żelaza był roztwór FeSO₄ × 7H₂O. Wielkość dawek żelaza oraz nadtlenu wodoru określono w badaniach wstępnych. Kryterium doboru dawki oparto na założeniu maksymalnej redukcji wartości ChZT przy założeniu, że odczyn ścieków nie może spaść poniżej wartości 6,5 pH. Opierając się na powyższych założeniach oraz na wynikach badań własnych i innych autorów przyjęto następujące dawki reagentów: 0,05 g Fe/dm³ oraz 0,15 g H₂O₂/dm³.

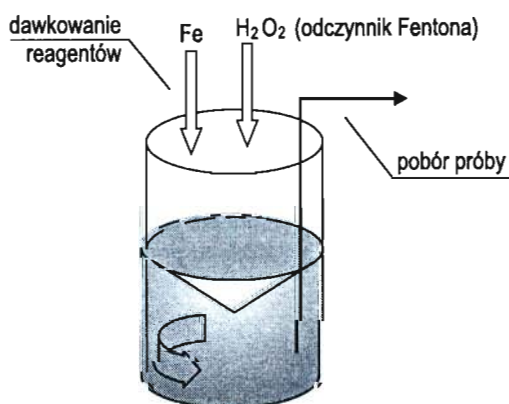
Źródłem pola magnetycznego wykorzystanego w badaniach był reaktor magnetyczny, tzw. magnetyzer o objętości 7,5 dm³. Wielkość uzyskiwanej indukcji magnetycznej była rzędu 0,4-0,6 T.

W celu określenia wpływu pola magnetycznego na sprawność oczyszczania ścieków przy wykorzystaniu odczynnika Fentona, badania przeprowadzono w dwóch etapach.

W pierwszym etapie badano wpływ wyznaczonej dawki odczynnika Fentona na efektywność oczyszczania ścieków. W tym celu do wypełnionego ściekami reaktora dodawano określoną ilość reagentów, w pierwszej kolejności siarczan żelaza II (roztwór 5%), a następnie nadtlenek wodoru H₂O₂ (roztwór 30%).

Proces prowadzono przez 2 h. Próby ścieków do badań pobierano po 5 minutach, 10 minutach, a następnie co 15 minut. Analizowano w nich wartości ChZT, oraz stężenia substancji powierzchniowoczynnych. Po dwugodzinnym procesie oczyszczania określono dodatkowo stężenie fosforu ogólnego oraz odczyn ścieków.

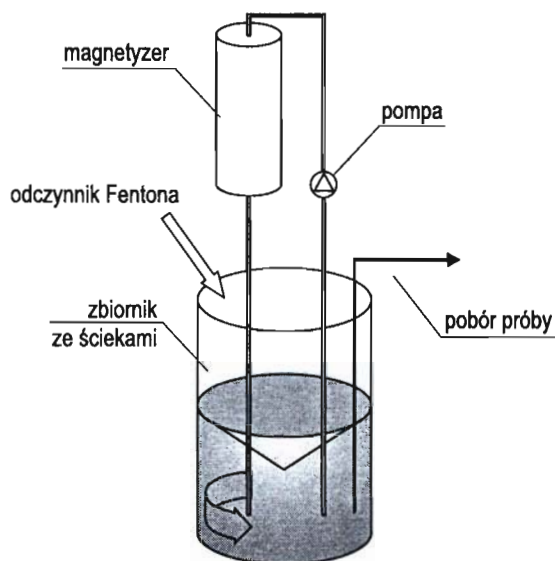
Rysunek 1. Schemat stanowiska badawczego pierwszego etapu badań



W drugim etapie ścieki wraz z reagentami poddawano działaniu stałego pola magnetycznego. W tym celu mieszanina była przepompowywana przez magnetyzer. W ciągu 2-godzinnego czasu reakcji cała objętość ścieków

6-krotnie poddana była działaniu pola magnetycznego. Przepompowywanie ścieków zastosowano w celu wzmocnienia oddziaływania pola na ścieki, co następuje podczas wielokrotnego przecinania linii pola magnetycznego. Użyte roztwory reagentów oraz wykonywane analizy były identyczne jak w przypadku pierwszego etapu badań.

Rysunek 2. Schemat stanowiska badawczego trzeciego etapu badań



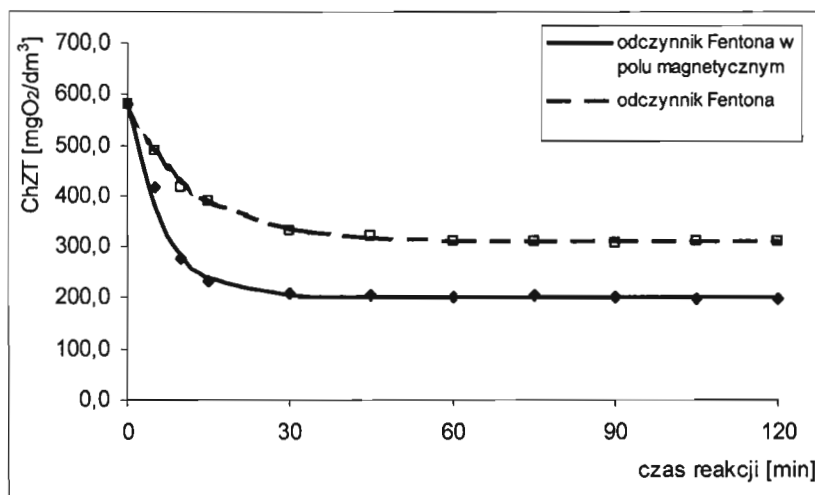
3. Wyniki badań, dyskusja

Uzyskane wyniki badań wskazują na dużą skuteczność podczyszczania ścieków technologicznych z pralni przy wykorzystaniu pogłębionego utleniania odczynnikiem Fentona.

W przypadku zastosowania samych reagentów (pierwszy etap badań) stwierdzono redukcję wartości ChZT na poziomie 45% po dwugodzinnym czasie reakcji. Szybkość procesu wynosiła $r = -46,4 \text{ mg/dm}^3\text{min}$ przy pierwszorzędowym przebiegu reakcji. Dzięki zastosowaniu dodatkowo stałego pola magnetycznego wielkość redukcji zanieczyszczeń określonych jako ChZT wzrosła do 66%. Stałe pole magnetyczne wpłynęło również na szybkość procesu. W ciągu pierwszych 30 minut reakcji wartość ChZT spadła z $580 \text{ mgO}_2/\text{dm}^3$ do $207,2 \text{ mgO}_2/\text{dm}^3$. W ciągu kolejnych 90 minut chemiczne zapotrzebowanie tlenu spadło jedynie o $10 \text{ mgO}_2/\text{dm}^3$. Szybkość reakcji w przypadku układu z polem magnetycznym wynosiła $r = -87,0 \text{ mg/dm}^3\text{min}$, co oznacza blisko dwukrotny wzrost szybkości procesu dzięki zastosowaniu w układzie pola magnetycznego.

Zmiany wartości ChZT w ściekach w ciągu dwugodzinnego czasu reakcji przedstawiono na rysunku 3.

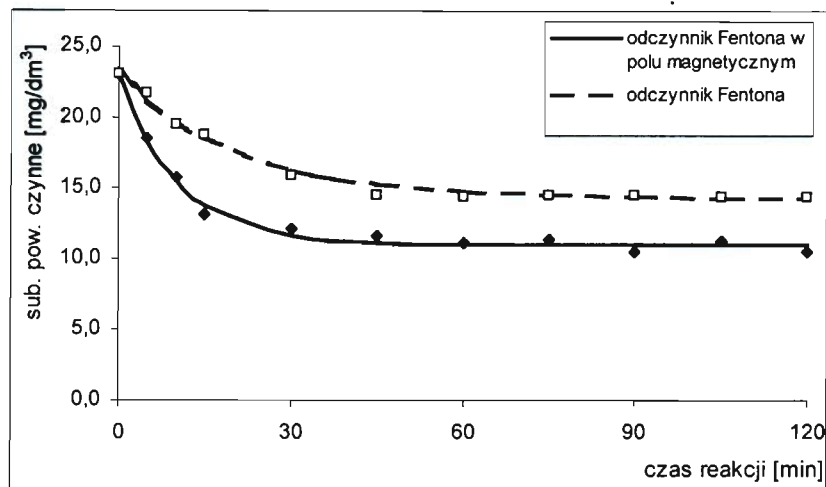
Rysunek 3. Zmiany wartości ChZT ścieków w układzie z polem oraz bez pola magnetycznego



Ścieki technologiczne z procesu prania wodnego charakteryzują się znaczną koncentracją anionowych substancji powierzchniowoczynnych. Ich ilość jest ściśle związana ze sposobem i fazą prania z którego pochodzą ścieki.

Analizując sprawność usunięcia anionowych substancji powierzchniowoczynnych stwierdzono, że w przypadku zastosowania samego odczynnika Fentona rozkładowi uległo 33,5% zanieczyszczeń, natomiast w układzie, w którym zastosowano dodatkowo pole magnetyczne było to 51,5%. Zastosowanie pola magnetycznego przyspieszyło proces rozkładu substancji powierzchniowo czynnych, w ciągu pierwszych 30 minut trwania procesu rozkładowi uległo 11 mg/dm³, a w przeciągu pozostałych 90 minut jedynie 1,5 mg/dm³. Wyznaczona szybkość reakcji I rzędu wynosiła $r = -2,3 \text{ mg/dm}^3\text{min}$. W reaktorze, w którym zastosowano odczynnik Fentona bez udziału pola magnetycznego szybkość rozkładu substancji powierzchniowo czynnych była o połowę mniejsza i wynosiła zaledwie $r = -1,15 \text{ mg/dm}^3\text{min}$.

Rysunek 4. Zmiany wartości stężeń anionowych substancji powierzchniowo czynnych ścieków w układzie z polem oraz bez pola magnetycznego



Obecność w ściekach pralniczych fosforu związane jest ze stosowaniem go jako składnika środków piorących. Ponad 95% ogólnej sumy fosforu stanowią ortofosforany. Zastosowanie reakcji Fentona pozwala na strącanie jonami żelaza z jednoczesnym utlenianiem zanieczyszczeń rodnikami hydroksylowymi. Stwierdzona sprawność procesu koagulacji fosforu była w obu układach, z polem magnetycznym oraz przy zastosowaniu samych reagentów zbliżona i wynosiła około 67%.

Doprowadzenie do ścieków wyznaczonej dawki reagentów spowodowało obniżenie ich odczynu, ale nie stwierdzono istotnego wpływu pola magnetycznego na zmianę odczynu ścieków (tabela 2).

Tabela 2. Wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach poddanych działaniu odczynnika Fentona oraz dodatkowo stałego pola magnetycznego

Wskaźnik	Jednostka	Ścieki surowe	Odczynnik Fentona	Odczynnik Fentona w polu magnetycznym
ChZT	mg O ₂ /dm ³	580,0	310,0	197,3
Anionowe subt. pow. czynne	mg/dm ³	23,0	14,3	10,5
Fosfor ogólny	mg/dm ³	14,5	4,78	4,69
Odczyn	pH	8,3	7,81	7,80

Źródło: opracowanie własne.

Zastosowanie reakcji Fentona w oczyszczaniu ścieków umożliwia usunięcie nawet trudno rozkładalnych zanieczyszczeń. Ze względu na dużą reaktywność generowanych rodników hydroksylowych możliwe jest utlenienie nawet bardzo złożonych i opornych na rozkład związków organicznych takich, jak fenole, chlorofenole, związki poliwinylowe [3, 16, 15], degradacja pestycydów i herbicydów, oczyszczanie ścieków z przemysłu farbiarskiego [14, 11], farmaceutycznego [2] czy tekstylnego [4, 10]. Wskazuje się na dużą szybkość procesu i znaczący ubytek ładunku zanieczyszczeń już w pierwszych minutach procesu. Kang i in. [5] oczyszczając ścieki tekstylne uzyskali przy dawce żelaza na poziomie 0,05g/dm³ połowę całego usuniętego ładunku ChZT oraz 95% redukcji barwy w pierwszej minucie reakcji.

Uzyskanie wysokiej sprawności utleniania w reakcji Fentona związane jest z dużym zużyciem reagentów, dlatego też prowadzone są badania nad podniesieniem efektywności procesu poprzez zastosowanie czynnika wspomagającego tworzenie wolnych rodników. Jednym ze sposobów na podniesienie sprawności reakcji Fentona jest symultaniczne stosowanie promieniowania elektromagnetycznego (foto reakcja Fentona). Według Perez i in. [12 za:13] fala powinna mieć długość nie większą niż 400 nm, aby energia kwantów promieniowania była wystarczająca do intensyfikacji reakcji Fentona. Wskazuje się na znaczny wzrost sprawności pogłębionego utleniania metoda Fentona dzięki zastosowaniu promieniowania z zakresu UV. Li i in. [9] prowadzili badania nad utlenianiem nitrotoluenu odczynnikiem Fentona przy wykorzystaniu promieniowania UV jako katalizatora. W układzie, w którym łącznie stosowano oba czynniki uzyskano 95% efektywność utleniania. Natomiast w przypadku samego procesu Fentona bez promieniowania UV w postaci katalizatora sprawność procesu osiągnęła jedynie 45%.

Intensyfikacja procesu tworzenia wolnych rodników w reakcji Fentona może odbywać się przy wykorzystaniu stałego pola magnetycznego, co potwierdzają nowatorskie badania prowadzone w tym zakresie. Krzemieniewski i in [7] wykazali, że dzięki zastosowaniu pola magnetycznego jako czynnika katalizującego reakcje Fentona szybkość utleniania siarczynu sodu w badaniach modelowych wynosiła $r = -7,94 \text{ mg/dm}^3 \cdot \text{min}$, natomiast przy zastosowaniu samych odczynników szybkość procesu wynosiła zaledwie $r = -0,74 \text{ mg/dm}^3 \cdot \text{min}$. Pozytywny wpływ pola magnetycznego na reakcję Fentona stwierdzono również w przypadku oczyszczania ścieków z ścieków przemysłu spożywczego oraz drzewnego [7, 8].

Przypuszcza się, że, odpowiednio ukształtowane pole magnetyczne wpływa na zachowanie się zewnętrznych powłok elektronowych w cząsteczkach wody i rozpuszczonych w niej substancji, a także na zachowanie elektronów walencyjnych. Pole magnetyczne oddziałuje na zmiany orientacji spinów elektronowych oraz na szybkość wewnętrznej konwersji par wolnych rodników. Wskazuje się również, że pole magnetyczne powoduje obniżenie bariery energetycznej na warstwach granicznych fazy ciekłej i stałej, co sprzyja procesowi koagulacji [1].

W prezentowanych badaniach zastosowanie stałego pola magnetycznego jako czynnika katalizującego reakcje Fentona pozwoliło na podniesienie sprawności procesu oczyszczania o 20%. Stwierdzono dodatkowo niemal dwukrotny wzrost szybkości. Pole magnetyczne wpłynęło również dodatnio na ilość substancji powierzchniowo-czynnych, które uległy usunięciu.

4. Proponowany układ technologiczny podczyszczania ścieków pralniczych

Ścieki technologiczne z zakładu pralniczego Unipral w Olsztynie odprowadzane są do miejskiej sieci kanalizacyjnej. W ściekach tych pojawiają się przekroczenia wartości niektórych wskaźników zanieczyszczeń w stosunku do wielkości dopuszczalnych. Głównie dotyczy to ilości substancji powierzchniowo czynnych oraz fosforu ogólnego, pojawiają się również niewielkie przekroczenia wartości odczynu ścieków.

Jak wykazały prezentowane badania, przy wykorzystaniu reakcji Fentona można skutecznie i szybko podczyścić ścieki technologiczne z pralni. Dzięki pogłębionemu utlenianiu następuje ograniczenie stężenia substancji powierzchniowo czynnych, a jednoczesna koagulacja ogranicza ilość fosforu. Stosowanie siarczanu żelaza pozwala dodatkowo na korzystne niewielkie zmniejszenie odczynu ścieków. Zastosowanie w układzie pola magnetycznego zwiększa sprawność procesu oczyszczania, co może prowadzić do ograniczenia ilości stosowanych reagentów przy zachowaniu stałej wydajności procesu.

W oparciu o uzyskane wyniki zaproponowano następujący układ technologiczny podczyszczania ścieków technologicznych z zakładu pralniczego.

Ścieki pralnicze z hali technologicznej odpływać będą do łapacza zanieczyszczeń wyposażonego w kratę koszową. W łapaczu zanieczyszczeń zostanie zainstalowana pompa zatapialna przerzucająca ścieki do układu podczyszczania chemicznego. Podczyszczaniu poddane będą jedynie ścieki gorące z procesu bezpośredniego prania. Charakteryzują się one znacznie podwyższoną w stosunku do pozostałych ścieków koncentracją zanieczyszczeń. W celu wydzielenia silnie stężonych ścieków w komorze łapacza zainstalowany zostanie czujnik termiczny, który uruchomi pompę w momencie przekroczenia przez ścieki temperatury $40 \text{ }^\circ\text{C}$. Ścieki gorące przetrzucane będą do układu podczyszczania opartego o metodę pogłębionego utleniania z wykorzystaniem odczynnika Fentona. Do ścieków pompowanych z łapacza zanieczyszczeń w pierwszej kolejności dozowany będzie siarczan żelaza II, a następnie nadtlenek wodoru. W wyniku tego dojdzie do generacji rodników hydroksylowych. W celu podniesienia sprawności tego procesu ścieki przepuszczone zostaną przez zespół magnetyzerów. Wytwarzane w nich stałe pole magnetyczne usprawni proces, przez co możliwe będzie ograniczenie ilości stosowanych reagentów. Zastosowanie procesu Fentona do podczyszczania ścieków pozwoli na degradację detergentów i jednocześnie spowoduje wytrącenie fosforu. Poddane pogłębionemu utlenianiu ścieki gorące przepłyną do zbiornika retencyjnego. Ze zbiornika retencyjnego ścieki zostaną przepompowane do studzienki kanalizacyjnej, skąd odpłyną do przepompowni ścieków, a następnie do miejskiej sieci kanalizacyjnej.

Podsumowanie

Zastosowanie reakcji Fentona wspomaganą przez stałe pole magnetyczne pozwoliło na skuteczne podczyszczanie ścieków z pralni. Stwierdzono znaczną, ponad 60% redukcję wartości ChZT, a także ograniczenie o ponad połowę ilości substancji powierzchniowo czynnych. Dzięki zachodzącej w tym procesie symultanicznej koagulacji zmniejszono również stężenie fosforu w oczyszczonych ściekach.

Porównując uzyskane wyniki do układu, w którym stosowano same reagenty należy stwierdzić, że zewnętrzne stałe pole magnetyczne pozwala w prosty sposób podnieść sprawność procesu pogłębionego utleniania metodą Fentona.

Literatura

- [1] Gokon, N., Shimada A., Kaneko H., Tamaura Y., Ito K., Ohara T. *Magnetic coagulation and reaction rate for the aqueous ferrite formation reaction*, „Journal of Magnetism and Magnetic Materials” 2002 nr 238 s. 47-55.
- [2] Hofl C., Sigl G., Specht O., Wurdack I., Wabner D., *Oxidative degradation of AOX and COD by different advanced oxidation processes: a comparative study with two samples of pharmaceutical wastewater*, „Water Sci. Technol.” 1997 nr 35 (4), s. 257-264.
- [3] Huang C.P., C. Dong Z. Tang, *Advanced chemical oxidation: its present role and potential future in hazardous waste treatment*, „Waste Manage” 1993 nr 13, s. 361-377.
- [4] Kang S.F., Chang H.M., *Coagulation of textile secondary effluents with Fenton 's reagent*, „Water Sci. Technol.” 1997 nr 36 (12), s. 215-222.
- [5] Kang S. F., C. H. Liao, M. C., *Chen Pre-oxidation and coagulation of textile wastewater by the Fenton process*, „Chemosphere” 2002 nr 46, s. 923-928.
- [6] Krzemieniewski M., M. Zieliński, W. Bednarski, T. Płodzień, *Badanie skuteczności podczyszczania ścieków mleczarskich metodą pogłębionego utleniania*, „Przegląd Mleczarski” 2000 nr 11, s. 266-369.
- [7] Krzemieniewski M., Dobrzyńska A., Janczukowicz W., Pesta J., Zieliński M., *Wpływ stałego pola magnetycznego na szybkość generowania rodników hydroksylowych w reakcji Fentona*, „Chemik” 2002 nr 1, s. 12-15.
- [8] Krzemieniewski M., M. Dębowski, A. Dobrzyńska, M. Zieliński, *COD-changes in wastewater stimulated by Fenton reaction assisted by magnetic field*, *Wat. Env. Res. Materiał po recenzji przyjęty do druku*, 2002.
- [9] Li Z.M., P.J. Shea, S.D., *Comfort Nitrotoulene destruction by UV-catalyzed Fenton oxidation*, „Chemosphere” 1998 Vol. 36, No. 8, pp. 1849-1865.
- [10] Lin S.H. M.L., *Chen Purification of textile wastewater effluents by a combined Fenton process and ion exchange*, „Desalination” 1997 vol. 109, pp. 121-130.
- [11] Lin S.H. C.C.LO *Fenton process for treatment of desizing wastewater*, „Wat. Res.” 1997 Vol. 31 No 8, pp 2050-2056.
- [12] Perez, M. F. Torrades, X. Domenech, J. Peral *Fenton and photo-Fenton oxidation of textile effluents*, „Water Research” 2002 nr 36, s. 2703-2710.
- [13] Pignaello, J.J., *Dark and photoassisted Fe³⁺ catalyzed degradation of chlorophenoxy herbicides by hydrogen peroxide*, „Environ. Sci. Technol.” 1992 nr 26 (5), s. 944-956.
- [14] Ruppert, G., Bauer, R., Heisler, G. *UV-O3, UV-H2O2, UV-TiO2 and the photo-Fenton-comparison of advanced oxidation processes for wastewater treatment*, „Chemosphere” 1994 28 vol.8, s. 1447-1454.
- [15] Trapido, M., Kallas, J., *Advanced oxidation processes for the degradation and detoxification of 4-nitrophenol*, „Environ. Technol.” 2000 no 2, s. 799-808.
- [16] Trapido, M., Veressinina, Y., Munter, R., *Advanced oxidation processes for degradation of 2,4-dichloro- and 2,4-dimethylphenol*, *J. Environ. Eng.*, 1998, 24 (8), s. 690-694.

LAUNDRY WASTEWATER PRETREATMENT TECHNOLOGY USING THE FENTON PROCESS MODIFIED BY DIRECT MAGNETIC FIELD

Summary

This paper presents the results of wastewater treatment from the laundry with the aid of the Fenton process modified by the magnetic field. The use of the magnetic field allowed to increase in the wastewater treatment efficiency in comparison with the system without the magnetic modification. The COD removal rate increased almost twice from $r = -46 \text{ mg/dm}^3\text{min}$ to $r = -87 \text{ mg/dm}^3\text{min}$ however, the COD reduction efficiency increased by 21%. Advanced oxidation let obtain the surface-active substances decomposition in a short time of the reaction.

On the basis of the results the idea of wastewater pretreatment system was proposed. The use of the Fenton process will allow on the efficient wastewater pretreatment. Additionally, through the use of the magnetic field it can be achieved the decrease in the amount of reagents using and therefore the decrease in pretreatments costs.

MOŻLIWOŚĆ ZWIĘKSZENIA EFEKTYWNOŚCI USUWANIA FOSFORU W HYDROFITOWYCH SYSTEMACH OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW

Streszczenie

Zwiększenie efektywności usuwania fosforu w hydrofitowych systemach oczyszczania ścieków może zostać osiągnięte poprzez zastosowanie materiałów filtracyjnych o dużej pojemności sorpcyjnej, lub dodanie do złoża materiału z dużą zawartością wapnia.

W artykule przedstawiono zdolności filtracyjne oraz wielkość wiązania fosforu przez skałę wapienno-krzemionkową po prażeniu w temperaturze 900°C w sześciu wielkościach ziaren. Zaproponowano dwie możliwości zastosowania badanego materiału w systemach hydrofitowych z przepływem podpowierzchniowym, w zależności od jego charakterystyki hydraulicznej.

Wstęp

Efektywność oczyszczania ścieków w systemach gruntowo-korzeniowych jest zwykle wysoka w przypadku usuwania zawieszin oraz zanieczyszczeń wyrażonych BZT, jednak przeważnie jest niezadowolająca w przypadku redukcji zanieczyszczeń biogennych. Usuwanie fosforu w tych systemach ma miejsce głównie w wyniku zachodzących procesów adsorpcji i strącania z wapniem, glinem i żelazem zawartymi w medium wypełniającym złożo. Większość systemów z podpowierzchniowym przepływem ścieków w Polsce skonstruowano z wypełnieniem piaszczystym, żwirowym lub wzbogaconym dodatkami gruntem miejscowym [9]. Materiały gruboziarniste zapewniają dobry efekt filtracyjny, natomiast ich zdolności sorpcyjne są niewielkie, co powoduje szybkie wysycanie się złóż i utratę ich zdolności do zatrzymywania fosforu ze ścieków [15, 6, 3, 20, 7, 14]. Utrata zdolności sorpcyjnych materiału filtracyjnego nie jest jedynym powodem niewłaściwego funkcjonowania systemów. W systemach z medium o zbyt niskiej zdolności filtracyjnej często spotyka się zjawisko przepływu powierzchniowego, co ogranicza możliwość kontaktu ścieków z gruntem [18, 12, 1, 2, 17].

Zwiększenie efektywności usuwania fosforu może zostać osiągnięte poprzez zastosowanie materiałów filtracyjnych o dużej pojemności sorpcyjnej lub dodanie materiału z dużą zawartością wapnia do złoża, co spowoduje wzrost jego zdolności do wiązania fosforu. Medium filtracyjne powinno umożliwiać rozwój makrofitów, zapewniać wysoki i zrównoważony efekt oczyszczania oraz utrzymywać wysoki współczynnik filtracji [21]. Usuwanie fosforu może być bardziej efektywne, gdy pomiędzy wypełnieniem złoża a przepływającymi ściekami będzie zachodziła szybka reakcja, a usuwanie fosforu nie będzie ograniczane brakiem kontaktu pomiędzy ściekami z medium filtracyjnym. W związku z powyższym medium filtracyjne powinno łączyć w sobie wysokie zdolności sorpcyjne i hydrauliczne.

I. Materiał i metodyka

Materiał użyty w badaniach jest skałą węglanowo-krzemionkową. Pierwsze próby określenia jego właściwości sorpcyjnych względem fosforu podjęli Brogowski i Gworek [5]. W stanie naturalnym skałę charakteryzuje wysoka zawartość CaCO₃ (55,7%) i SiO₂ (33,2%). Badaniom poddano skałę po dekarbonizacji w temperaturze 900°C, w sześciu wielkościach ziaren 0,05-0,2 mm, 0,2-2,0 mm, 2,0-4,0 mm, 4,0-5,0 mm, 5,0-6,3 mm, 6,3-8,0 mm. Skład chemiczny materiału po prażeniu oznaczony metodą rentgenoskopii fluorescencyjnej przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Skład chemiczny materiału po prażeniu w temperaturze 900°C [g/kg]

SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	F
280,0	520,1	30,7	18,7	8,1	0,2	1,6	6,2	2,1	2,5

Wielkość adsorpcji fosforanów z roztworu wyznaczono metodą statyczną. Jednogramowe naważki materiału, w trzech powtórzeniach, umieszczono w kolbach o pojemności 100 cm³, do których dodano roztwór fosforanów (przygotowany z fosforanu jednopotasowego KH₂PO₄ wg procedury opisanej w PN-88/C-04537/04) o rosnącej koncentracji od 5 do 1000 mgPO₄/l. Tak przygotowane próbki mieszano przez 15 minut na mieszadle magnetycznym

w temperaturze pokojowej. Po upływie określonego czasu próbki przefiltrowano przez twarde papierowe sączki ilościowe. Koncentracje fosforanów w roztworach i filtratach oznaczano za pomocą fotometru LF-205 firmy SLANDI, metodami kolorymetrycznymi, przy użyciu dostarczonych przez producenta sprzętu odczynników i procedur. Fosforany w zakresie 0,1 do 2,0 mgPO₄/l oznaczano metodą molibdenianową przy długości fali 635 nm, a w zakresie od 3 do 120 mg PO₄/l metodą molibdeniano-wanadową przy długości fali 480 nm [11].

Sorpcja fosforanów z roztworu została określona na podstawie różnicy pomiędzy ich ładunkiem w roztworze a ilością pozostałą w filtracie. Wielkość zdolności sorpcyjnej materiału określono przy użyciu liniowej postaci równania adsorpcji Langmuira

$$\frac{C_e}{q} = \frac{1}{b} C_e + \frac{1}{ab}$$

gdzie:

- C_e jest koncentracją fosforanów w roztworze w stanie równowagi (mg l⁻¹),
- q jest ilością fosforu zatrzymaną przez materiał (mg g⁻¹),
- b jest pozomą zdolnością sorpcyjną materiału względem fosforu (mg g⁻¹),
- a jest stałą związaną z siłą wiązania fosforu.

Również metodą statyczną określono szybkość redukcji fosforanów z roztworu. Oznaczenia dokonano w temperaturze pokojowej, przy użyciu roztworu o stałej koncentracji (50 mg PO₄/l), zmieniając czas kontaktu roztworu z sorbentem od 0,5 do 30 minut.

Zdolności filtracyjne materiału określono metodą laboratoryjną. Oznaczenia wykonano w aparacie de Wita. Metoda polega na pomiarze przepływu wody przez małe cylindry (250 cm³) wymuszonego różnicą ciśnień wywołaną gradientem zwierciadła wody w cylindrze i w zbiorniku, przy uwzględnieniu temperatury i lepkości wody [16]. Współczynnik filtracji obliczono korzystając ze wzoru:

$$K_f = 144 \frac{Q * L}{\Delta h * F} \text{ [m/d]}$$

gdzie:

- Q jest ilością wody V [cm³] infiltrującą przez próbkę w czasie t [min],
- L jest wysokością próbki [cm],
- F powierzchnią przekroju poprzecznego próbki [cm²].

Zdolności filtracyjne określono dla opoki w sześciu wielkościach ziaren: 0,05-0,2 mm, 0,2-2,0 mm, 2,0-4,0 mm, 4,0-5,0 mm, 5,0-6,3 mm, 6,3-8,0 mm oraz dla piasku średniego i próbek zawierających piasek z 20, 40, 60 i 80% udziałem opoki o średnicy ziaren 0,05-2 mm.

2. Wyniki

W wyniku przeprowadzonych statycznych testów adsorpcji dla materiału o średnicach ziaren 0,05-0,2 mm, 0,2-2 mm, 2-4 mm, 4-6,3 mm i 6,3-8 mm, przy stałym czasie kontaktu (15 minut) roztworu z sorbentem, uzyskano wyraźne obniżenie zdolności sorpcyjnej materiału wraz ze zwiększaniem wielkości ziaren ($R^2 = 0,96$). Zjawisko to jest związane z szybkością procesu adsorpcji, który jest zależny od wielkości ziaren materiału i maleje wraz ze zwiększaniem ich średnicy. W przypadku najdrobniejszej frakcji materiału redukcja fosforanów w wysokości 99% uzyskano w ciągu 2 minut kontaktu sorbentu z roztworem a w przypadku ziaren 5-6,3 mm do osiągnięcia takiego efektu potrzebny był czas 20 minut. Natomiast materiał o średnicy ziaren 6,3-8 mm w ciągu 30 minut zatrzymał tylko 80% fosforanów. Przy odpowiednio długim czasie kontaktu roztworu z sorbentem wielkość jego ziaren nie ma wpływu na ilość wiązanego fosforu.

Uzyskane w wyniku pomiarów średnie wielkości współczynnika filtracji w zależności od średnicy ziaren opoki wahają się w szerokim zakresie od wartości 0,16 m/d dla ziaren 0,05-0,2 mm do 567 m/d dla frakcji 6,3-8 mm. Bardzo niskie zdolności hydrauliczne opoki o średnicy ziaren 0,05 do 0,2 mm wzrastają znacząco już dla średnicy ziaren 0,2-2,0 mm osiągając wartość 6,4 m/d. Kolejne zwiększanie średnicy ziaren, co jest faktem oczywistym, powoduje dalsze zwiększanie zdolności filtracyjnych materiału. Istnieje dobra zależność ($R^2 = 0,94$) pomiędzy wielkością współczynnika filtracji i średnicą ziaren materiału.

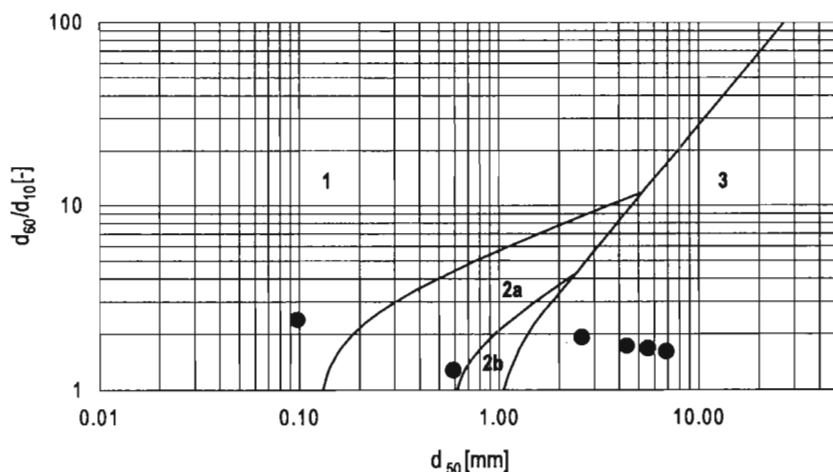
3. Dobór materiału do konstrukcji złóż w hydrofitowych systemach oczyszczania ścieków

Wszystkie mechanizmy usuwania zanieczyszczeń w oczyszczalniach gruntowo-korzeniowych są bezpośrednio lub pośrednio związane z materiałem stanowiącym wypełnienie złoża. Oczyszczanie ścieków odbywa się w trakcie przepływu przez pory gruntu oraz kanały stworzone poprzez system korzeniowy roślin porastających złożo.

W przypadku większości materiałów stosowanych w konstrukcji złóż dobre warunki hydrauliczne nie idą w parze z wysoką zdolnością do zatrzymywania fosforu. Im większy jest udział drobnych frakcji w materiale, tym mniejsze zdolności hydrauliczne a zarazem zwiększone usuwanie wielu zanieczyszczeń, tj. patogenów, azotu, fosforu czy metali ciężkich (Birkedal i in. 1993).

Do doboru gruntu do konstrukcji złóż filtrów gruntowo-korzeniowych może być wykorzystywany wykres MESO (rysunek 1) [8]. Uwzględnia on parametry określające skład mechaniczny gruntu, tj. średnice charakterystyczne ziaren gruntu d_{10} , d_{50} i d_{60} oraz wskaźnik różnoziarnistości wyrażony stosunkiem d_{60}/d_{10} . Wartości d_{10} , d_{50} i d_{60} odczytuje się z krzywej uziarnienia gruntu uzyskanej w wyniku jego analizy granulometrycznej.

Rysunek 1. Wykres MESO do doboru gruntu do konstrukcji złóż w systemach hydrofitowych [8]. Naniesiono punkty orientacyjnie charakteryzujące opokę w wielkościach ziaren: a - 0.05-0.2 mm, b - 0.2-2.0 mm, c - 2.0-4.0 mm, d - 4.0-5.0mm, e - 5.0-6.0 mm, f - 6.0-8.0 mm.



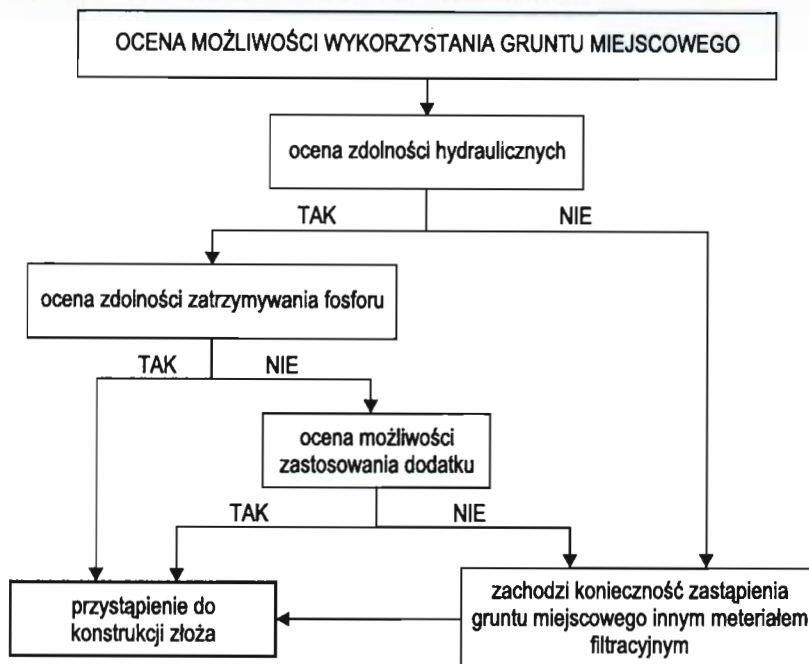
Na płaszczyźnie wykresu można wyróżnić trzy części. Grunty o charakterystyce umieszczającej je w części 1 to grunty o potencjalnie małej pojemności hydraulicznej. Linia rozdzielająca część 1 i 2 charakteryzuje grunty o przepuszczalności 5 m/d. Część 2 charakteryzuje grunty o potencjalnie dużej pojemności hydraulicznej. Podstawą podziału części 2 na podsekcje jest zdolność gruntu do zatrzymywania pasożytów: w 2a – całkowite usuwanie, w 2b – tylko w warunkach nienasyconych. Grunty o charakterystyce z części 3 charakteryzują się niewielką zdolnością do zatrzymywania zanieczyszczeń, ale ze względu na wysokie zdolności hydrauliczne są odpowiednim materiałem do konstrukcji złóż w systemach hydrofitowych [8].

Na rysunku 1 naniesiono punkty charakteryzujące materiał w różnych wielkościach ziaren (punkty a-f). Na podstawie charakterystyki opartej o skład mechaniczny można stwierdzić, że jako medium filtracyjne może znaleźć zastosowanie opoka o średnicy ziaren większej od 2 mm. Dla frakcji 2-4 mm wielkość współczynnika filtracji wynosi 288 m/d. Według Kickutha [8] zadowalająca zdolność filtracyjna złoża to 86,4 m/d. Jednak doświadczenia wskazują, iż w tak zaprojektowanych złożach często obserwuje się zjawisko przepływu powierzchniowego ścieków, skutkujące skróceniem czasu przepływu i ograniczeniem możliwości kontaktu ścieków ze złożem, co w efekcie prowadzi do obniżenia skuteczności oczyszczania [18]. Według Kowalika [13] nie należy stosować do konstrukcji złóż materiałów o przepuszczalności hydraulicznej niższej od 250 m/d.

Przystępując do doboru materiału do konstrukcji złoża, ze względów ekonomicznych, należy zawsze rozważyć możliwość wykorzystania gruntu miejscowego (rysunek 2). Parametry wstępnie opisujące charakterystykę hydrauliczną materiału można uzyskać z jego analizy granulometrycznej. Jeżeli dostępny materiał charakteryzuje się niską przepuszczalnością należy go zastąpić lub wymieszać z materiałem o wyższej przepuszczalności [8]. Dotyczy to głównie materiałów drobnoziarnistych, które posiadają znaczną pojemność do zatrzymywania zanieczyszczeń. Poprzez wymieszanie ich z materiałem dobrze przepuszczalnym można zwiększyć ich zdolności filtracyjne przy częściowym zachowaniu ich zdolności do zatrzymywania zanieczyszczeń. Mieszanie materiałów może mieć również zastosowanie w sytuacji odwrotnej, czyli w przypadku, gdy materiał dostępny jest dobrze przepuszczalny ale charakteryzuje się niewielkimi zdolnościami do zatrzymywania zanieczyszczeń. Aby zwiększyć potencjał złoża do usuwania fosforu można miejscowy materiał o dobrych parametrach hydraulicznych wzbogacić materiałem o wysokich zdolnościach sorpcyjnych. Dzięki temu można uzyskać znaczne zwiększenie zdolności sorpcyjnych złoża przy zachowaniu jego zdolności filtracyjnych. Dla przykładu na rysunku 3 zestawiono wpływ dodatku opoki o średnicy ziaren 0,05-2 mm (ciężar objętościowy 1,35 g/cm³) do piasku (ciężar objętościowy 1,63 g/cm³) na obniżenie jego zdolności filtracyjnych oraz wzrost zdolności zatrzymywania fosforu. Wszystkie dane wyrażono w procentach dla przedstawienia ogólnych zależności. Przy sporządzaniu wykresu przyjęto założenie, że ze względu na niewielkie zdolności piasku do zatrzymywania fosforu wahające się w granicach od 0,05 do 0,1 mgP/g [4] głównym materiałem wiążącym fosfor jest opoka (od 13,3 do 25,5 mgP/g). Jak wynika z przedstawionych zależności przykładowo przy zastąpieniu 45% objętości piasku opoką uzyskuje się obniżenie jego zdolności filtracyjnych o ok. 18% rekompensowane wzrostem zdolności do

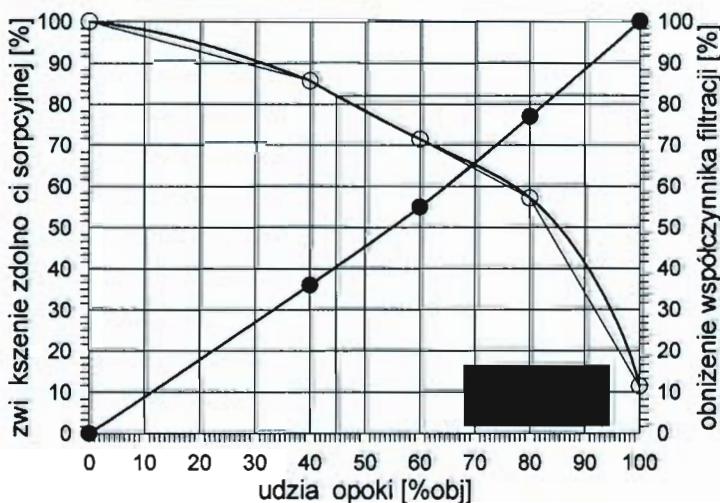
zatrzymywania fosforu o ok. 40%. Wzrost ten można wyrazić teoretyczną wartością zatrzymanego fosforu. Przy założeniu średniej wartości S_{max} opoki wynoszącej 18,8 mgP/g oznacza to iż przy udziale 45% opoki zdolność sorpcyjna złoża będzie wynosiła 7,6 mgP/g wypełnienia. Jest to oczywiście wartość teoretyczna i przykładowa, w celu właściwego określenia zdolności wypełnienia do zatrzymywania fosforu należy wziąć pod uwagę również zdolności sorpcyjne wszystkich materiałów użytych w jego konstrukcji.

Rysunek 2. Schemat decyzyjny doboru materiału do konstrukcji złoż z podpowierzchniowym przepływem ścieków

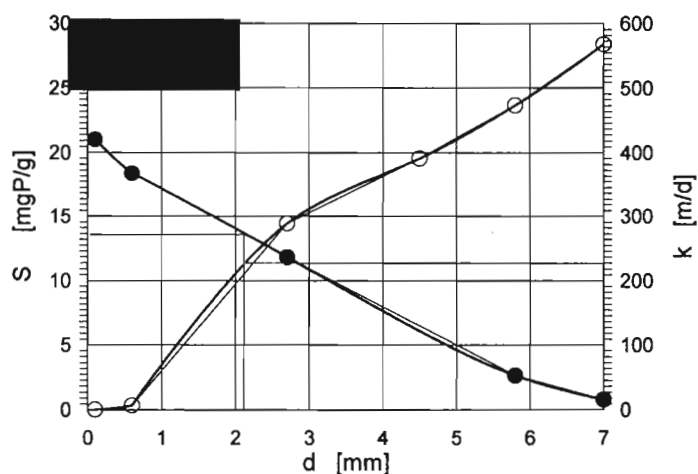


W praktyce przy konstrukcji złoża, może zająć konieczność całkowitego zastąpienia gruntu miejscowego innym materiałem. Również wadliwie funkcjonujące złoża będące w eksploatacji wymagają wymiany materiału filtracyjnego. Najczęściej używanymi materiałami zastępującymi grunt miejscowy są piaski i żwiry. Spełniają one wymagania hydrauliczne natomiast charakteryzują się niewielką pojemnością sorpcyjną, która ulega wyczerpaniu w krótkim czasie. Dlatego też zasadne wydaje się stosowanie w takich przypadkach materiałów alternatywnych, łączących w sobie dobre parametry hydrauliczne i zdolność do zatrzymywania zanieczyszczeń, głównie fosforu. Na podstawie charakterystyk frakcji opoki naniesionych w postaci punktów na rysunku 1 wynika, iż w konstrukcji złoż może być użyta opoka o ziarnach większych niż 2 mm. Wpływ wielkości ziaren materiału na wielkość jego zdolności filtracyjnych i sorpcyjnych względem fosforu przedstawiono na rysunku 4. W oparciu o tę zależność można dokonać doboru odpowiedniej średnicy ziaren materiału w zależności od oczekiwanych parametrów hydraulicznych złoża. Umożliwia ona jednocześnie wstępne określenie teoretycznej zdolności materiału do zatrzymywania fosforu (przy czasie kontaktu 15 min). Znając zdolności materiału do zatrzymywania fosforu, spodziewane obciążenie ściekami, koncentrację fosforu w ściekach oraz oczekiwaną koncentrację fosforu w ściekach odpływających ze złoża można określić czas efektywnego zatrzymywania fosforu w złożu [10].

Rysunek 3. Wpływ dodatku opoki do piasku na obniżenie jego zdolności filtracyjnych i zwiększenie zdolności do zatrzymywania fosforu



Rysunek 4. Zależność zdolności filtracyjnych i zdolności do zatrzymywania fosforu od średnicy ziaren sorbentu



Wnioski

Obserwacje funkcjonowania hydrofitowych systemów oczyszczania ścieków opisane w literaturze oraz wyniki przeprowadzonych badań laboratoryjnych pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków: Jednym z podstawowych warunków prawidłowego funkcjonowania złóż z podpowierzchniowym przepływem ścieków jest dobór odpowiedniego materiału filtracyjnego do ich konstrukcji. Przy doborze materiału, ze względów ekonomicznych, należy zawsze rozważyć możliwość wykorzystania gruntu miejscowego.

Większość stosowanych powszechnie w konstrukcji złóż materiałów (piaski i żwiry) charakteryzują dobre warunki hydrauliczne i jednocześnie niewielkie zdolności sorpcyjne. Zwiększenie efektywności usuwania fosforu może zostać osiągnięte poprzez dodanie do złoża materiału o znacznej zawartości wapnia.

Biorąc pod uwagę nie tylko aspekt ekonomiczny (wielkość nakładów inwestycyjnych), ale również skutki środowiskowe nieefektywnej pracy systemu oczyszczania ścieków należy rozważyć możliwość zastosowania w wypełnieniu złoża materiałów alternatywnych łączących w sobie wysokie zdolności sorpcyjne i hydrauliczne.

Literatura

- [1] Błażejowski R., *Obliczenia hydrauliczne złóż gruntowo-roślinnych*, w: *Oczyszczalnie hydrobotaniczne*, Gdańsk 1995 s. 31-35.
- [2] Börner T., Germany. W: Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R., *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*, Backhuys Publishers, Leiden 1998, s. 186-189.
- [3] Brix H., Denmark. W: Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R., *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*, Backhuys Publishers, Leiden 1998, s. 127-150.
- [4] Brogowski Z., *Fosfor organiczny i mineralny w niektórych glebach piaskowych Polski*, Roczniki Gleboznawcze, 1966 t.1, z. 1, s. 209-239.
- [5] Brogowski Z., Gworek B., *Próba zastosowania nowego naturalnego sorbentu do oczyszczania ścieków z fosforanów*, „Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie” 1996 nr 4, s. 162-163.
- [6] Ciupa R., *The experience in the operation of constructed wetlands in North-Eastern Poland*, Proceedings of 5th International Conference on Wetland systems for water pollution control, IAWQ, Vienna 1996, vol 2, IX6.1-IX6.8.
- [7] Cheung K.C., Venkitachalam T.H., *Improving phosphate removal of sand infiltration system by using alkaline fly ash*, „Chemosphere” 200 nr 41, 243-249.
- [8] Birkedal K., Brix H., Johansen N.H., *Wastewater treatment in constructed wetland*, Designers Manual 1993.
- [9] Dzikiewicz M., *The use of Macrophytes for wastewater treatment in rural areas of Poland – social aspects*, w: *Recycling the resource*, Transtec Publications, Switzerland 1996, 249-254.
- [10] Henze M., Harremoës P., Jansen J., Arvin E., *Oczyszczanie ścieków – procesy biologiczne i chemiczne*, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2000.
- [11] Hermanowicz W., Dożańska W., Dojlido J., Koziorowski B., *Fizyczno-chemiczne badania wody i ścieków*, Arkady, Warszawa 1976.
- [11] Kadlec R.H., Watson J.T., *Hydraulics and solid accumulation in a gravel bed treatment wetland*, w: *Constructed wetlands for water quality improvement*, ed. G.A. Moshiri, Lewis Publ. Boca Raton 1993.
- [12] Kowalik P., *Ochrona środowiska glebowego*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2001.
- [13] Luederitz V., Eckert E., Lange-Weber M., Lange A., Gersberg R.M., *Nutrient removal efficiency and resource economics of vertical flow and horizontal flow constructed wetlands*, Ecological Engineering 2001 nr 18, s. 157-171.
- [14] Reed S.C., Crites R.W., Middlebrooks E.J., *Natural systems for waste management and treatment*, McGraw-Hill 1995.
- [15] Stapel Z., *Metodyka oznaczania współczynnika filtracji gleb mineralnych do określania rozstawy drenów*, Bibl. Wiad. IMUZ 1982.
- [16] Sundblad K., Sweden. W: Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R., *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*, Backhuys Publishers, Leiden 1998, s. 251-259.

- [17] USEPA, *Constructed wetlands and aquatic plant systems for municipal wastewater treatment – Design Manual* 1991.
- [18] Veith J.A., Sposito G., *Use of the Langmuir equation in „adsorption phenomena”*, Soil Sci.Soc.Am.J. 1997 vol.41, s.697-702.
- [19] Vymazal J., *Czech Republic*, w: Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R., *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*, Backhuys Publishers, Leiden 1998 s.97-112.
- [20] Vymazal J., *The use of sub-surface constructed wetlands for wastewater treatment in the Czech Republic: 10 years experience*, Ecological Engineering 2002 nr 18, s. 633-646.

UPGRADING OF PHOSPHORUS REMOVAL FROM WASTEWATER IN CONSTRUCTED WETLANDS

Summary

Phosphorus removal in constructed wetlands occurs mainly from adsorption and precipitation to the bed media. Upgrading of phosphorus removal in such systems can be obtained by using filtration media with high P-capacity.

Filtration and sorption parameters of calciferrous bedrock opoka, preheated at temperature 900°C, at six different particle size are presented in article. Two variants of material application in subsurface flow constructed wetlands were discussed.

Józefa Wiater
Adam Łukowski
Henryk Fitko
Sławomir Stelmach
Aleksander Sobolewski
Jan Figa

WSTĘPNE BADANIA APLIKACYJNE GRANULOWANYCH NAWOZÓW ORGANICZNO-MINERALNYCH NA BAZIE OSADÓW ŚCIEKOWYCH

Streszczenie

W doświadczeniu polowym na glebie średniej stosowano w dwu dawkach granulaty wytworzone z osadów + KNO₃. Celem porównania stosowano osady ścieków komunalnych. Po zbiorze roślin określono zawartość form mineralnych azotu na trzech głębokościach gleby do 90 cm. Stwierdzono, że migracja azotu z granulatu była znacznie mniejsza, niż z osadu ściekowego. W warstwach wierzchnich gleby było w tych obiektach więcej azotu amonowego, niż azotanowego.

Wstęp

Niedobór składników pokarmowych w glebie uzupełnia się poprzez jej nawożenie. Często jednak, licząc na lepszy skutek, stosuje się bardzo duże dawki nawozów, co wpływa niekorzystnie na środowisko naturalne. Rolnictwo intensywne, stosujące wysokie dawki nawozów mineralnych, przyczynia się w znaczący sposób do zanieczyszczenia wód gruntowych i powierzchniowych oraz degradacji ekosystemów wodnych. Niewykorzystane przez rośliny składniki nawozowe wymywane są z gleby przez wody opadowe, pogarszając jakość i przydatność gospodarczą wód użytkowych. Za stan ten odpowiedzialne są przede wszystkim wypłukiwane z wierzchniej warstwy gruntu, nie pobrane przez uprawianą roślinność, azotany (saletry) i w mniejszym stopniu fosforany. Związki te wypłukiwane są z gleby tak szybko, że uprawiane rośliny nie nadążają z przyswojeniem całej dawki stosowanego nawozu. Tylko w Polsce roczny ładunek azotu ogólnego odpływającego rzekami do Morza Bałtyckiego w 1999 roku wynosił 206 tys. ton, a fosforu ogólnego blisko 14 tys. ton. [20]. Nadmierna eutrofizacja wód powierzchniowych zmusza do podejmowania wszelkich zabiegów i działań mających na celu rozwiązanie tego ogólnoswiatowego problemu.

Celem referatu jest przedstawienie koncepcji ograniczenia efektu wypłukiwania z gleby nawozów mineralnych, która pozwoli na przeciwdziałanie zjawisku eutrofizacji wód powierzchniowych. Idea taka mogłaby zostać zrealizowana poprzez wytworzenie i aplikację granulowanych nawozów organiczno-mineralnych. Produkty takie otrzymywane byłyby poprzez granulację dopuszczonych do rolniczego wykorzystania osadów ściekowych z mineralnymi nawozami zawierającymi potas, którego zawartość w osadach ściekowych jest niska, a który jest niezbędny dla prawidłowej vegetacji uprawianych roślin. Granulowane nawozy mineralno-organiczne zapewnią dostarczenie niezbędnych składników odżywczych uprawianym roślinom i dodatkowo charakteryzować się będą podwyższoną odpornością na wymywanie z gleby soli mineralnych przez wody opadowe i zalewowe.

I. Stan aktualny osadów w Polsce

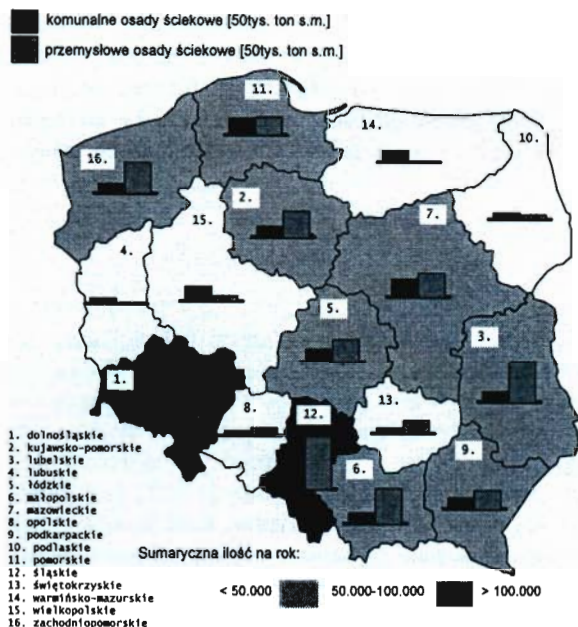
Procesy biologicznego oczyszczania ścieków związane są nieodłącznie z powstawaniem dużej ilości osadów ściekowych. Ilość tych osadów to na ogół 1-2% objętości oczyszczanych ścieków. W 2000 roku podczas oczyszczania ścieków komunalnych i przemysłowych powstało w Polsce ponad 1 mln Mg s.m. osadów ściekowych [20]. Ilość osadów ściekowych wytworzonych w Polsce w roku 2000 – uwzględniając podział na województwa – prezentuje rysunek 1 [20]. Procentowy udział poszczególnych sposobów zagospodarowania komunalnych osadów ściekowych w każdym z województw przedstawia Rysunek 2. Na podstawie przedstawionych danych można stwierdzić, że dominującą metodą wykorzystania komunalnych osadów ściekowych w Polsce jest ich składowanie. W ten sposób w roku 2000 zostało zagospodarowane ponad 42% osadów ściekowych z oczyszczania ścieków komunalnych; najwięcej w województwach: dolnośląskim – 71%, podlaskim – 70%, lubuskim – 68%, małopolskim – 65%, kujawsko-pomorskim – 65%.

dr hab. inż. Józefa Wiater, prof. PB, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych; mgr inż. Adam Łukowski, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych; mgr inż. Henryk Fitko, Instytut Chemicznej Przeróbki Węgla w Zabrze; mgr inż. Sławomir Stelmach, Instytut Chemicznej Przeróbki Węgla w Zabrze; dr inż. Aleksander Sobolewski, Instytut Chemicznej Przeróbki Węgla w Zabrze; Jan Figa, Instytut Chemicznej Przeróbki Węgla w Zabrze

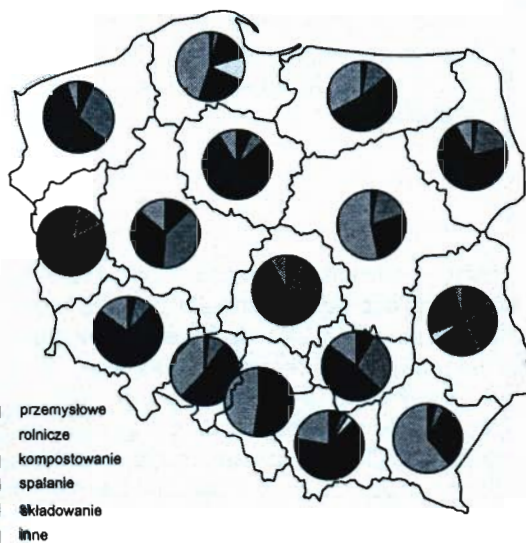
kim – 60% i łódzkim 59%. Wykorzystaniu rolniczemu osadów ściekowych z oczyszczania ścieków komunalnych poddano jedynie 14% ich całkowitej ilości. Największy udział rolniczego wykorzystania osadów odnotowały województwa: wielkopolskie – około 38% oraz świętokrzyskie, lubelskie i zachodniopomorskie – około 29%. Kompostowanie, spalanie i wykorzystanie przemysłowe osadów ściekowych stanowiły nieznaczny procent wśród pozostałych sposobów zagospodarowania osadów ściekowych z oczyszczania ścieków komunalnych – metodami tymi zagospodarowano niecałe 17% osadów. Dość duża ilość komunalnych osadów ściekowych (około 27%) została wykorzystana za pomocą innych metod, co obejmowało między innymi ich użycie do rekultywacji gruntów zdegradowanych, niwelacji terenu lub wypełniania wyrobisk pokopalnianych.

Z zaprezentowanych danych jednoznacznie wynika, że rolnicze wykorzystanie osadów ściekowych w Polsce jest ciągle niewielkie, zdecydowanie mniejsze niż w krajach rozwiniętych, np. Luksemburgu (około 70%), Danii, Francji (około 60%), Hiszpanii, Wielkiej Brytanii, Niemczech czy Belgii (około 40%) [2].

Rysunek 1. Osady ściekowe wytworzone w Polsce w 2000 r. (w podziale na województwa)



Rysunek 2. Sposoby zagospodarowania komunalnych osadów ściekowych (w podziale na województwa)



2. Osady ściekowe jako nawozy

O glebotwórczej i nawozowej wartości komunalnych osadów ściekowych decyduje w pierwszym rzędzie znaczna zawartość substancji organicznej, azotu, fosforu i pierwiastków śladowych [1,4,6,10,19]. Ponieważ większość gleb w naszym kraju cechuje się niską żyznością, poprawa ich właściwości poprzez wykorzystanie osadów ściekowych, spełniających narzucone ustawą kryteria, wydaje się wysoce racjonalna i **uzasadniona**.

Liczne badania wykonane w Polsce [18,20,21], dotyczące oddziaływania osadów ściekowych na żyzność gleby i plonowanie roślin, dały pozytywne rezultaty. Dotychczasowe wyniki badań krajowych [5,10,13,15,] i zagranicznych [3,11,12,14] świadczą o tym, że osady ściekowe jako odpady zasobne w substancję organiczną oraz mineralne składniki nawozowe, mogą wpływać nie tylko na właściwości chemiczne, fizykochemiczne gleb czy plonowania roślin, ale także na aktywność mikrobiologiczną tego środowiska. Z przeprowadzonych dotychczas badań nad wpływem osadów na żyzność gleby, plonowanie roślin i aktywność mikrobiologiczną wynika, że mogą one stanowić dobry nawóz pod rośliny uprawne.

Istnieją jednak liczne przeszkody ograniczające często możliwość rolniczego wykorzystania osadów ściekowych. Z osadami ściekowymi, oprócz składników pokarmowych, które stanowią o ich wartości nawozowej, wprowadza się do gleby także substancje toksyczne, z których najważniejszymi są metale ciężkie [10,17]. Ich zawartość w osadach zmienia się w szerokim zakresie i wymaga analizy chemicznej każdej partii osadu przeznaczonego do rolniczego wykorzystania. Czynnikiem ograniczającym rolnicze zagospodarowanie komunalnych osadów ściekowych jest często ich zły stan sanitarny, powodowany obecnością jaj helmintów, wirusów i bakterii [9,15].

3. Granulowane osady ściekowe

Problemy z rolniczym wykorzystaniem osadów ściekowych skłaniają wielu badaczy do szukania różnych sposobów przeróbki osadów w bezpieczną, łatwą do transportowania formę, np. w formie granulatu. W latach

osiemdziesiątych zespół naukowców z Lublina opracował metodę przetwarzania uciążliwych odpadów organicznych, (kora, pióra, rogi i sierść) w preparaty nawozowe w postaci granulatów koro-mocznikowych, keratyno-mocznikowych i keratyno-koro-mocznikowych. Preparaty te stosowano na różnych glebach w uprawach polowych i warzywniczo-ogrodniczych. Uzyskane wyniki wskazują na korzystne ich oddziaływanie na właściwości gleby i na rośliny [7,8, 22,23].

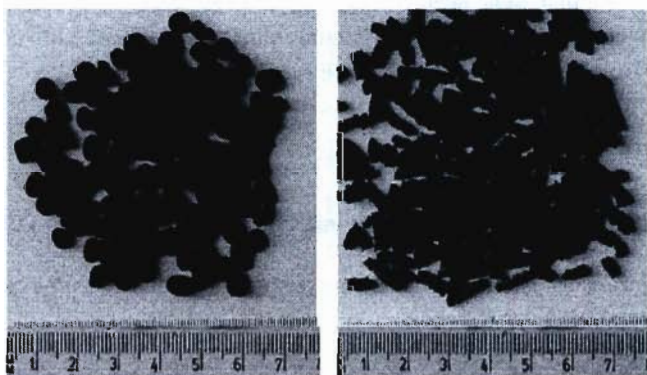
W krajach wysoko rozwiniętych osady ściekowe coraz częściej poddawane są stabilizacji termicznej poprzez suszenie z jednoczesną granulacją. Technologie takie (na przykład technologie oferowane przez firmy SEGHERS, SWISS COMBI, MOZER, ANDRITZ pozwalają na uzyskiwanie z osadów ściekowych granulatów o dobrych parametrach użytkowych: niskiej zawartości wilgoci, wysokim stopniu higienizacji, właściwym uziarnieniu ułatwiającym procesy przechowywania, załadunku, transportu i wysiewania, wysokiej wytrzymałości mechanicznej ograniczającej ścieranie się produktu (brak pylenia) i braku charakterystycznego dla osadów ściekowych, zapachu.

Prowadzone w Instytucie Chemicznej Przeróbki Węgla w Zabrze badania z zakresu granulacji osadów ściekowych skłoniły ich autorów do przetestowania możliwości wytwarzania na bazie osadów ściekowych granulowanych nawozów organiczno-mineralnych z dodatkiem tradycyjnych nawozów sztucznych, w których osad ściekowy oprócz wprowadzenia składnika nawozowego spełniałby rolę inhibitora wymywania z gleby frakcji mineralnych nawozu.

Jak wykazują przeprowadzane liczne badania składu [16,20], osady ściekowe są ubogie w potas (jego zawartość nie przekracza 1% suchej masy). Dlatego postanowiono wstępnie przetestować możliwość preparacji granulowanych nawozów organiczno-mineralnych na bazie komunalnego osadu ściekowego i saletry potasowej (KNO_3).

W trakcie badań przeprowadzonych w Instytucie Chemicznej Przeróbki Węgla w Zabrze wytworzono testowe ilości granulatów z nadmiarowych osadów ściekowych pochodzących z Miejskiej Oczyszczalni Ścieków „Śródmieście” w Zabrze oraz z nawozu mineralnego w postaci saletry potasowej. Jak wykazały przeprowadzone badania osad z tej oczyszczalni może być dopuszczony do zastosowania rolniczego. Wytworzono próbki testowe granulowanych nawozów organiczno-mineralnych stosując różne techniki granulowania (granulator talerzowy, bębnowy, wibracyjny, prasa ślimakowa). Wszystkie otrzymane próbki charakteryzowały się dobrymi właściwościami mechanicznymi a ich właściwości nawozowe zostały ocenione we wstępnych badaniach aplikacyjnych. Na rysunku 3 przedstawiono otrzymane granulki nawozu organiczno-mineralnego w postaci kulek i wytlóczek z prasy ślimakowej.

Rysunek 3. Nawóz organiczno-mineralny granulowany różnymi metodami



4. Badania aplikacyjne

Badania rozpoczęto w 2001 roku zakładając doświadczenie polowe na glebie biellicowej wytworzonej z piasku gliniastego o zawartości 0,04% N – ogółem i węgla organicznego 0,3% odczyn tej gleby był bardzo kwaśny – pH 5,2. Do gleby wniesiono osad ściekowy i granulaty wytworzone z osadu z KNO_3 . Skład chemiczny podano w tabeli 1. Dawkę osadu i granulatu wyliczono w oparciu o zawartość azotu i wynosiła ona około $120 \text{ kg} \cdot \text{ha}^{-1}$. Dawkę granulatu zastosowano jako pojedynczą i podwójną.

Jako obiekt kontrolny wprowadzono dawkę w nawozach mineralnych. Po zbiorze roślin określono w glebie zawartość azotu mineralnego ($N-NH_4$ i $N-NO_3$) z trzech głębokości 0-30 cm, 30-60 cm i 60-90 cm. Obie formy oznaczono w wyciągu 1% K_2SO_4 , metodami kolorymetrycznymi.

5. Omówienie wyników i dyskusja

Zawartość azotu mineralnego oznaczonego po zbiorze roślin nosi nazwę „azotu resztkowego”. Oznacza to, że azot którego nie pobrały rośliny narażony jest (głównie formy mineralne) na wypłukanie gleby o czym donoszą Baran i wsp. [1].

Ilość azotu w glebie, która pozostała po zbiorze roślin była zależna od rodzaju wniesionego nawozu. Najwięcej obu form azotu pozostało po wniesieniu osadów ściekowych i to we wszystkich badanych warstwach gleby. Wysokie stężenie azotu amonowego w warstwach 30-60 i 60-90 cm świadczy o wzmożonej mineralizacji osadu. Również w tym

obiekcie zachodziła intensywniej nityfikacja czego wyrazem jest zawartość N-NO₃ szczególnie w warstwie 0-30 cm. Badania Yoneyama [24] wykazały, że mineralizacja związków azotu z osadów przebiegała intensywniej niż po zastosowaniu np. obornika. (tabela 1)

Tabela 1. Zawartość mineralnych form azotu w glebie w mg·kg⁻¹ s.m. gleby

Głębokość	Rodzaj nawozu			
	mineralne	osady ściekowe	granulat I dawka	granulat II dawka
N-amonowy				
0-30	6,28	8,98	5,20	6,05
30-60	5,50	7,48	3,85	4,02
60-90	3,60	7,20	2,30	2,80
Suma 0-90	15,38	23,66	11,35	12,87
N-azotanowy				
0-30	4,25	6,20	3,45	4,30
30-60	3,10	3,78	2,38	3,15
60-90	2,70	4,20	2,14	2,65
Suma 0-90	14,18	10,05	7,97	10,10
N-mineralny 0-90 cm	37,84	25,43	19,32	22,97

Źródło: opracowanie własne.

Na podstawie przeprowadzonych badań można przypuszczać, że proces amonifikacji, był stymulowany wąskim stosunkiem C:N w osadzie, a proces nityfikacji stymulowany był wyższym odczynem gleby po zastosowaniu osadów.

Procesy te nie są korzystne po zakończeniu wegetacji roślin ponieważ przyczyniają się do wzrostu zawartości mineralnych form azotu, które mogą przemieszczać się w głąb i migrować do wód gruntowych. Jest to zjawisko szczególnie niebezpieczne na glebach lekkich, z których wymyciu ulega nawet kilkadziesiąt kg azotu rocznie [5].

Znacznie mniejsza ilość azotu resztkowego wystąpiła w glebie gdzie stosowano granulat wytworzony z osadów. W porównaniu do osadów przy takiej samej dawce azotu łącznie w trzech warstwach 0-90 cm zawartość azotu amonowego była niższa o 12 mg·kg⁻¹, a azotu azotanowego o 8 mg·kg⁻¹ s.m. gleby. Zawartość obu form azotu we wszystkich warstwach gleby gdzie stosowano granulat była także niższa niż w przypadku gleby gdzie wniesiono nawozy mineralne. Koncentracja obu form azotu w obiektach z nawozami mineralnymi była zbliżona do gleby obiektów z dawką podwójną granulatu, a więc dwukrotnie wyższą dawką azotu.

Podsumowanie

Wytworzenie i stosowanie nawozów granulowanych z osadów daje nie tylko wymierne korzyści ekonomiczne, ale przede wszystkim środowiskowe ponieważ:

- nowa polityka rolna Unii Europejskiej zakłada istotne ograniczenie zużycia agrochemikaliów w rolnictwie, a więc część nawozów mineralnych można zastąpić granulem,
- granulat wyklucza zagrożenie środowiska patogenami, które wnoszą się z osadem,
- na podstawie przeprowadzonych wstępnych badań można stwierdzić, że ta sama dawka azotu wniesiona w granulacie w porównaniu do nawozów mineralnych i osadu ulega znacznie mniejszym stratom, a więc mniej azotu ulega rozproszeniu w środowisku, co ma znaczenie nie tylko ekonomiczne, ale także ekologiczne.

Literatura

- [1] Baran S., Bielińska E.J., Wiśniewski J., *Wpływ osadu ściekowego i wermikompostu z tego osadu na aktywność enzymatyczną gleby piaszczystej*, Ann. UMCS, 1999 sec. E, 54, s.145-151.
- [2] Baran S., Flis-Bujak M., Turski R., Żukowska G., *Przemiany substancji organicznej w glebie lekkiej użyźnionej osadem ściekowym*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 1993 nr 409, s. 243-250.
- [3] Bonmati M., Pujola M., Soliva J.S.M. i in., *Chemical properties, populations of nitrite oxidizers, urease and phosphatase activities in sewage sludge – amended soils*, „Plant and Soil” 1985 nr 84, s. 79-91.
- [4] Boruszko D., Dąbrowski W., Magrel L., *Bilans ścieków i osadów ściekowych w oczyszczalniach ścieków województwa podlaskiego*, Ekonomia i Środowisko, Białystok 2000.
- [5] Ciećko Z., Wyszowski M., Szagała J., *Wpływ 4-letniego stosowania nawozów mineralnych, nawozów azotowych N-NO₃ i N-NH₄ w glebach*, 1996.
- [6] Czekala J., *Osady ściekowe źródłem materii organicznej i składników pokarmowych*, Fol.Univ. Stetinensis, 200, „Agricultura” 1999 nr 77, s. 33-38.
- [7] Dębicki R., Rejman J., Wontroba J., *Oddziaływanie granulatu keratyno-koro-mocznikowego na fizykochemiczne właściwości gleb*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 1989 nr 370, s. 39-48.
- [8] Dębicki R., Wiater J., *Wpływ nawożenia różnymi materiałami organicznymi na zawartość białka w ziarnie i słomie żyta ozimego*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 1989 nr 370, s. 151-164.
- [9] Furczak J., Wielgosz E., *Aktywność mikrobiologiczna stan sanitarny i niektóre właściwości chemiczne osadu ściekowego poddanego dwuletniej transformacji roślinnej*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 2001, (w druku, po recenzji).

- [10] Gambuś F., *Skład chemiczny i wartość nawozowa osadów ścieków z wybranych oczyszczalni regionu krakowskiego*, w: *Przyrodnicze użytkowanie osadów ściekowych*, IOŚ, 1999, s. 67-78.
- [11] Garcia C., Hernandez T., *Effect of bromacil and sewage sludge addition on soil enzymatic activity*, „Soil Sci. Plant Nutr.” 1996 nr 42, s. 191-195.
- [12] Häni H., Siegenthaler A., Candinas T., *Soil effects due to sewage sludge application in agriculture*, „Fertil. Res.” 1996 nr 43, s. 149-156.
- [13] Kalembasa S., Kuziemska B., *Wpływ dawki i termin stosowania osadów na plon siana oraz wartość współczynników wykorzystania azotu i fosforu z osadów*, Fol. Univ. Stetinensis 200, „Agricultura” 1999 nr 77, s. 121-124.
- [14] Kalembasa S., Symanowicz B., *Wpływ nawożenia mineralnego, mieszanin osadów pościekowych z korą i trocinami na plonowanie i skład chemiczny, Lolium multiflorum Lam.*, Fol. Univ. Stetinensis 200, „Agricultura” 1999 nr 77, s. 129-134.
- [15] Kalisz L., Kaźmierczuk M., *Analiza aktualnego stanu sanitarnego osadów ściekowych z oczyszczalni ścieków miejskich pod kątem ich dalszej utylizacji. Katalog zunifikowanych obiektów i rozwiązań w systemie UNIKLAR*, Suplement, CTBK, Warszawa 1990.
- [16] Kobus J., Czaban J., Gajda A., *Wpływ osadu na aktywność biologiczną gleb zdegradowanych i przemiany w nich węgla, azotu, fosforu i cynku*, „Pam. Puł.” 1990 nr 96, s. 121-137.
- [17] Krzywy E., Wołoszyk Cz., *Charakterystyka chemiczna i możliwości wykorzystania do produkcji kompostów osadów ściekowych z miejskich oczyszczalni ścieków*, Zesz. Nauk. AR Szczecin 172, „Rolnictwo” 1996 nr 62, s. 265-271.
- [18] Mazur T., Wojtas A., *Charakterystyka chemiczno-rolnicza osadów ściekowych miasta Olsztyna*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 1993 nr 409, s. 9-12.
- [19] Mazur T., *Rozważania o wartości nawozowej osadów ściekowych*, Zesz. Probl. Post. Nauk. Rol. 1996 nr 437, s. 13-22.
- [20] *Ochrona Środowiska 2001. Informacje i opracowania statystyczne GUS*, Warszawa 2001.
- [21] Roszyk E., Roszyk S., Spiak Z., *Wartość nawozowa osadów ściekowych z niektórych oczyszczalni południowo-zachodniej Polski, cz.2, Doświadczenia vegetacyjne*, Roczn. Gleb. 1987 nr 38, s. 4, 137-144.
- [22] Wiater J., Dębicki R., *Następcze oddziaływanie różnych gatunków materiałów organicznych na glebę i roślinę, cz.1, Wybrane elementy żyzności gleby*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 1994 nr 407, s. 57-64.
- [23] Wiater J., Dębicki R., *Następcze oddziaływanie różnych gatunków materiałów organicznych na glebę i roślinę, cz.2, Skład chemiczny roślin*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 1994 nr 407, s. 65-70.
- [24] Yoneyama T., Yoschida T., *Nitrogen mineralization of sewage sludges in soil. Soil*, „Sci. And Plant Nutr.” 1978.

PRELIMINARY INVESTIGATION APLIKATIVE OF GRANULATE FERTILIZER ORGANIC-MINERAL ON BASE OF SLUDGE SEVAGES

Summary

In the field experiment on medium-heavy soil a granulate made from sewage sludgies + KNO₃ was applied in two doses. For comparison a municipal sewage sludge was used. After harvest the content of mineral forms of nitrogen on three depths of soil (up to 90cm) was determined.

It was found, that migration of nitrogen from granulate was considerably smaller, than from sewage sludge. In these objects, in a top layers of the soil it was more ammonium nitrogen, than nitrate nitrogen.

POLIGONOWE BADANIA ADSORPCYJNEGO USUWANIA PESTYCYDÓW ZE ŚCIEKÓW PRZEMYSŁOWYCH

Streszczenie

Przedstawiono efekty poligonowych badań adsorpcyjnego usuwania pestycydów ze ścieków przemysłowych powstających w zakładzie produkującym środki ochrony roślin. Podczas badań określono również skuteczność usuwania zanieczyszczeń organicznych (mierzonych jako redukcja TOC i ChZT). Potwierdzono możliwość usuwania pestycydów ze ścieków, w tym zarówno insektycydów należących do grupy węglowodorów fosforoorganicznych (chlorfenwinfos, fenitrotion, dichlorfos) jak i insektycydów należących do grupy węglowodorów chlorowanych (α , β , γ -HCH, DMDT, DDT).

Wstęp

Unowocześnianie produkcji rolnej i dążenie do uzyskania możliwie najlepszych warunków dla wzrostu roślin uprawnych to między innymi skuteczną walką z patogenami i szkodnikami upraw. Współczesna chemia dostarcza wiele substancji pozwalających na efektywną ochronę roślin. Ilościowy postęp w produkcji i stosowaniu aktywnych biologicznie środków ochronnych oraz ich perystentność decydują o trwałym zanieczyszczeniu środowiska naturalnego, a w szczególności wód powierzchniowych i podziemnych. Nawet niewielkie stężenie pestycydów w wodach stanowi potencjalne niebezpieczeństwo dla organizmów żywych [1, 2].

Pestycydy to grupa związków chemicznych, które służą do zwalczania chorób roślin, usuwania i niszczenia chwastów, do zwalczania pasożytów u ludzi, zwierząt i roślin, a także do zaprawiania ziarna siewnego. Można sklasyfikować je w oparciu o szereg kryteriów. Najczęściej stosowany sposób klasyfikacji bierze za podstawę kryterium zastosowania ich do określonych celów. Środki ochrony roślin dzieli się zazwyczaj na cztery grupy:

- **zoocydy** służące do zwalczania szkodników zwierzęcych – (w tym insektycydy – owadobójcze, akarycydy – roztoczebójcze, nematocydy – nicieniobójcze, rodentocydy – gryzoniobójcze itp.),
- **bakteriocydy** służące do zwalczania bakterii,
- **herbicydy** służące do zwalczania chwastów,
- **fungicydy** służące do zwalczania grzybów [4].

Środki owadobójcze (insektycydy nieorganiczne i organiczne) pod względem produkcji i zastosowania zajmują czołowe miejsce wśród pestycydów. Najpowszechniej stosowane są insektycydy organiczne, wśród których wyróżnić można:

- insektycydy chloroorganiczne – insektycydy stosowane do niszczenia owadów w rolnictwie, leśnictwie a także do celów sanitarnych; należą one do trucizn kontaktowych, na rośliny nie działają szkodliwie; ze względu na duże powinowactwo do tłuszczów, niewielką biodegradowalność i bardzo długi czas półtrwania zalicza się je do związków bardzo trwałych, tzw. persystentnych (na przykład DDT w wodzie ulega rozkładowi po upływie przeszło jednego roku, a w glebie po 10 latach [4]). Insektycydy chloroorganiczne różnią się znacznie budową i zawartością chloru, co wpływa na ich właściwości toksyczne, fizyczne i chemiczne
- insektycydy fosforoorganiczne – są jedną z podstawowych grup insektycydów stosowanych w ochronie roślin w Polsce i na całym świecie; preparaty owadobójcze zawierające związki fosforoorganiczne używane są szczególnie w uprawie roślin przemysłowych, w sadownictwie i warzywnictwie, natomiast niektóre z nich znalazły zastosowanie w akcjach sanitarnych i w gospodarstwie domowym [4]; różnice w budowie chemicznej tych związków są przyczyną różnej ich toksyczności, jednakże mechanizm ich działania na żywy organizm jest zbliżony; wszystkie fosforoorganiczne insektycydy są podatne na degradację hydrolytyczną prowadzącą do rozpuszczalnych w wodzie produktów, które uważa się za nietoksyczne, praktycznie we wszelkich stężeniach; toksyczność stanowi zatem niebezpieczeństwo krótkoterminowe, insektycydy fosforoorganiczne są absorbowane wieloma drogami przez skórę, przewód pokarmowy, spojówki, drogi oddechowe;
- insektycydy pochodne kwasu karbaminowego – to estry kwasu karbaminowego, które wykazują małą toksyczność, szybko ulegają rozkładowi w glebie i tworzą mało toksyczne produkty rozkładu; dzięki tym właściwościom wypierają insektycydy persystentne.

Jednym ze źródeł stałego zanieczyszczenia wód pestycydami są ścieki z zakładów produkujących i/lub konfekcjonujących chemiczne środki ochronne. Wobec wymienionych faktów niezwykle istotnym wydaje się dogłębne oczyszczanie ścieków poprodukcyjnych z pestycydów oraz dotrzymanie obowiązujących w Polsce norm dotyczących zawartości zanieczyszczeń w odprowadzanych z zakładu ściekach [5]. W większości przypadków stosując biologiczne lub chemiczne metody oczyszczania, nie można uzyskać takiego stopnia usunięcia zanieczyszczeń, który umożliwiłby bezpieczny zrzut ścieków do wód powierzchniowych.

Celem referatu jest omówienie poligonowych badań nad usuwaniem pestycydów za pomocą węgla aktywnego ze ścieków przemysłowych powstających w zakładzie produkującym środki ochrony roślin.

I. Charakterystyka ścieków

Omawiany zakład produkujący środki ochrony roślin jest wyposażony w mechaniczno-chemiczną oczyszczalnię ścieków gdzie kierowane są ścieki poprodukcyjne oraz zanieczyszczone wody odciekowe z nieczynnego zakładowego składowiska odpadów. Stopień redukcji zanieczyszczeń w istniejącej oczyszczalni ścieków zapewnia odprowadzenie ścieków do odbiornika zewnętrznego zgodnie z posiadanym pozwoleniem wodnoprawnym, za wyjątkiem zawartości insektycydów z grupy węglowodorów chlorowanych oraz insektycydów fosforoorganicznych i karbaminianowych. Wobec powyższego, zakład został zobowiązany przez lokalne władze środowiskowe do modernizacji istniejącej oczyszczalni. Jedną z rozważanych technik zapewniającą usunięcie zanieczyszczeń pestycydowych z ścieków zakładowych jest adsorpcja na węglu aktywnym [6,7,8,9,10,11]. Po przeprowadzeniu wstępnych badań laboratoryjnych, potwierdzających skuteczność rozważanej metody niezbędna była jej praktyczna weryfikacja w warunkach rzeczywistych.

W celu rekomendacji techniki adsorpcyjnej do oczyszczania ścieków przemysłowych pochodzących z zakładu produkującego środki ochrony roślin wykonano dwumiesięczny cykl badań dynamicznych, zwanych poligonowymi, w instalacji badawczej. Instalację zasilano ściekami wstępnie oczyszczonymi, sklarowanymi i uśrednionymi, pochodzącymi z zakładowej oczyszczalni ścieków, których charakterystykę przedstawiono w tabeli 1. W tabeli tej zamieszczono również wybrane, dopuszczalne zawartości zanieczyszczeń wymagane przez polskie ustawodawstwo [5].

Tabela 1. Wybrane parametry ścieków kierowanych do instalacji poligonowej

Rodzaj zanieczyszczenia	Zawartość zanieczyszczeń w ściekach *	Dopuszczalna zawartość zanieczyszczeń
Odczyn pH	7,07-7,57	6,5-8,5
Zawiesina ogólna [mg/dm ³]	17-61	35
ChZT (K ₂ Cr ₂ O ₇) [mgO ₂ /dm ³]	32,1-53,7	125
OWO [mgC/dm ³]	12,9-21,5	30
Insektycydy z grupy węglowodorów chlorowanych [µg/dm ³] w tym:	101,8-250,3	0,5
DDT [µg/dm ³]	0,4-3,8	
Gamma-HCH [µg/dm ³]	1,1-97,1	
Alfa-HCH [µg/dm ³]	43,6-129,2	
Beta-HCH [µg/dm ³]	3,9-16,3	
DMDT [µg/dm ³]	3,2-11	
Insektycydy fosforoorganiczne i karbaminianowe [µg/dm ³] w tym:	94,75-683,4	10
Chlorfeninfos [µg/dm ³]	89,9-653,3	
Fenitrotion [µg/dm ³]	2,7-25,2	
Dichlorfos [µg/dm ³]	poniżej 0,1-4,9	

- w okresie prowadzenia testów poligonowych (2002 r.)

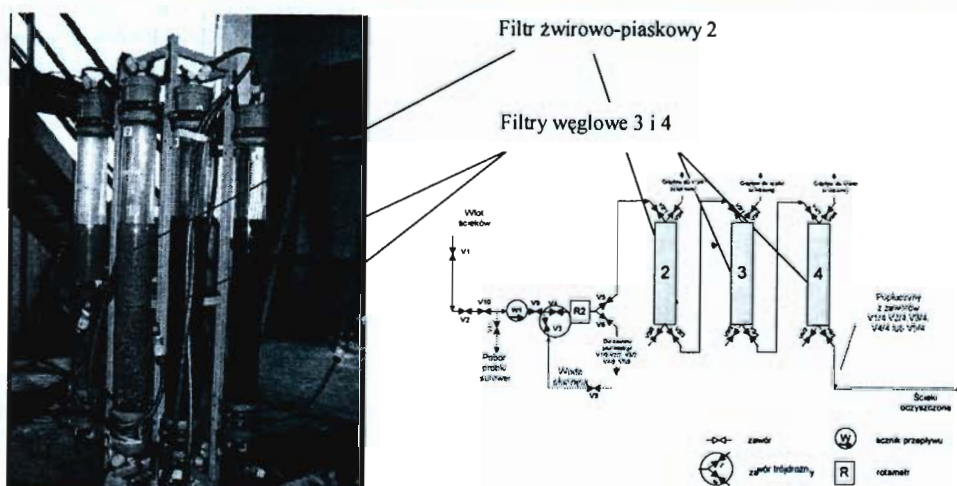
Źródło: opracowanie własne.

2. Badania poligonowe w instalacji doświadczalnej

W celu wykonania badań poligonowych zmontowano i umieszczono w zakładowej oczyszczalni ścieków instalację doświadczalną o wydajności 50 dm³/h przedstawioną na rysunku 1. Instalację zasilano grawitacyjnie uśrednionymi ściekami rzeczywistymi wstępnie oczyszczonymi i sklarowanymi, o składzie przedstawionym w tabeli 1 (kolumna 2) z zakładowej oczyszczalni ścieków.

Instalacja składała się z trzech szeregowo połączonych przewodami giętkimi kolumn, wykonanych z przezroczystego tworzywa. Kolumnę 2 wypełniono żwirem i piaskiem tak, by pełniła rolę filtra zatrzymującego napływającą ze ściekami zawiesinę. Kolumny 3,4 wypełniono węglem aktywnym. Instalacja wyposażona była w licznik przepływu ścieków oraz rotometr. Układ ozaworowania i połączeń przewodami zakończonymi szybkozłączkami umożliwiała płukanie filtra piaskowego i zruszanie złoża w filtrach węglowych za pomocą wody. Parametry pracy kolumn węglowych (czas kontaktu, prędkość liniowa) przyjęto zgodnie z obowiązującymi w skali przemysłowej standardami [12].

Rysunek 1. Instalacja doświadczalna do badań adsorpcyjnego usuwania pestycydów ze ścieków przemysłowych



Poniżej przedstawiono parametry techniczne i operacyjne filtrów pracujących w instalacji doświadczalnej.

	Filtry węglowe (3,4)	Filtr piaskowy (2)
sumaryczna wysokość złoża, [m]	1,2 (2×0,6)	0,62
szybkość filtracji (pusty przekrój), [m/h]	6	6
sumaryczny czas kontaktu, [min]	12	6
sposób płukania	woda wodociągowa	woda wodociągowa
intensywność płukania, m ³ /m ² h	12	29
czas płukania wodą [min]	4	10
częstotliwość płukania,	co 4 dni	3× dobę
ilość węgla aktywnego [kg]	5,4	-
średnica kolumny [m]	0,104	0,104
Wypełnienie filtra piaskowego (2):		
• podsypka żwir	wielkości ziaren	
	5,0-3,15 mm	8 cm
	3,15-2 mm	15 cm
	2-1,25 mm	15 cm
• piasek filtracyjny	wielkości ziaren	
	0,2-1,6 mm	24 cm

Podczas prowadzenia testu poligonowego kontrolowano systematycznie ilość i jakość ścieków dopływających do instalacji oraz jakość ścieków doczyszczanych na filtrach węglowych. Zakres analityki chemicznej obejmował oznaczanie takich parametrów, jak: OWO, ChZT, pH, przewodnictwo elektrolityczne, mętność, barwę, zawartość zawiesiny i zapach. Biorąc pod uwagę obecny profil produkcji zakładu oraz zidentyfikowane zanieczyszczenia zawarte w wodach odciekowych z nieczynnego składowiska odpadów oznaczano zawartość w ściekach zasilających instalację jak i po oczyszczeniu na węglu aktywnym następujących pestycydów:

z grupy węglowodorów chlorowanych – DDT; α,β,γ-HCH; DMDT, fosforoorganicznych i karbaminianowych – Chlorfenwinfos; Fenitrotion; Dichlorfos.

Oznaczanie zawartości pestycydów wykonano na chromatografie gazowym CARLO ERBA-VEGA 600V z detektorem wychwyty elektronów. Oznaczenia ChZT i OWO wykonano na spektrofotometrze Cadas 30 s, a pozostałe zgodnie z PN.

Do wypełnienia kolumn sorpcyjnych (filtry węglowe 3,4) instalacji poligonowej użyto regenerowany termicznie węgiel aktywny firmy Chemviron – F-200, którego podstawowe własności fizyko-chemiczne przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Charakterystyka stosowanego w badaniach węgla aktywnego F-200

Oznaczenie	Węgiel aktywny F-200 (regenerowany)
Liczba metylenowa [cm ³]	19
Liczba adsorpcji jodu [mg/g]	780
Powierzchnia właściwa [m ² /g]	666
Nasiąkliwość wodna [cm ³ /g]	0,51
Wytrzymałość mechaniczna [%]	93,1
Uziarnienie [mm]	0,5-1,6
Zawartość wilgoci W ^a [%]	2,6
Zawartość popiołu A ^a [%]	10,6
Zawartość części lotnych V ^a [%]	2,86

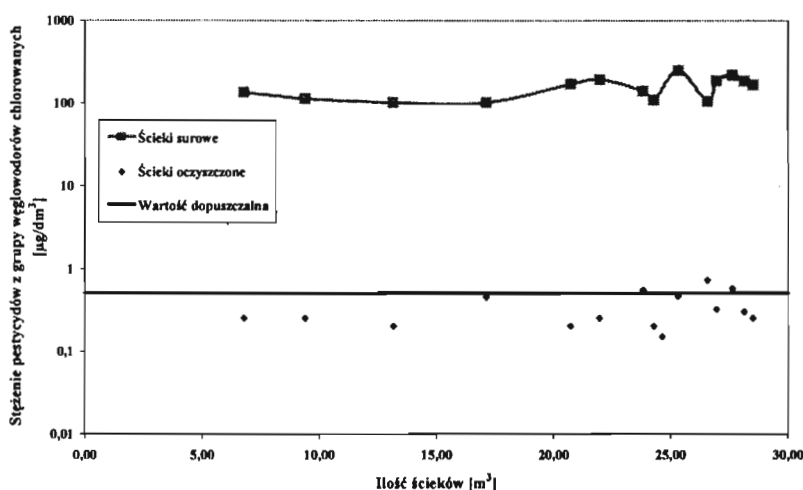
Źródło: opracowanie własne.

Zastosowany węgiel aktywny charakteryzuje się przeciętnymi własnościami adsorpcyjnymi. Zastosowanie innego węgla aktywnego, o lepszych parametrach fizyko-chemicznych i wyższej pojemności sorpcyjnej, umożliwi zaadsorbowanie większej ilości zanieczyszczeń w przeliczeniu na jednostkę węgla aktywnego. W praktyce oznaczać to będzie, że ta sama ilość węgla aktywnego może usunąć zanieczyszczenia do poziomu nakazanego przez polskie ustawodawstwo z większej objętości ścieków, co pozwoli na wydłużenie czasu pracy filtra węglowego.

3. Wyniki badań poligonowych

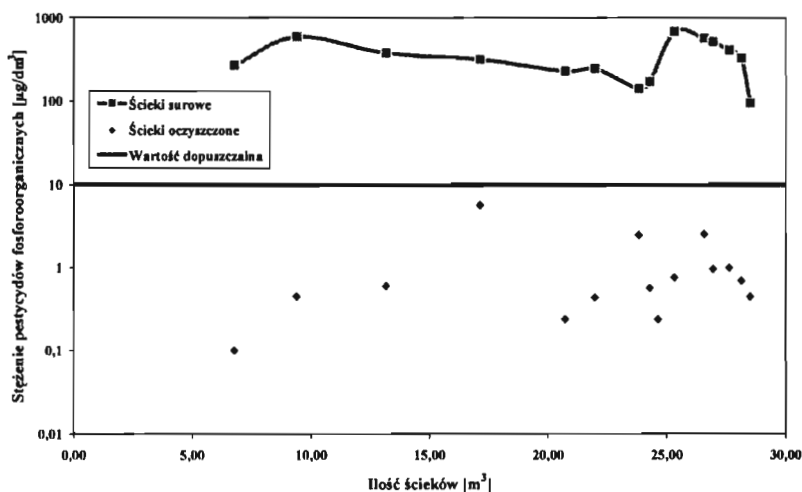
Podczas prowadzenia testów poligonowych ilość zanieczyszczeń w dopływających do instalacji ściekach ulegała bardzo znacznym zmianom. Zanotowano bardzo duże wahania w stężeniu pestycydów fosforoorganicznych i pestycydów z grupy węglowodorów chlorowanych oraz w ilości zawiesiny. Uzyskane wyniki redukcji zawartości pestycydów z grupy węglowodorów chlorowanych w ściekach oczyszczonych podczas pracy instalacji doświadczalnej w funkcji ilości ścieków oczyszczonych przedstawiono na rysunku 2.

Rysunek 2. Zmiany sumarycznych stężeń pestycydów z grupy węglowodorów chlorowanych w ściekach surowych i oczyszczonych na węglu aktywnym F-200 podczas pracy instalacji doświadczalnej w funkcji ilości ścieków oczyszczonych



Efekty zmiany zawartości pestycydów fosforoorganicznych w czasie pracy instalacji doświadczalnej w funkcji ilości ścieków oczyszczonych przedstawia rysunek 3.

Rysunek 3. Zmiany sumarycznych stężeń pestycydów fosforoorganicznych w ściekach surowych i oczyszczonych na węglu aktywnym F-200 podczas pracy instalacji doświadczalnej w funkcji ilości ścieków oczyszczonych



Na obydwóch wykresach naniesiono również dopuszczalny poziom zawartości pestycydów wymienionych grup w ściekach odprowadzanych do odbiornika zewnętrznego zgodnie z rozporządzeniem Ministra Środowiska [1]. Ze względu na konieczność zobrazowania bardzo niskich stężeń pestycydów na wylocie z instalacji na wykresach, zastosowano skalę półlogarytmiczną.

Z analizy otrzymanych danych eksperymentalnych wynika, że pomimo zanotowanych dużych wahań w stężeniu pestycydów fosforoorganicznych i pestycydów z grupy węglowodorów chlorowanych w ściekach zasilających instalację doświadczalną uzyskano zadowalający poziom redukcji wymienionych zanieczyszczeń na węglu aktywnym. Stopnie redukcji zanieczyszczeń wyrażone w procentach w procesie adsorpcji na węglu aktywnym, podczas testu kształtowały się na następujących poziomach:

- pestycydy (fosforoorganiczne i węglowodory chloroorganiczne) 99-100%
- ChZT, OWO 40-60%

Dla przyjętych warunków eksploatacji filtrów węglowych pierwsze symptomy przekroczenia dopuszczalnego poziomu zawartości pestycydów z grupy węglowodorów chlorowanych ($0,5 \mu\text{g}/\text{dm}^3$) w ściekach oczyszczonych zaobserwowano po około sześciu tygodniach eksploatacji instalacji doświadczalnej pomimo nadal bardzo wysokiego 99% poziomu ich redukcji.

Węgiel aktywny nadal sorbował bardzo dobrze, lecz wysoki i zmienny poziom zanieczyszczeń pestycydowych w ściekach surowych oraz ostre wymogi dotyczące jakości ścieków oczyszczonych kierowanych do odbiornika zewnętrznego kwalifikują go do wymiany. Badania poligonowe wykazały, że 1 kg węgla aktywnego (F-200) wystarczy na oczyszczenie 5m^3 ścieków z zawartych w nich pestycydów do prawnie dopuszczalnego poziomu ich stężeń.

Podsumowanie

W wyniku przeprowadzenia poligonowych badań adsorpcyjnego usuwania pestycydów ze ścieków przemysłowych:

- uzyskano zadowalające efekty redukcji zanieczyszczeń pestycydowych rekomendujące technikę adsorpcyjną do oczyszczania ścieków z zanieczyszczeń pestycydowych i gwarantujące dotrzymanie w ściekach oczyszczonych poziomu pestycydów zgodnego z obowiązującymi obecnie w Polsce wymogami prawnymi;
- przetestowano regenerowany termicznie węgiel aktywny (F-200), który może być zastosowany jako wypełnienie przemysłowych adsorberów ze względu na dobre własności adsorpcyjne zanieczyszczeń pestycydowych. Użycie węgla aktywnego o lepszych parametrach fizyko-chemicznych i wyższej pojemności sorpcyjnej, umożliwi zaadsorbowanie większej ilości zanieczyszczeń, a tym samym wydłuży czas efektywnej pracy filtrów węglowych.

Literatura

- [1] Wierzbicki T., Szarkowska I., Ignatowicz-Owsieniuk K., *Zagrożenie środowiska naturalnego zanieczyszczeniami pestycydowymi*, „Ekoinżynieria” 1997.
- [2] Zdybiewska W., *Wpływ pestycydów na zanieczyszczenie środowiska wodnego i sposoby ich unieszkodliwiania*, „Wodociągi i Kanalizacja” 1982 nr 15.
- [3] Szucki B., Majczakowa W.; Podolak M.; Krzyżanowski J., *Chemiczne środki ochrony roślin*, Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa 1978.
- [4] Różański L., *Vademecum pestycydów '97/98*, Wydawnictwo Agra-Enviro Lab., Poznań 1998.
- [5] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 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 212, poz. 1798.
- [6] Jian-ying H.; Takaka A.; Yutaka O. i inni, *Adsorptive characteristics of ionogenic aromatic pesticides in water on powdered activated carbon*, *Wat.Res.Vol.32.No.9 (1998)*, s. 2593-2600,
- [7] Ignatowicz-Owsieniuk K., *Ocena właściwości wybranych węgla granulowanych wobec herbicydów*, w: *Uzdatnianie wód podziemnych-badania, projektowanie i eksploatacja*, Warszawa 1999.
- [8] Ignatowicz-Owsieniuk K., *Biosorpcyjne usuwanie zanieczyszczeń pestycydowych z wody na biologicznie aktywne filtry węglowe*, w: *Węgiel aktywny w ochronie środowiska*, Częstochowa-Hajnówka-Białowieża 2000.
- [9] Ignatowicz-Owsieniuk K., *Zależność stopnia sorpcji pestycydów fenoksyoctowych na węglu AG-5 od ich własności fizyko-chemicznych*, *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Białystok 2001. Zeszyt 14 Nauki Techniczne nr 141*, Białystok 2001.
- [10] Biziuk M., Czerwiński J., *Substancje toksyczne w środowisku*, Materiały z sympozjum, Jachranka 1991, ART, Katedra Chemii, Olsztyn 1991.
- [11] Jankowska H., Świątkowski A., Choma J., *Węgiel Aktywny*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1985.
- [12] Heidrich Z. i inni, *Urządzenia do uzdatniania wody – zasady projektowania i przykłady obliczeń*, Arkady, Warszawa 1987.

PILOT RESEARCH WORK ON ADSORPTIVE REMOVAL OF PESTICIDES FROM INDUSTRIAL WASTEWATER

Summary

The research works on adsorptive removal of pesticides from industrial wastewater generated in the plant manufacturing pesticides were presented. The efficiency of organic impurities removal (measured as the reduction of TOC and COD) was also examined. In the result of the tests performed it was confirmed the possibility of pesticides removal from wastewater, including both insecticides belonging to the organo-phosphorous hydrocarbons group (chlorferwinfos, fenitroton, dichlorfos) and insecticides belonging to the chlorinated hydrocarbons group (α , β , γ -HCH, DMDT, DDT).

WSPOMAGANIE OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW ZEOLITAMI W REAKTORZE SBR

Streszczenie

Efektywność biologicznego oczyszczania ścieków uwarunkowana jest wieloma czynnikami, które mogą prowadzić do zaburzenia przebiegu procesu osadu czynnego, nie zapewniając tym samym długotrwałych i stabilnych warunków oczyszczania [1]. Dlatego biologiczne oczyszczanie ścieków często wymaga fizykochemicznego wspomaganie, szczególnie pod kątem usuwania substancji biogenych.

Najpopularniejszym sposobem szybkiego i efektywnego uzyskania wymaganych wartości parametrów ścieków oczyszczonych jest zastosowanie koagulantów przemysłowych. Jednakże koagulacji mimo wielu zalet towarzyszą w różnym stopniu efekty niezamierzone, wynikające z ubocznego działania chemikaliów. Są to reakcje chemiczne zachodzące z substancjami wywołującymi naturalną zasadowość, czy też wąski zakres wymaganego pH dla optymalnego przebiegu procesu. Reagenty wytwarzane z produktów odpadowych mogą wnosić z oczyszczonymi ściekami do odbiornika nadmierne zasolenie, metale ciężkie czy halogeny organiczne [2, 3]. Substancje te zanieczyszczają osady, ścieki oczyszczone oraz mogą sprzyjać inhibicji procesów biologicznych. Stąd też zastąpienie ich naturalnymi minerałami - zeolitami może przyczynić się do znacznego zmniejszenia stężenia toksycznych chemicznych substancji krążących w zamkniętym naturalnym obiegu wody.

Wstęp

Zastosowanie naturalnych zeolitów w procesach oczyszczania ścieków sięga już wielu lat, jednakże zainteresowanie nimi, szczególnie na obszarze Europy Wschodniej znacznie wzrosło po odkryciu ogromnych, łatwo dostępnych złóż na Słowacji, Ukrainie, Bułgarii oraz Węgrzech. Wykorzystanie zeolitów w procesach sedymentacji, filtracji, koagulacji, adsorpcji, i wymianie jonowej wynika głównie z cech glinokrzemianowej struktury szkieletowej. Podstawowym elementem szkieletu jest tetraedr, którego centrum zajmuje atom krzemu lub glinu, naroża zaś zajmują cztery atomy tlenu. Połączenie tetraedrów w ciągłą sieć tworzy strukturę przestrzenną o wyjątkowo dużej ilości wolnych kanałów i komór. Wolne przestrzenie są wypełnione dużymi jonami i cząsteczkami wody, które mając dużą swobodę ruchu, umożliwiają wymianę jonową, odwracalną dehydratację i sorpcję kationów metali [4, 5, 6, 8].

Ujemny ładunek szkieletu zeolitu, wynikający z zastąpienia części atomów Si (IV) glinem Al (III) spowodował, że głównym zastosowaniem zeolitów naturalnych jest usuwanie jonów amonowych, do których minerał wykazuje wysokie powinowactwo [7]. Jednakże badania wykonane przez Centralny Instytut Badawczy w Budapeszcie dowiodły, że zastosowanie w procesie osadu czynnego produktu przygotowanego na bazie klinoptylolitu sprzyja konglomeracji zanieczyszczeń koloidalnych, lepszemu osadzaniu zawiesiny oraz stymuluje biologiczną aktywność osadu, intensyfikując tym samym procesy oczyszczania ścieków [9]. Wielu badaczy [10,11] wykazało również możliwość jednoczesnego usuwania obok jonów amonowych ponad 90% fosforanów, w przypadku zastosowania zeolitu z dodatkiem anionitu. Nasycony jonami amonowymi zeolit znajduje rolnicze wykorzystanie do poprawy fizycznych i chemicznych właściwości gleb gliniastych. Pod tym kątem Instytut Nawozów Sztucznych w Puławach opracował również specjalną technologię produkcji granulowanego nawozu mineralno-organicznego na bazie osadów komunalnych z oczyszczania ścieków przy zastosowaniu zeolitów [9].

Minerały te więc nie tylko wspomagają procesy oczyszczania ścieków, ułatwiają gospodarkę osadami, nie stwarzając przy tym zagrożenia dla środowiska naturalnego. Modyfikacja ich składu chemicznego ponadto pozwala na zastosowanie zeolitów w ściśle określonym procesie. Ponieważ jednak brak jest szerszych danych dotyczących oddziaływania glinokrzemianów na proces osadu czynnego, autorzy przeprowadzili badania wspomaganie oczyszczania ścieków zeolitami w reaktorach SBR.

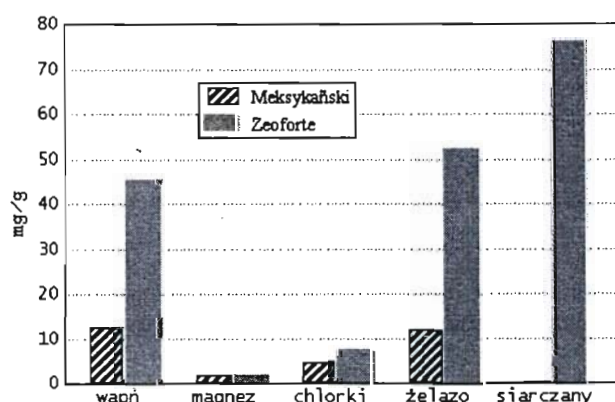
I. Ogólna charakterystyka zeolitów użytych do badań

W badaniach zastosowano dwa produkty oparte na zeolitach naturalnych:

- Zeolit meksykański, który charakteryzuje się 91% udziałem czystego klinoptylolitu oraz domieszkami mordenitu i kwarcu. Mineral ten wykazuje wysoką zdolność do wymiany jonów amonowych, a także magnezu, wapnia i sodu. Uzyskany od producenta zeolit meksykański charakteryzował się uziarnieniem mieszczącym się w przedziale od 0,75 do 1,5 mm. Ze względu na trudności kontrolowania w reaktorze SBR stężenia minerału o dużej średnicy ziaren, zastosowany w badaniach materiał zmielono do frakcji $d < 250 \mu\text{m}$.
- Zeolit Zeoforte jest produktem firmy Zeotrade-Węgry przygotowanym również na bazie zeolitu naturalnego – klinoptylolitu (55% zawartości, reszta to kwarc, montmorylonit i szkło wulkaniczne). Zmielony przez producenta do postaci proszku frakcji $d < 125 \mu\text{m}$ oraz w celu zintensyfikowania usuwania związków fosforu został poddany modyfikacji siarczanem żelaza oraz związkami wapnia.

Na podstawie przeprowadzonej mineralizacji (rysunek 1) określono zawartość wybranych jonów w zastosowanych zeolitach. Występujące różnice pomiędzy składem ilościowym wyznaczonych parametrów wynikają z zastosowanych do modyfikacji Zeoforte reagentów. Wyniki badań zawartych w publikacji [12] posłużyły do ustalenia, że zeolit został zmodyfikowany siarczanem żelaza (II) oraz wodorotlenkiem wapnia. Reagenty te miały na celu zwiększenia powinowactwa struktury klinoptylolitu do jonów ortofosforanowych.

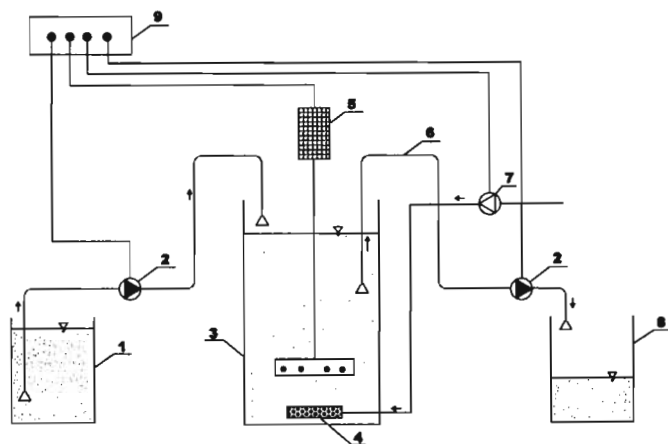
Rysunek 1. Skład chemiczny zeolitów na podstawie mineralizacji (badania własne)



2. Metodyka prowadzenia badań

Badania w skali laboratoryjnej prowadzono na stanowisku, którego schemat przedstawiono na rysunku 2. Zaprojektowany układ technologiczny składał się z trzech równolegle pracujących reaktorów o zasilaniu porcjowym. Ścieki pompowano do zbiorników, w których zawieszono osadu czynnego utrzymywano w zawieszeniu poprzez mieszadła mechaniczne oraz sprężone powietrze doprowadzane przez umieszczone centralnie na dnie reaktora dyfuzory. Dekantacja ścieków odbywała się króćcem spustowym. Poszczególne operacje technologiczne sterowane były czasowymi programatorami, załączającymi i wyłączającymi poszczególne urządzenia stanowiska badawczego.

Rysunek 2. Schemat stanowiska badawczego



1 – zbiornik ścieków surowych, 2 – pompa perystaltyczna, 3 – reaktor SBR, 4 – dyfuzor, 5 – mieszadło, 6 – króćciec spustowy, 7 – aerator, 8 – zbiornik ścieków oczyszczonych, 9 – układ sterujący.

Reaktory pracowały w systemie ośmiogodzinnych cykli w sekwencji operacji obejmujących następujące po sobie fazy procesowe:

- napełnianie,
- napowietrzanie,
- sedymentację,
- dekantację, (tabela 1).

Tabela 1. Układ cyklu pracy reaktora SBR

Czas [h]	1	2	3	4	5	6	7	8
Napełnianie								
Mieszanie								
Napowietrzanie								
Sedymentacja								
Dekantacja								

Źródło: opracowanie własne.

Eksploatację reaktorów SBR rozpoczęto po uzyskaniu w okresie hodowli i adaptacji biologicznej dojrzałości osadu – jego właściwej biocenozy oraz koncentracji. Kontrolę procesu osadu czynnego realizowano zgodnie z wytycznymi ATV – M210 P poprzez utrzymanie stałej wartości wieku osadu. Usuwanie osadu nadmiernego z reaktora odbywało się raz na dobę pod koniec fazy napowietrzania. Ze względu na skrajnie różne wymagania dotyczące wieku osadu dla procesów nitrifikacji, denitrifikacji i defosfatacji, całkowity wiek osadu utrzymywano na stałym poziomie $WO = 10$ d (wiek aerobowy $WO_A = 7,2$ d). Współczynnik dekantacji przyjęto $f = 50\%$.

Badania prowadzono na ściekach syntetycznych przygotowanych na bazie wody wodociągowej w oparciu o normę PN-72/C-04550. Przyjęcie sztucznego środowiska badań w dużym stopniu eliminowało zakłócenia spowodowane zbyt zróżnicowaną jakością ścieków surowych, stworzyło również możliwość modelowania ich składu w celu zachowania odpowiednich proporcji między związkami C, N i P, a także dokładnego obserwowania zmian fizykochemicznych zachodzących w czasie pracy reaktorów. Modelując skład ścieków syntetycznych uzyskano optymalne dla procesów biologicznych proporcje:

- $ChZT / BZT_5 = 1,2,$
- $BZT_5 / N_{og} = 6,1,$
- $BZT_5 / P_{og} = 29,6.$

Badania nad zastosowaniem zeolitów w SBR prowadzono w dwóch reaktorach, do których dawковано zeolit naturalny meksykański oraz modyfikowany Zeoforte, natomiast trzeci zbiornik stanowił poziom odniesienia (reaktor kontrolny). Stężenie zeolitów w reaktorze przyjęto na poziomie 1 g/L. Minerale w formie zawiesiny dozowano raz na dobę podczas fazy napowietrzania. Uzyskanie wymaganego stężenia w reaktorze uzyskano poprzez stopniową adaptację osadu, natomiast kontrolę dawkowania oparto na usuwaniu zeolitu z osadem nadmiernym.

Tabela 2. Parametry jakościowe ścieków syntetycznych

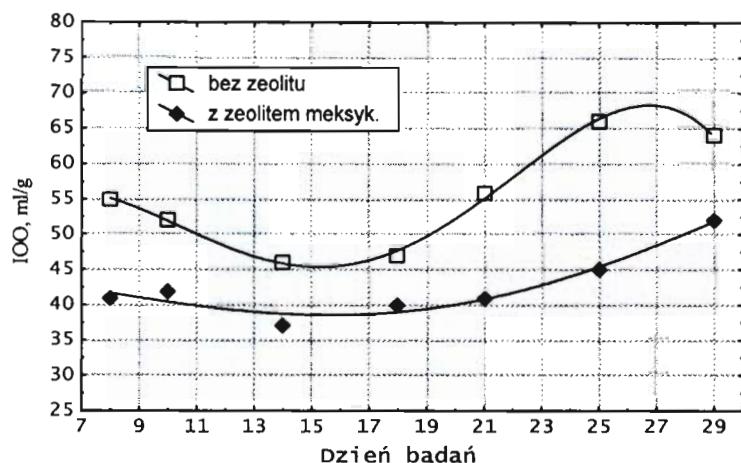
Parametr	Jednostka	Wartość
pH	-	7,2
Zasadowość ogólna	mval/dm ³	3,2
ChZTcr	mg O ₂ /dm ³	387
BZT ₅	mg O ₂ /dm ³	320
Azot ogólny	mg N _{og} /dm ³	52,2
Azot amonowy	mg NH ₄ -N/dm ³	7,29
Fosfor ogólny	mg P/dm ³	10,80

Źródło: opracowanie własne.

3. Opis i analiza wyników badań

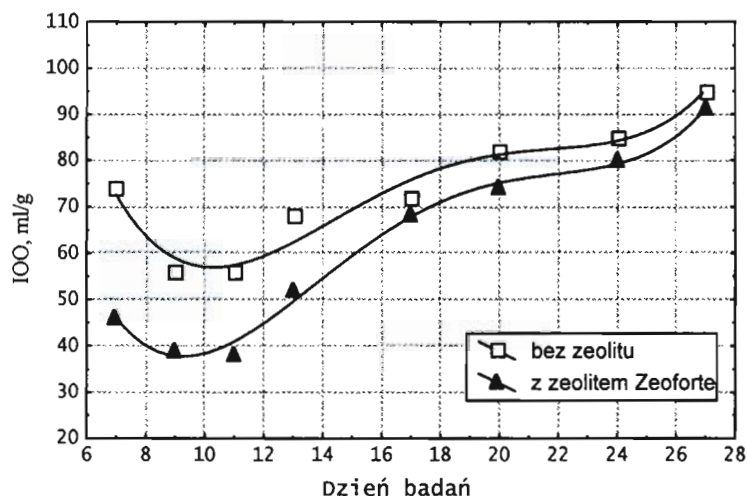
Zastosowanie zeolitu meksykańskiego w reaktorze SBR od początku badań wpływało na poprawę właściwości sedymentacyjnych osadu, czego potwierdzeniem były wartości parametru objętościowego indeksu osadu (rysunek 3). Ziarna zeolitu stanowiły trwałe składnik struktury kłaczkowatej osadu czynnego, dzięki czemu działały jak obciążnik, przyspieszający oraz zwiększający efektywność opadania osadu. Cząstki minerału zwiększały wartość masy osadu czynnego, która dla reaktora z zeolitem kształtowała się w granicach od 1,54 do 2,76 g/dm³, natomiast dla reaktora kontrolnego od 1,21 do 1,90 g/dm³.

Rysunek 3. Wartości indeksu objętościowego osadu w reaktorze SBR pod koniec fazy napowietrzania w okresie badań procesu osadu czynnego w reaktorze kontrolnym oraz z dozowanym zeolitem meksykańskim. Stężenie zeolitu 1 g/dm³. Dzień „1” przyjęto jako rozpoczęcie dozowania zeolitu



W przypadku zeolitu modyfikowanego Zeoforte również obserwowano znaczące zmniejszenie wartości indeksu IOO w stosunku do reaktora kontrolnego, jednakże od jedenastego dnia badań nastąpiło pogorszenie szybkości i efektywności sedymentacji osadu czynnego w obu zbiornikach, wynikające z rozwoju bakterii nitkowatych. Pomimo dozowanego zeolitu do reaktora SBR różnica wartości parametru IOO między reaktorami była niewielka. Badania mikroskopowe wykazały, że zeolit Zeoforte wpływał na morfologię kłaczków osadu czynnego, który przybierał charakter silnie zdyspergowanego oraz zmineralizowanego. Obserwowano również silniejszy rozwój bakterii nitkowatych niż w próbie kontrolnej, na co mogły mieć wpływ składniki modyfikujące zeolit. W reaktorze kontrolnym stężenie osadu kształtowało się w zakresie od 1,21 do 1,78 g/dm³, natomiast w reaktorze z zeolitem wartość parametru obejmowała granice 1,72-2,34 g/dm³.

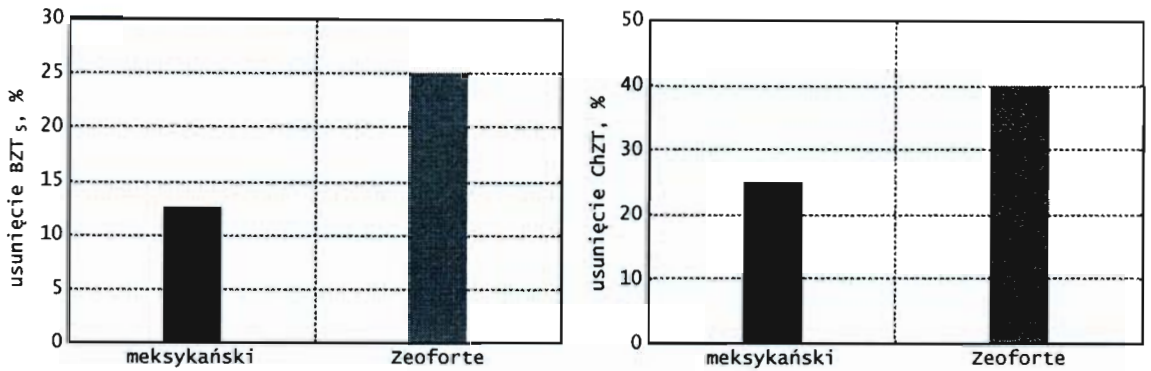
Rysunek 4. Wartości indeksu objętościowego osadu w reaktorze SBR pod koniec fazy napowietrzania w okresie badań procesu osadu czynnego w reaktorze kontrolnym oraz z dozowanym Zeoforte (stężenie zeolitu 1 g/dm³)



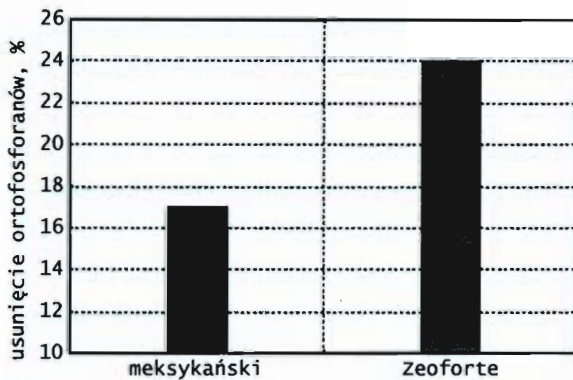
Zastosowanie zeolitów wpłynęło wyraźnie na zmniejszenie w badanym okresie stężenia substancji organicznej w ściekach oczyszczonych (rysunek 5A-B). W przypadku parametru BZT₅ dla zeolitu meksykańskiego uzyskano średnią wartość usunięcia o 12,5% wyższą niż w reaktorze kontrolnym, natomiast dla Zeoforte był to poziom 25%. Dla drugiego parametru, a więc ChZT różnica ta wyniosła 25% dla zeolitu meksykańskiego oraz 40% dla Zeoforte.

Ponieważ zeolit meksykański wskutek określonej budowy struktury szkieletowej wykazuje nadmiar ładunków ujemnych, a mimo tego następowało usuwanie z układu ortofosforanów (rysunek 6), można sądzić, że mechanizm wspomaganie procesu defosfatacji zeolitami nie przebiegał na zasadzie procesów fizykochemicznych, a w każdym razie udział ten wydaje się być o wiele mniejszy niż wstępnie sądzono. W reaktorze z zeolitem meksykańskim usunięcie ze ścieków analizowanych jonów było o 17,5% wyższe niż w reaktorze kontrolnym, natomiast przy użyciu Zeoforte różnica wyniosła jedynie 24%. Można to tłumaczyć zablokowaniem przez substancje organiczne dostępu ortofosforanów do zawartych w matrycy zeolitu jonów żelaza, a tym samym uniemożliwienia zajścia reakcji strącania [12].

Rysunek 5. Średnie wartości procentowego usunięcia BZT₅ i ChZT w ściekach oczyszczonych przy dozowaniu zeolitu meksykańskiego i Zeoforte w stosunku do reaktora kontrolnego (stężenie minerałów 1g/dm³)

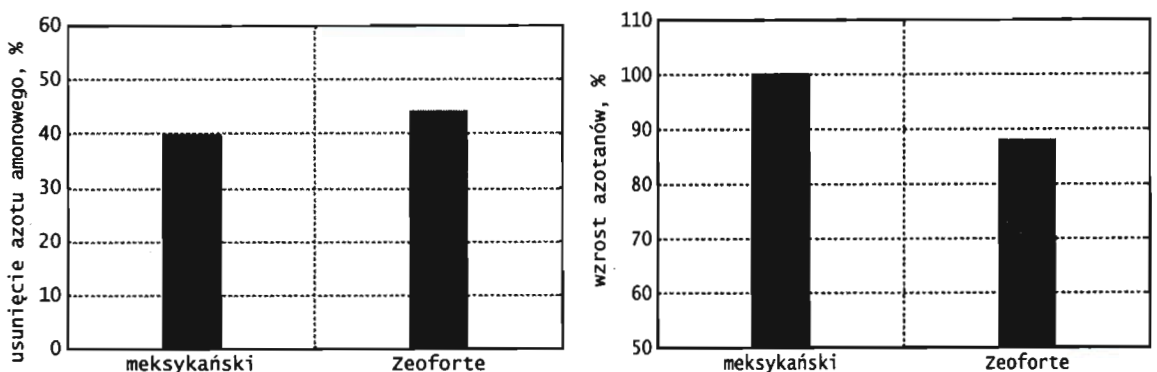


Rysunek 6. Średnie wartości procentowego usunięcia ortofosforanów w ściekach oczyszczonych przy dozowaniu zeolitu meksykańskiego i Zeoforte w stosunku do reaktora kontrolnego (stężenie minerałów 1g/dm³).



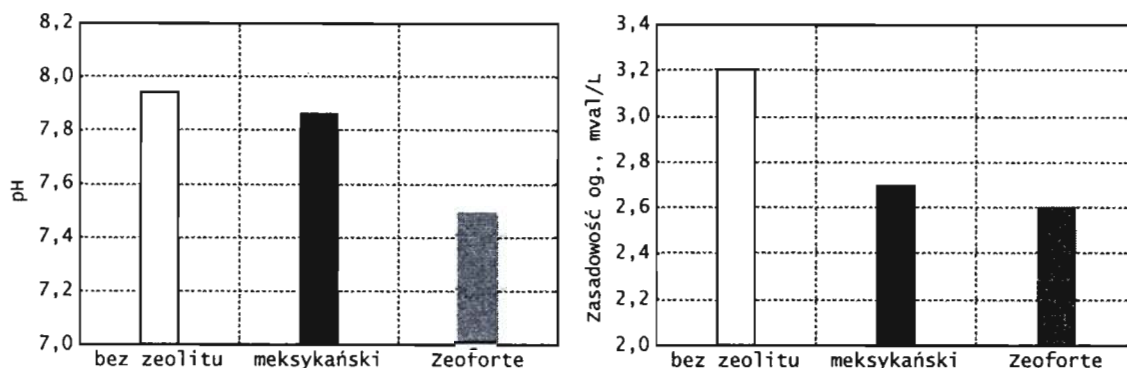
Zeolity okazały się katalizatorem przemian azotu, szczególnie procesu nityfikacji. Stężenie azotu amonowego w ściekach oczyszczonych po dozowaniu zeolitów do reaktora było niższe o prawie 40% dla zeolitu meksykańskiego oraz o 48% dla Zeoforte w stosunku do reaktora kontrolnego. Równolegle jednak wzrosła zawartość azotanów o 100% dla zeolitu meksykańskiego oraz 88% zeolitu modyfikowanego. Wpływ zeolitów na proces nityfikacji można wyjaśnić w rozwijanych w ostatnich latach nowej generacji wypełnień aktywnych, polegających na immobilizacji określonych bakterii i enzymów w strukturze adsorbentu. Ze względu na charakterystyczną – otwartą budowę szkieletową zeolitu oraz powinowactwo do jonów amonowych mogła ona stanowić doskonałą bazę dla bakterii nityfikujących. Co najważniejsze, nie powodowało to dużych skutków ubocznych dla procesu defosfatacji, szczególnie efektu azotanów w strefie beztlenowej. Zeolit stając się materiałem aktywnym w procesie osadu czynnego mógł również przeciwdziałać negatywnemu wpływowi niskiego wieku osadu na proces nityfikacji, uniemożliwiając nadmierne usuwanie z układu bakterii prowadzących reakcje utleniania azotu.

Rysunek 7. Średnie wartości procentowych zmian związków azotu w ściekach oczyszczonych przy dozowaniu zeolitu meksykańskiego i Zeoforte w stosunku do reaktora kontrolnego (stężenie minerałów 1g/dm³)



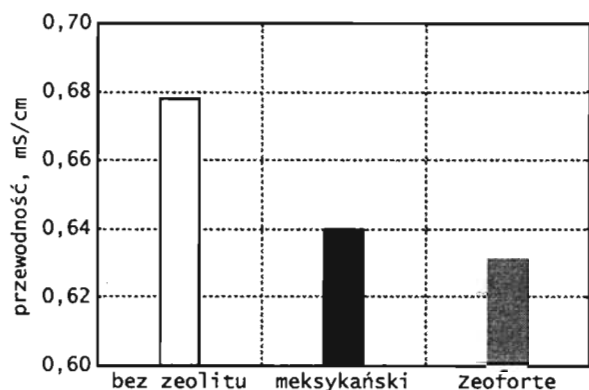
Intensyfikacja nityfikacji wpływała bezpośrednio na zmiany innych parametrów (rysunek 8A-B), jak zasadowości ogólnej, której wartość w reaktorach z zeolitami spadła o 15-16% w stosunku do próby kontrolnej, a także odczynu ścieków, pomimo alkalizujących właściwości zeolitów naturalnych. Spadek ten był znaczący szczególnie dla Zeoforte, co mogło być powiązane dodatkowo z charakterem reagentów modyfikujących zeolit, gdzie obok związków wapnia występowały siarczany (dodanie przez producenta związków wapnia do Zeoforte miało na celu nie tylko intensyfikację defosfatacji, ale również neutralizowanie spadku odczynu przy hydrolizie siarczanu żelaza).

Rysunek 8. Zestawienie średnich wartości pH oraz zasadowości ścieków oczyszczonych z całego okresu badań dla reaktora kontrolnego oraz z dozowanym zeolitem meksykańskim i Zeoforte (stężenie 1g/dm^3)



Należy również zauważyć, że pomimo występujących w matrycy naturalnych zeolitów jonów wapnia i magnezu czy wprowadzanych dodatkowo podczas modyfikacji siarczanów nie zwiększyło się zanieczyszczenie mineralne ścieków oczyszczonych (rysunek 9). Dla reaktora kontrolnego wartość przewodności kształtowała się na poziomie $0,68\text{ mS/cm}$, natomiast dla zeolitu meksykańskiego $0,64\text{ mS/cm}$ oraz dla Zeoforte $0,63\text{ mS/cm}$.

Rysunek 9. Zestawienie średnich wartości przewodności właściwej ścieków oczyszczonych z całego okresu badań dla reaktora kontrolnego oraz z dozowanym zeolitem meksykańskim i Zeoforte (stężenie 1g/dm^3)



Podsumowanie

Przeprowadzone badania wykazały istnienie możliwości zastąpienia chemicznych reagentów zeolitami naturalnymi w procesie osadu czynnego w reaktorach SBR. Analizowane zeolity wpływały istotnie na efektywność oczyszczania ścieków, jednakże nie na zasadzie procesów fizykochemicznych, ale głównie biologicznych. Minerale te stanowiły korzystne podłoże do immobilizacji i rozwoju określonych grup mikroorganizmów odpowiedzialnych za proces nityfikacji, dzięki czemu zaistniała możliwość efektywnego prowadzenia nie tylko utleniania związków azotu w reaktorach, ale również biologicznej defosfatacji oraz intensywniejszego usuwania związków węgla. Pomimo pozytywnych efektów oczyszczania ścieków modyfikacja zeolitu Zeoforte związkami żelaza oraz wapnia wpływała jednak negatywnie na stabilizację morfologii kłaczków osadu czynnego, a co za tym idzie właściwości sedymentacyjnych. Można wnioskować, że zeolity naturalne łączą w sobie zalety skuteczności oraz bezpieczeństwa dla środowiska naturalnego, o ile ich modyfikacja nie oddziałuje negatywnie na mikroorganizmy osadu czynnego.

Literatura

- [1] Barbusiński K., Kościelniak H., *Usuwanie związków biogenych w układach technologicznych typu A₂O i UC.* Współczesne Problemy Gospodarki Wodno-Ściekowej, Koszalin-Kołobrzeg 1995.
- [2] Ficek M., *Chemiczne strącanie – sposobem na poprawę jakości wód powierzchniowych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1996 nr 9.
- [3] Bever J., Stein A., Teichman H., *Zaawansowane metody oczyszczania ścieków*, Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1997.
- [4] Chmielewska-Horvathova E., *Advanced wastewater treatment using clinoptilolite*, Environment Protection Engineering 1996, vol. 22, no. 1-2, pp. 15-22.
- [5] Yuan G., Seyama H., Soma M., Theng B.K.G., Tanaka A., *Adsorption of some heavy metals by natural zeolites, XPS and batch studies*, J. Environ. Sci. Health 1999, A34 (3), pp.625-648.
- [6] Anielak A. M., Piaskowski K., *Zeolity naturalne i ich zastosowanie w oczyszczaniu wody oraz ścieków*, „Ekologia i Technika” 2000 vol. VIII, nr 2.
- [7] Chuan-hsia Liu, Kwang Victor Lo., *Ammonia removal from compost Leachate using zeolite. Regeneration of zeolite columns*, J. Environ. Sci. Health 2001, A36 (10), pp.1825-1843.
- [8] Anielak A. M., *Chemiczne i fizykochemiczne oczyszczanie ścieków*, PWN, Warszawa 2000.
- [9] Albatros Sp. z o.o., *Oferta handlowa*, Puławy 1999.
- [10] Jorgensen S. E., Libor O., Graber K. L., Barakcs K., *Ammonia removal by use of clinoptilolite*, Water Research 1976, vol. 10, pp. 213-224.
- [11] Liberti L., Boari G., Petruzzelli D., Passino R., *Nutrient removal and recovery from wastewater by ion exchange*, Water Research 1981, vol. 15, pp. 337-342.
- [11] Anielak A. M., Piaskowski K., *Czy zeolity modyfikowane mogą być alternatywą w procesach defosfatacji?*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2003 nr 3.

BIOLOGICAL TREATMENT OF MUNICIPAL WASTES IN A SEQUENCING BATCH REACTOR WITH NATURAL ZEOLITES

Summary

Biological nutrient (nitrogen and phosphorus) removal processes are applied to control eutrophication of surface water. Nitrogen removal requires a nitrification and denitrification process, however phosphorus removal requires chemical procedures. Unfortunately, the chemicals used in waste-water treatment plant besides a many advantages, but causes also a lot of negative effects. Chemical precipitation for removal of phosphorus from wastewater introduces heavy metals and other toxic substances into water, augments its salinity, causes difficulties during water treatment and pollutes natural environment. Therefore this study makes an attempt to substitute the chemicals used in biological treatment of municipal wastes in the sequencing batch reactor activated sludge process with natural zeolites.

These minerals, thanks to their skeleton structure, have such properties as: sorption, ion exchange and molecular-sieve. They are used in environmental protection engineering, among others for: water and sewage purification, ammonia and heavy metals removal, ion exchange in radioactive wastewater treatment, removal of oil pollution from water and adsorption of other compounds from liquid phase. Natural zeolites, especially clinoptilolite, have been exploited for many years and applied in wastewater treatment processes for adsorption and ion exchange of ammonium, because these minerals are characterized by high selectivity for cations. New applications for the use of natural zeolites showed that it is possible to apply them in activated sludge process.

The experiment was carried in a lab-scale. The SBR was operated with a cycle time of 8 hours and in the experiment synthetic wastewater was used. Addition of natural zeolites to the reactor showed that the effect on nutrient removal is better than in the control reactor, without zeolites. The results of usage of the natural zeolites show the potential combination phosphorus and nitrogen removal thanks to the increase of intensification physical, chemical and biological processes. Natural zeolites can be used also as an alternative to the chemical procedures, but the results need to be verified in experiments with real wastewater.

WPŁYW ANIONOWYCH ŚRODKÓW POWIERZCHNIOWO CZYNNYCH NA EFEKTYWNOŚĆ OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW METODĄ BIOLOGICZNYCH ŻŁÓŻ OBROTOWYCH

Na rynku światowym w dalszym ciągu dominują anionowe związki powierzchniowo czynne (ASPC), które stanowią ponad 60% światowej produkcji oraz związki niejonowe, stanowiące 30% ilości wytwarzanych surfaktantów. Jak podaje dostępna literatura, w krajach przodujących w produkcji detergentów, stężenie ich w ściekach waha się w granicach 5-18 mg/l substancji powierzchniowo czynnych, ale czasami może osiągać nawet wartości 50-60 mg/l.

Ścieki komunalne z zawartością, ASPC, które nie ulegają w zasadzie zmianom w procesie prania i jako takie dostają się do kanalizacji, stanowią dla niej zagrożenie, a także powodują negatywny wpływ na procesy oczyszczania ścieków, jak i w dalszej kolejności na wody odbiornika.

Tak, więc powszechne i rosnące stosowanie detergentów oraz ich duże wahania, w ciągu doby i tygodnia, w ściekach stwarzają poważny problem w trakcie eksploatacji komunalnych urządzeń oczyszczających oraz powodują szybko wzrastające zanieczyszczenie rzek i zbiorników wodnych, stanowiących źródło zaopatrzenia w wodę.

Zwykle w odniesieniu do ścieków miejskich i wielu rodzajów ścieków przemysłowych stosuje się metody biologiczne i dlatego produkowane SPC powinny ulegać rozkładowi w tym procesie. Z tego względu należałoby produkować SPC podatne na biodegradację, co niestety nie zawsze jest przestrzegane, gdyż podatność na ten proces nie zawsze idzie w parze z zasadniczymi użytkowymi cechami stosowanych związków. W zależności od rodzaju i budowy SPC będą w różnym stopniu ulegały biodegradacji w procesach samooczyszczania się wód lub procesach biologicznego oczyszczania ścieków [1].

Z szeregu metod stosowanych do usuwania substancji powierzchniowo czynnych ze ścieków miejskich, w których maksymalne stężenie tych substancji wynosi 10-20 mg/l [2] najbardziej ekonomicznie uzasadnioną jest metoda biochemicznego ich rozkładu w procesach biologicznego oczyszczania ścieków. Stopień uciążliwości substancji powierzchniowo czynnych, zarówno w procesach biologicznego oczyszczania ścieków, jak i w całej gospodarce wodnej można ustalić przez określenie jej zdolności do rozkładu [2,3].

Rozkład biochemiczny substancji powierzchniowo czynnych jest procesem złożonym, składającym się z wielu etapów, katalizowanych przez odpowiednie enzymy. Z tego względu mieszana kultura drobnoustrojów, jaką stanowi błona biologiczna i osad czynny, w znacznym stopniu gwarantuje prawidłowość przebiegu tego procesu i stąd może być uważana za metodę reprezentatywną [4]. W zależności od stosowanej metody uzyskuje się od 10 do 90% usunięcia SPC.

Celem pracy było określenie efektywności oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych, zawierających różne dawki anionowych substancji powierzchniowo czynnych metodą tarczowych żłóż biologicznych.

Stanowisko badawcze stanowiły modele tarczowych żłóż biologicznych, wykonanych z tworzywa sztucznego. Jedno z nich pracowało jako zestaw kontrolny, drugie zaś przeznaczone było do badań właściwych (rysunek 1).

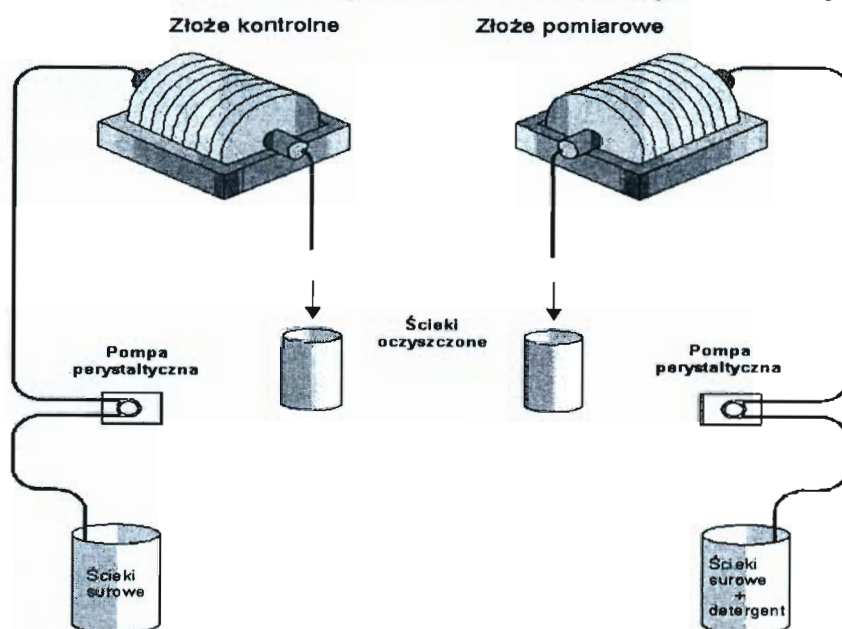
Każdy model składał się z 22 tarcz o średnicy 26 cm i stanowił jedno stopniowe tarczowe żłóże biologiczne. Powierzchnia jednej tarczy wynosiła 0,0481 m², natomiast całkowita powierzchnia tarcz 2,15 m². Grubość błony biologicznej wytworzonej na tarczach wynosiła 3-5 mm. Kontakt ścieków z błoną zapewniony był zarówno przy zanurzeniu, jak i przy wynurzaniu się tarcz, gdy ścieki cienką warstwą spływały po powierzchni błony. Powstawały przy tym korzystne dla niej warunki wnikania tlenu z powietrza atmosferycznego. Na skutek mieszania napowietrzana była również zawartość zbiornika ze ściekami, w którym znajdowały się wolnopływające kłaczkosady czynnego. W zbiorniku przygotowywane były codziennie ścieki preparowane, które przy pomocy pompy perystaltycznej dawkiowane były do modeli.

Badania z zastosowaniem tarczowych żłóż biologicznych prowadzono w układzie laboratoryjnym, przy zastosowaniu trzech obciążeń: $q_{f1} = 0,004 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, $q_{f2} = 0,01 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, $q_{f3} = 0,05 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$. Przebadane dawki substancji powierzchniowo czynnej (ABS lub Sulforokanol) wynosiły: 0, 10, 20, 40, 80, 120 mg/l substancji aktywnej.

W celu sprawdzenia wpływu wybranych anionowych substancji powierzchniowo czynnych na efekt biodegradacji ścieków metodą tarczowych żłóż biologicznych kontrolą objęto:

- wybrane parametry techniczno-technologiczne,
- wybrane wskaźniki fizyczno-chemiczne, czyli biochemiczne zapotrzebowanie na tlen (BZT₅), chemiczne zapotrzebowanie na tlen (ChZT), azot amonowy, azot azotanowy – azotany (III), azot azotanowy – azotany (V), fosfor ogólny, tlen rozpuszczony, anionowe substancje powierzchniowo czynne,
- obserwację mikrobiologiczną organizmów osadu czynnego i błony biologicznej, zgodnie z metodami obowiązującymi w hydrobiologii.

Rysunek 1. Schemat stanowiska badawczego z zastosowaniem obrotowych złóż biologicznych

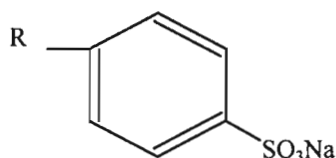


Badania technologiczne realizowano, korzystając ze ścieków preparowanych. Zastosowanie do badań ścieków syntetycznych, pozwoliło na utrzymanie stałego składu i stężenia substancji pożywkowych. Ścieki syntetyczne sporządzono według receptury Sikorskiego [5].

Do badań zasadniczych wybrano dwa anionowe środki powierzchniowo czynne, najczęściej kupowane jako półprodukty przez producentów detergentów. W oparciu o te substancje jest prowadzona produkcja środków czystości w Polsce. Są nimi Sulforokanol L-327 i ABS Na/S.

Sulforokanol L-327 jest roztworem wodnym soli sodowej siarczanowanego adduktu nasyconego alkoholu tłuszczowego o łańcuchu C_{12+15} i tlenku etylenu o wzorze strukturalnym $R-O-(C_2H_4O)_3-SO_3Na$, gdzie $R = C_nH_{2n+1}$; $n = 12-15$. Według specyfikacji technicznej posiada biorozkładalność powyżej 86%. Jest cieczą bezbarwną (do jasnożółtej) ze skłonnością do żelowania, posiada minimum 27% substancji aktywnej. Stosowany jest jako składnik płynów kapielowych, środków myjących oraz piorących.

ABSNa/S – jest najważniejszym przedstawicielem grupy alkilarylosulfonianów. Jego nazwa chemiczna brzmi alkilbenzenosulfonian sodowy, a wzór strukturalny wygląda następująco:



gdzie:

$$R = C_nH_{2n+1} \quad n = 10-13$$

Środek ten jest lepka, pozbawiona zanieczyszczeń cieczą o białym kolorze, posiada minimum 96% substancji aktywnej. Jest półpłynną pastą ulegającą rozwarstwieniu, jednak po wymieszaniu przyjmuje jednorodną postać. Ma zastosowanie jako podstawowy składnik płynnych środków myjąco-czyszczących oraz proszków do prania.

W każdej serii badawczej, w której dawkowano coraz większe ilości środka powierzchniowo czynnego, niezależnie od obciążenia i stosowanego układu, zaobserwowano wyraźny spadek efektu usuwania detergentu. Nastąpił on w przypadku tarczowych złóż biologicznych przy dawce około 120 mg/l.

Wraz ze wzrostem stężenia detergentu w ściekach dopływających na układy, następuje wzrost ilości zanieczyszczeń, w postaci $ChZT$, BZT_5 i fosforu ogólnego w stosunku do układów kontrolnych niezawierających detergentów (tabele 1-6). Zaobserwowano, iż wraz ze wzrostem dawki detergentu, maleje efektywność usuwania zanieczyszczeń, wyrażonych w $ChZT-Cr$, BZT_5 i fosforze ogólnym. Spadek ten jest w miarę równomierny i dosyć niewielki do dawki około 80 mg/l. Kolejna dawka (120 mg/l) powoduje raptowny spadek efektu oczyszczania.. Równoległe stwierdzono, iż ścieki z taką samą dawką substancji o nazwie ABS posiadają $ChZT$, BZT_5 i fosfor ogólny wyższy niż ścieki z identyczną dawką Sulforokanolu.

Na podstawie danych przedstawionych w tabelach 1-6, można stwierdzić, iż badane detergenty wprowadzane do ścieków w różnych stężeniach wywierają znaczny wpływ na wartość azotu amonowego oraz azotanów (III) i azotanów (V). W trakcie zwiększania dawki substancji powierzchniowo czynnej zmniejszała się ilość azotu amonowego w dopływających ściekach. Jednocześnie efekt jego usunięcia również malał. W ściekach oczyszczonych stwierdzono

stopniowy wzrost stężenia N-NH₄ i zmniejszenie stężenia azotanów (V). Gdy ilość detergentów w ściekach surowych osiąga wartość 120 mg/l, wówczas stężenie N-NH₄ w ściekach oczyszczonych zbliżają się do wartości stężeń w ściekach surowych. Świadczy to niewątpliwie o zahamowaniu procesu nityfikacji.

Jednocześnie zauważono, że przy tej samej dawce substancji aktywnej, najwyższy stopień usunięcia detergentu, osiągnął przy najniższym obciążeniu i wraz z jego wzrostem efekt ten maleje.

Przeprowadzone badania wykazały, iż efekt usuwania detergentu o nazwie Sulforokanol na wszystkich układach badawczych jest wyższy, niż w przypadku ABS-u, niezależnie od wielkości obciążenia układu. Jest to niewątpliwie spowodowane podatnością tych związków na biodegradację.

Analiza mikrobiologiczna przeprowadzona równolegle z badaniami fizyko-chemicznymi wykazała, że dodawane do ścieków związki powierzchniowo czynne miały wpływ na florę bakteryjną złóż biologicznych. Do dawki 80 mg/l stosowanych substancji aktywnych, nie stwierdzono znaczącej zmiany jakościowej i ilościowej mikroorganizmów. Dawka 120 mg/l, spowodowała duże zmiany ilościowe w liczebności wszystkich organizmów, zmian jakościowych nie stwierdzono. Należy jednak podkreślić, że mikroorganizmy złóż biologicznych poddane działaniu Sulfokanolu wykazywały bardziej zróżnicowaną mikroflorę, niż poddane działaniu ABS-u.

Tabela 1. Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń otrzymane metodą tarczowych złóż biologicznych w zależności od dawki detergentu. Obciążenie hydrauliczne $q_{r1} = 0,004 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, ABS

Wskaźnik zanieczyszczenia		Jednostka	Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń					
			D = 0 mg/l	D = 10 mg/l	D = 20 mg/l	D = 40 mg/l	D = 80 mg/l	D = 120 mg/l
Detergent ABS	Dopływ	mg/l	-	10,3	20,0	40,0	80,0	120,0
	Odpływ	mg/l	-	2,1	4,5	11,9	27,6	56,1
	Efekt usunięcia	%	-	79,9	77,3	70,2	65,5	53,2
ChZT	Dopływ	mg O ₂ /l	290,8	335,6	369,6	394,4	417,6	420,1
	Odpływ	mg O ₂ /l	25,0	46,2	64,5	79,0	84,4	333,4
	Efekt usunięcia	%	91,4	86,2	82,6	81,2	79,8	20,6
BZT ₅	Dopływ	mg O ₂ /l	210,0	234,0	247,0	270,0	284,0	286,0
	Odpływ	mg O ₂ /l	13,5	30,3	35,8	42,5	55,2	187,4
	Efekt usunięcia	%	93,6	87,1	85,5	84,2	80,5	34,6
fosfor ogólny	Dopływ	mg P ₂ O ₅ /l	5,4	7,1	7,8	8,6	8,9	9,3
	Odpływ	mg P ₂ O ₅ /l	3,4	4,5	5,1	5,8	7,2	8,9
	Efekt usunięcia	%	38,1	35,8	34,5	33,3	19,5	5,2
azot amonowy	Dopływ	mgN-NH ₄ /l	7,4	5,6	5,3	5,0	4,8	4,5
	Odpływ	mgN-NH ₄ /l	0,5	1,5	1,4	1,4	1,4	3,6
	Efekt usunięcia	%	92,9	74,1	73,7	71,4	70,4	20,4
azotany (III)	Dopływ	mgN-NO ₂ /l	0,10	0,28	0,34	0,46	0,49	0,52
	Odpływ	mgN-NO ₂ /l	0,14	0,33	0,41	0,53	0,53	0,58
	Efekt usunięcia*	%	35,3	20,2	20,4	13,4	8,1	11,2
azotany (V)	Dopływ	mgN-NO ₃ /l	1,4	1,8	2,2	2,5	2,5	3,1
	Odpływ	mgN-NO ₃ /l	10,3	9,8	9,4	9,1	7,4	3,4
	Efekt usunięcia*	%	619	437	319	258	197	9,5

* przyrost o %

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń otrzymane metodą tarczowych złożeń biologicznych w zależności od dawki detergentu. Obciążenie hydrauliczne $q_{r1} = 0,004 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, Sulforokanol

Wskaźnik zanieczyszczenia		Jednostka	Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń					
			D = 0 mg/l	D = 10 mg/l	D = 20 mg/l	D = 40 mg/l	D = 80 mg/l	D = 120 mg/l
Detergent Sulforokanol	Dopływ	mg/l	-	10,0	20,0	40,0	80,0	120,0
	Odpyw	mg/l	-	1,7	3,8	9,5	23,1	53,5
	Efekt usunięcia	%	-	83,5	81,1	76,3	71,1	55,4
ChZT	Dopływ	mg O ₂ /l	290,8	324,3	344,4	372,2	384,6	397,6
	Odpyw	mg O ₂ /l	25,0	38,5	54,1	64,3	75,4	306,5
	Efekt usunięcia	%	91,4	88,1	84,3	82,7	80,4	22,9
BZT ₅	Dopływ	mg O ₂ /l	210,0	218,0	245,0	259,0	269,0	278,0
	Odpyw	mg O ₂ /l	13,5	19,8	26,6	31,6	37,6	177,7
	Efekt usunięcia	%	93,6	90,9	89,2	87,8	86,0	36,1
fosfor ogólny	Dopływ	mg P ₂ O ₅ /l	5,4	6,9	7,1	7,3	7,5	8,1
	Odpyw	mg P ₂ O ₅ /l	3,4	4,4	4,6	4,8	6,0	7,3
	Efekt usunięcia	%	38,1	36,2	35,4	34,2	20,1	10,1
azot amonowy	Dopływ	mgN-NH ₄ /l	7,4	6,4	6,0	5,6	5,1	4,9
	Odpyw	mgN-NH ₄ /l	0,5	1,3	1,3	1,3	1,3	3,8
	Efekt usunięcia	%	92,9	79,6	79,1	76,8	74,4	22,4
azotany (III)	Dopływ	mgN-NO ₂ /l	0,10	0,25	0,32	0,45	0,51	0,55
	Odpyw	mgN-NO ₂ /l	0,14	0,31	0,38	0,53	0,61	0,64
	Efekt usunięcia*	%	35,3	25,2	17,7	18,3	20,5	16,3
azotany (V)	Dopływ	mgN-NO ₃ /l	1,4	2,1	2,4	2,6	2,9	3,5
	Odpyw	mgN-NO ₃ /l	10,3	10,0	9,6	9,4	7,8	3,5
	Efekt usunięcia*	%	619	371	299	262	166	1,4

* przyrost o %

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 3. Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń otrzymane metodą tarczowych złożeń biologicznych w zależności od dawki detergentu. Obciążenie hydrauliczne $q_{r2} = 0,01 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, ABS

Wskaźnik zanieczyszczenia		Jednostka	Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń					
			D = 0 mg/l	D = 10 mg/l	D = 20 mg/l	D = 40 mg/l	D = 80 mg/l	D = 120 mg/l
Detergent ABS	Dopływ	mg/l	-	10,0	20,0	40,0	80,0	120,0
	Odpyw	mg/l	-	2,2	4,7	12,6	28,7	59,5
	Efekt usunięcia	%	-	78,2	76,6	68,5	64,1	50,3
ChZT	Dopływ	mg O ₂ /l	291,1	335,7	364,4	396,1	414,2	417,5
	Odpyw	mg O ₂ /l	27,4	51,3	70,0	81,0	107,9	346,9
	Efekt usunięcia	%	90,6	84,7	80,8	79,5	73,9	16,9
BZT ₅	Dopływ	mg O ₂ /l	210,0	235,0	241,0	272,0	286,0	290,0
	Odpyw	mg O ₂ /l	17,9	32,8	35,8	45,5	81,6	215,5
	Efekt usunięcia	%	91,5	86,0	85,2	83,3	71,5	25,7
fosfor ogólny	Dopływ	mg P ₂ O ₅ /l	5,4	7,0	7,6	8,7	8,8	9,2
	Odpyw	mg P ₂ O ₅ /l	3,6	4,7	5,1	6,0	7,3	8,8
	Efekt usunięcia	%	33,6	33,7	32,6	31,3	17,7	4,5
azot amonowy	Dopływ	mgN-NH ₄ /l	7,4	5,7	5,4	5,0	4,7	4,5
	Odpyw	mgN-NH ₄ /l	0,8	1,6	1,5	1,5	1,6	3,7
	Efekt usunięcia	%	89,7	72,2	71,5	70,4	67,1	18,0
azotany (III)	Dopływ	mgN-NO ₂ /l	0,10	0,10	0,27	0,33	0,45	0,50
	Odpyw	mgN-NO ₂ /l	0,14	0,13	0,35	0,39	0,53	0,57
	Efekt usunięcia*	%	31,9	29,5	29,7	18,3	15,9	14,0
azotany (V)	Dopływ	mgN-NO ₃ /l	1,4	1,5	2,0	2,4	2,4	3,0
	Odpyw	mgN-NO ₃ /l	10,4	9,8	9,5	9,0	7,2	3,3
	Efekt usunięcia*	%	621	560	368	281	197	7,6

* przyrost o %

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 4. Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń otrzymane metodą tarczowych złóż biologicznych w zależności od dawki detergentu. Obciążenie hydrauliczne $q_{r2} = 0,01 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$, Sulforokano1

Wskaźnik zanieczyszczenia	Jednostka	Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń						
		D = 0 mg/l	D = 10 mg/l	D = 20 mg/l	D = 40 mg/l	D = 80 mg/l	D = 120 mg/l	
Detergent ABS	Dopływ	mg/l	-	10,0	20,0	40,0	80,0	120,0
	Odpyływ	mg/l	-	1,8	3,8	10,3	24,1	58,6
	Efekt usunięcia	%	-	82,1	80,9	74,3	69,9	51,1
ChZT	Dopływ	mg O ₂ /l	291,1	324,2	344,6	371,8	382,2	398,5
	Odpyływ	mg O ₂ /l	27,4	46,5	58,1	70,6	94,7	297,9
	Efekt usunięcia	%	90,6	85,7	83,2	81,0	75,2	25,3
BZT ₅	Dopływ	mg O ₂ /l	210,0	218,0	241,0	261,0	272,0	279,0
	Odpyływ	mg O ₂ /l	17,9	21,8	31,1	40,8	67,3	197,4
	Efekt usunięcia	%	91,5	90,0	87,1	84,4	75,2	29,3
fosfor ogólny	Dopływ	mg P ₂ O ₅ /l	5,4	6,8	7,0	7,2	7,4	8,2
	Odpyływ	mg P ₂ O ₅ /l	3,6	4,5	4,7	4,9	6,0	7,6
	Efekt usunięcia	%	33,6	33,5	33,3	32,6	18,7	7,6
azot amonowy	Dopływ	mgN-NH ₄ /l	7,4	6,5	6,1	5,5	5,0	4,8
	Odpyływ	mgN-NH ₄ /l	0,8	1,4	1,5	1,4	1,5	3,8
	Efekt usunięcia	%	89,7	78,3	75,4	74,2	69,8	20,5
azotany (III)	Dopływ	mgN-NO ₂ /l	0,10	0,24	0,33	0,45	0,52	0,56
	Odpyływ	mgN-NO ₂ /l	0,14	0,29	0,39	0,51	0,59	0,61
	Efekt usunięcia*	%	31,9	20,5	17,8	3,9	13,4	8,5
azotany (V)	Dopływ	mgN-NO ₃ /l	1,4	1,8	2,4	2,6	3,0	3,5
	Odpyływ	mgN-NO ₃ /l	10,4	10,2	9,6	9,4	8,1	3,5
	Efekt usunięcia*	%	621	463	301	262	165	1,1

* przyrost o %

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 5. Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń otrzymane metodą tarczowych złóż biologicznych w zależności od dawki detergentu. Obciążenie hydrauliczne $q_{r3} = 0,05 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$, ABS

Wskaźnik zanieczyszczenia	Jednostka	Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń						
		D = 0 mg/l	D = 10 mg/l	D = 20 mg/l	D = 40 mg/l	D = 80 mg/l	D = 120 mg/l	
Detergent ABS	Dopływ	mg/l	-	10,0	20,0	40,0	80,0	120,0
	Odpyływ	mg/l	-	2,6	5,5	13,2	30,8	62,4
	Efekt usunięcia	%	-	74,1	72,3	66,9	61,5	48,0
ChZT	Dopływ	mg O ₂ /l	290,8	334,2	363,9	398,8	415,2	418,8
	Odpyływ	mg O ₂ /l	34,0	105,6	128,6	147,2	209,6	372,3
	Efekt usunięcia	%	88,3	68,4	64,7	63,1	49,5	11,1
BZT ₅	Dopływ	mg O ₂ /l	210,0	234,0	243,0	270,0	285,0	289,0
	Odpyływ	mg O ₂ /l	21,3	67,0	76,4	95,2	112,4	251,7
	Efekt usunięcia	%	89,8	71,4	68,5	64,7	60,6	12,8
fosfor ogólny	Dopływ	mg P ₂ O ₅ /l	5,4	7,1	7,5	8,6	8,9	9,1
	Odpyływ	mg P ₂ O ₅ /l	4,0	5,9	6,3	7,4	7,8	8,8
	Efekt usunięcia	%	25,2	17,2	16,5	14,3	12,3	3,3
azot amonowy	Dopływ	mgN-NH ₄ /l	7,4	5,6	5,5	5,2	4,6	4,5
	Odpyływ	mgN-NH ₄ /l	1,0	1,9	2,2	2,3	2,7	4,0
	Efekt usunięcia	%	86,6	65,3	60,5	55,3	41,2	10,7
azotany (III)	Dopływ	mgN-NO ₂ /l	0,11	0,21	0,28	0,33	0,44	0,51
	Odpyływ	mgN-NO ₂ /l	0,14	0,28	0,35	0,39	0,51	0,61
	Efekt usunięcia*	%	25,0	30,3	24,9	18,2	16,0	19,1
azotany (V)	Dopływ	mgN-NO ₃ /l	1,4	1,5	1,9	2,4	2,6	2,9
	Odpyływ	mgN-NO ₃ /l	8,0	7,2	6,3	5,2	4,1	3,0
	Efekt usunięcia*	%	468	278	226	116	55,5	3,5

* przyrost o %

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 6. Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń otrzymane metodą tarczowych złóż biologicznych w zależności od dawki detergentu. Obciążenie hydrauliczne $q_{r3} = 0,05 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, Sulforokanol

Wskaźnik zanieczyszczenia		Jednostka	Średnie wartości analizowanych wskaźników zanieczyszczeń					
			D = 0 mg/l	D = 10 mg/l	D = 20 mg/l	D = 40 mg/l	D = 80 mg/l	D = 120 mg/l
Detergent ABS	Dopływ	mg/l	-	10,0	20,0	40,0	80,0	120,0
	Odpływ	mg/l	-	2,0	4,4	10,3	24,1	58,6
	Efekt usunięcia	%	-	80,3	78,3	74,3	69,9	51,1
ChZT	Dopływ	mg O ₂ /l	290,8	323,8	343,9	372,6	381,7	397,4
	Odpływ	mg O ₂ /l	34,0	93,3	109,6	128,7	178,1	343,1
	Efekt usunięcia	%	88,3	71,2	68,1	65,5	53,3	13,6
BZT ₅	Dopływ	mg O ₂ /l	210,0	216,0	241,0	262,0	270,0	276,0
	Odpływ	mg O ₂ /l	21,3	44,1	59,2	72,9	110,5	225,3
	Efekt usunięcia	%	89,8	79,6	75,4	72,2	59,1	18,3
fosfor ogólny	Dopływ	mg P ₂ O ₅ /l	5,4	6,7	6,8	7,1	7,3	8,2
	Odpływ	mg P ₂ O ₅ /l	4,0	5,4	5,6	6,1	6,3	7,7
	Efekt usunięcia	%	25,2	19,2	17,5	15,0	13,2	6,1
azot amonowy	Dopływ	mgN-NH ₄ /l	7,4	6,6	6,0	5,4	5,1	4,9
	Odpływ	mgN-NH ₄ /l	1,0	1,9	2,0	2,0	2,6	4,1
	Efekt usunięcia	%	86,6	70,7	67,3	63,5	49,3	16,6
azotany (III)	Dopływ	mgN-NO ₂ /l	0,11	0,23	0,33	0,46	0,51	0,55
	Odpływ	mgN-NO ₂ /l	0,14	0,29	0,40	0,54	0,60	0,60
	Efekt usunięcia*	%	25,0	22,8	21,3	17,3	17,7	8,9
azotany (V)	Dopływ	mgN-NO ₃ /l	1,4	1,8	2,2	2,6	2,9	3,1
	Odpływ	mgN-NO ₃ /l	8,0	8,0	6,2	5,0	4,1	3,1
	Efekt usunięcia*	%	468	336	182	92	40	0

* przyrost o %

Źródło: opracowanie własne.

Wnioski

Stwierdzono, iż wzrastające dawki ASPC wpływają negatywnie na efektywność oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych metodą biologicznych złóż tarczowych.

Zaobserwowano, iż wraz ze wzrostem stężenia detergentu w ściekach dopływających na układy, następuje wzrost ilości zanieczyszczeń, w postaci ChZT, BZT₅ i fosforu ogólnego, zaś zmniejsza się ilość azotu amonowego.

Zauważono, iż niezależnie od wartości obciążenia można usunąć większe ilości detergentu o nazwie Sulforokanol niż ABS.

Przy wysokich dawkach stosowanego detergentu (około 120 mg/l) zaobserwowano zakłócenia w przebiegu procesów nityfikacji.

Literatura

- [1] Kloepper-Sams, Torfs F., Feijtel T., Gooch J., *Effects assessments for surfactants in sludge – amended soils a literature review and perspectives for terrestrial risk assessment*, The Sciences of the Total Environment 185, USA 1996.
- [2] Bernacka J., *Sorpcja i rozdział anionoaktywnych detergentów w poszczególnych fazach ścieków miejskich w procesie ich oczyszczania*, Warszawa 1975.
- [3] Zdybiewska M., Rzczycka M., Tarniowy J., *Efektywność usuwania głównych grup substancji powierzchniowo czynnych (SPC) z wody i ścieków*, w: *Wysokoefektywne metody oczyszczania ścieków i odnowa wody*, Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, Monografia 34, Kraków 1985.
- [4] Zdybiewska M., *Wpływ substancji powierzchniowo czynnych na zanieczyszczenia środowiska oraz sposoby zapobiegania*, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Środowiska Politechniki Wrocławskiej 1978 nr 40, Wrocław 1978.
- [5] Sikorski M., *Gospodarka ściekami bytowymi na wsi jako czynnik ochrony środowiska*, rozprawa habilitacyjna, IMUZ, Falenty 1998.

THE INFLUENCE OF ANION SURFACE ACTIVE SUBSTANCES ON THE EFFECTIVENESS OF SEWAGE TREATMENT USING THE METHOD OF A BIOLOGICAL DEPOSIT

Summary

The general idea the research was to define the effectiveness of municipal sewage treatment that consisted of various doses of specific anion surface active substances (ASPC) that are most often used in Poland with the biological deposits method. It has been stated that increasing doses of ASPC negatively affect the effectiveness of sewage treatment by the method of biological deposit. Using the dose of 120 mg/l of active substance substantial decrease in sewage treatment effect in comparison with controlling deposits and disturbances in the course of nitrification process have been observed.

GOSPODARKA WODAMI OSADOWYMI - ASPEKTY TECHNICZNO-EKONOMICZNE

Streszczenie

W referacie przedstawiono zagadnienia związane z gospodarką wodami osadowymi w aspekcie uwarunkowań technicznych i ekonomicznych. Przeanalizowano właściwości wód osadowych oraz ich rolę w oczyszczaniu ścieków. Zwrócono uwagę na możliwości wykorzystania recykulowanych odcieków z węzła osadowego w procesie biologicznego usuwania związków biogenych ze ścieków. Podkreślono znaczenie prawidłowego bilansu masy oczyszczalni w eksploatacji systemów osadu czynnego.

Wstęp

W procesie oczyszczania ścieków powstają znaczne ilości osadów, które z uwagi na dużą zawartość substancji mineralnych i organicznych, związków toksycznych oraz stan sanitarny powinny być unieszkodliwiane. Dokonuje się tego w procesie przeróbki osadów, między innymi na drodze stabilizacji i odwodnienia. W obu tych procesach dochodzi do oddzielenia pewnej ilości cieczy od osadu, która ze względu na duże stężenie zanieczyszczeń najczęściej kierowana jest do układu oczyszczania ścieków przed osadniki wstępne.

Recykulowane wody osadowe powodują wzrost podstawowych wskaźników zanieczyszczeń w oczyszczanych ściekach. Dotyczy to głównie azotu i fosforu. Problem ten jest często pomijany ze względu na nieznaczny ich udział w stosunku do ilości oczyszczanych ścieków. W istocie stężone wody osadowe utrudniają prawidłową pracę oczyszczalni, obniżając efektywność pracy poszczególnych urządzeń technologicznych.

Stale zaostrzające się przepisy dotyczące jakości odprowadzanych ścieków do odbiorników skłaniają do szukania efektywniejszych rozwiązań technologicznych pozwalających spełnić te wymagania. Chodzi tu głównie o ograniczenie ilości związków biogenych przedostających się wraz z oczyszczanymi ściekami do środowiska, a stanowiącymi przyczynę eutrofizacji wód powierzchniowych.

Oprócz związków biogenych do obiegu oczyszczania ścieków przedostają się również wraz z zawracanymi wodami związki organiczne, metale ciężkie i inne związki toksyczne.

Technologicznie usuwanie związków „pożywkowych” nie stanowi problemu, kłopoty pojawiają się dopiero wtedy, gdy rozważa się aspekty ekonomiczne. Stężone wody osadowe można wykorzystać do wspomżenia oczyszczania ścieków w procesach nityfikacji, denityfikacji czy też defosfatacji, jednak realizacja tego przedsięwzięcia jest trudna, gdyż techniczne rozwiązanie zagadnienia wymaga zwiększonych nakładów inwestycyjnych oraz nakładów eksploatacyjnych, a obecny stan ekonomiczny oczyszczalni bardzo często nie pozwala na to.

I. Charakterystyka wód osadowych

Podstawowym celem gospodarki osadowej jest przeróbka i unieszkodliwianie osadów poprzez zmniejszenie objętości i pozbawienie ich szkodliwego wpływu na środowisko. We wszystkich procesach unieszkodliwiania osadów ściekowych, związanych ze stabilizacją i odwodnieniem mamy do czynienia z oddzieleniem pewnej ilości cieczy od osadów [1].

Skład fizyczno-chemiczny, właściwości i charakter powstałych wód osadowych jest bardzo różny i zależy przede wszystkim od jakości oczyszczanych ścieków oraz od stosowanych procesów przeróbki osadów ściekowych. Powstałe wody osadowe są silnie stężonymi ściekami i najczęściej są nawracane do układu oczyszczania ścieków przed osadniki wstępne.

II. Źródła powstawania wód osadowych

Oczyszczaniu ścieków towarzyszy powstawanie określonych ilości osadów ściekowych, składających się z substancji stałych (mineralnych i organicznych) oraz z wody nazywanej cieczą osadową. Na podstawie danych z różnych oczyszczalni ścieków udział cieczy osadowej w ilości oczyszczonych ścieków wynosi $0,2 \div 1,5\%$ [2].

I.2. Postacie wód osadowych

Klasyfikacja poszczególnych postaci wód do chwili obecnej nie jest jeszcze jednoznacznie opracowana. Według Kempy [3], ciecz osadowa występuje w następujących postaciach:

- woda wolna, grawitacyjna lub międzycząsteczkowa w osadach przefermentowanych stanowi około 70% całkowitej objętości wody,
- woda kapilarna, stanowi około 22% całkowitej objętości wody w osadzie przefermentowanym,
- woda fizycznie, chemicznie lub biologicznie związana z ciałem stałym lub komórkami żywych organizmów; stanowi ona około 8% całkowitej objętości wody.

Inną klasyfikację wody osadowej przedstawia Marchacz [4], który dzieli ją na:

- wodę wolną, występującą w większych przestrzeniach międzycząsteczkowych, zależną od sił grawitacji i ciśnienia atmosferycznego,
- wodę kapilarną występującą w kanalikach włoskowatych, niezależną od sił grawitacji, gdzie działają siły napięcia powierzchniowego,
- wodę związaną fizycznie z ciałami stałymi zwaną wodą molekularną, w skład której wchodzi woda błonkowa związana siłami przyciągania międzycząsteczkowego oraz woda higroskopijna,
- wodę związaną chemicznie, wchodzącą w skład siatki krystalograficznej ciał stałych.

Tabela 1. Postacie wody osadowej

Rodzaj osadu	Woda wolna [%]	Woda koloidalnie związana [%]	Woda higroskopijna [%]
Osad surowy z osadników	68 ÷ 69	21 ÷ 24	4 ÷ 6
Osad surowy z sit tarczowych	64	20	8
Osad przefermentowany	70	22	8

Źródło: [5].

Odmianą klasyfikację podaje Jewilewicz [6], który dzieli postacie wody na wodę wolną, półzwiązaną fizycznie, związaną fizycznie, wodę higroskopijną. Pöpel dzieli postacie wód na:

- wodę wolną, którą można najłatwiej oddzielić od ciał stałych sposobem grawitacyjnego zagęszczania,
- wodę związaną w koloidach, która jest trudniejsza do oddzielenia, ponieważ jest ona związana siłami napięcia powierzchniowego i obowiązują tu prawa chemii koloidów,
- wodę kapilarną związaną siłami kapilarnymi. Składają się na nie siły adhezji i kohezji. Można ją oddzielić przeciwstawiając siły odwrotnie skierowane – np. wirowanie,
- wodę biologicznie związaną, która występuje tylko w organizmach żywych. Usuwa ją w drodze niszczenia błonek komórek przez mineralizację chemiczną lub biochemiczną, przez ogrzanie lub wymrażanie [6].

I.3. Sposoby usuwania wody osadowej

Najłatwiej z osadów usuwa się wodę wolną (grawitacyjną), która oddziela się samoistnie w lejach osadowych osadników oraz w wyodrębnionych zbiornikach zagęszczania. Ilość cieczy osadowej w postaci wolnej wynosi około 75% ogólnej objętości osadów, przez jej oddzielenie objętość osadu zmniejsza się do 1/5 ÷ 1/10 objętości wyjściowej [6]. Oprócz wymienionych urządzeń, do grawitacyjnego oddzielania wody służą również laguny osadowe, poletka ociekowe oraz workownice.

Znacznie trudniej można usunąć wodę koloidalną. Osiąga się to przez koagulację, zmianę temperatury (ściananie lub wymrażanie koloidów), działanie pola elektrycznego lub działanie mechaniczne.

Tabela 2. Sposoby usuwania cieczy nadosadowej w zależności od formy jej występowania w osadzie.

Postać cieczy osadowej	Sposób usuwania cieczy osadowej
woda niezwiązana	- energia mechaniczna - grawitacja ziemską
woda wypełniająca przestrzeń między kłaczkami osadu	- energia mechaniczna - sedymentacja - siła bezwładności - filtracja - ciśnienie
woda absorpcyjna i wewnątrzkomórkowa	- energia termiczna - temperatura > 100°C suszenie spalanie

Źródło: [5].

Przy usuwaniu wody kapilarnej i wody fizycznie półzwiązanej stopień trudności jest jeszcze większy. Wody występujące w tych postaciach można usunąć z osadów metodami mechanicznymi i chemicznymi. Najczęściej osady przeznaczone do odwadniania przygotowuje się najpierw chemicznie, poddając procesowi koagulacji, z użyciem jako

koagulantu soli metali, a następnie odwadnia metodami mechanicznymi stosując filtry próżniowe, wirówki lub prasy filtracyjne. Procesem przygotowawczym może też być fermentacja metanowa.

Podczas mechanicznego odwadniania osadów przy zastosowaniu wirówek, może zostać usunięta woda kapilarna znajdująca się w porach pomiędzy cząsteczkami ciał stałych. Odbywa się to poprzez zmniejszenie odległości pomiędzy cząsteczkami, co wpływa na zmniejszenie pojemności porów i znaczne zredukowanie uwodnienia osadu.

Najtrudniej usuwa się wodę molekularną, higroskopijną, chemicznie lub biologicznie związaną. Usuwa się ją w procesach suszenia.

2. Charakterystyka składu fizyczno-chemicznego wód osadowych

Rosnąca degradacja i zanieczyszczenie środowiska przyczyniają się do wzrostu stężeń różnych szkodliwych substancji w dopływających do oczyszczalni ściekach surowych. Zdecydowana większość tych substancji jest zatrzymywana w osadach ściekowych w procesach oczyszczania ścieków oraz w wydzielanych i zawracanych do obiegu oczyszczania ścieków wodach osadowych. Za najistotniejsze wskaźniki zanieczyszczeń charakteryzujące wody osadowe uznaje się:

2.1. Związki organiczne w wodach osadowych

Zanieczyszczenia organiczne wyrażane jako ChZT i BZT₅ OWO charakteryzujące skład chemiczny wód pofermentacyjnych, wynikają z przebiegu procesu beztlenowej stabilizacji osadów ściekowych.

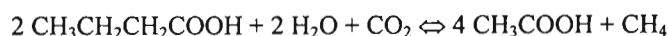
Złożone substancje organiczne w procesie hydrolizy przechodzą w formy rozpuszczone i są rozkładane poprzez organizmy hydrolityczne i fermentujące do: cukrów, kwasów tłuszczowych i aminokwasów. Kolejny rozkład substancji poprzez bakterie kwasogenne prowadzi do powstania kwasów organicznych i alkoholi. Faza metanowa fermentacji nie jest w stanie przetworzyć wszystkich substancji metanogennych w gaz pofermentacyjny, zatem część substancji fazy kwaśnej zostaje w cieczy osadowej zanieczyszczając ją.

Tarvin i Buswell prowadząc badania nad rozkładem, podczas fermentacji glukozy, stwierdzili obecność w cieczy nadosadowej kwasów: masłowego, propionowego i octowego.

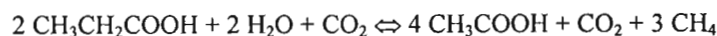
Keefe i Urtes stwierdzili rozkład niższych kwasów organicznych jedynie w 61÷82,1% z czego wynika, że pozostała ich część przechodzi do osadów i pozostaje w cieczy osadowej.

Natomiast Heukelekin i Muller stwierdzili rozkład kwasów organicznych w czasie fermentacji do metanu w 70÷90% [7]. Przykładem może być hydroliza kwasu masłowego i propionowego [8]:

kwas masłowy



kwas propionowy



Wynikiem powyższych przemian jest metan oraz kwas octowy, mimo dalszego rozkładu tego kwasu do dwutlenku węgla i metanu, jego część (około 35%) zostaje w cieczy osadowej.

M. Znyk i J. Saibut [9] prowadząc badania nad procesem fermentacji oraz odwodnieniem osadów przy różnym obciążeniu komór fermentacyjnych, przeprowadzili również analizę zanieczyszczeń organicznych w wodach osadowych. Autorzy stwierdzili, że wraz ze wzrostem obciążenia komór fermentacyjnych, rośnie również ładunek zanieczyszczeń organicznych w wodach pofermentacyjnych.

Tabela 3. Wzrost zanieczyszczeń organicznych i zawiesiny organicznej przy wzroście obciążenia komór fermentacyjnych

Objętościowe obciążenie komór fermentacyjnych	Czas fermentacji	Wskaźnik zanieczyszczeń w wodach pofermentacyjnych		
		ChZT	BZT ₅	Zawiesina organiczna
[%]	[doba]	[mgO ₂ /dm ³]	[mgO ₂ /dm ³]	[mg/dm ³]
5	20	1408	533	706,3
4	25	1238	433	534,3
3	33	880	400	441,0

Źródło: [9].

Z powyższych wartości wynika, że największą część zanieczyszczeń wód pofermentacyjnych stanowią substancje organiczne wyrażone jako ChZT i BZT₅. Prowadzone analizy wód osadowych pochodzących z odwadniania osadów przefermentowanych na prasach taśmowych w miejskiej oczyszczalni ścieków w Białymstoku, wykazały zawartość w nich BZT₅ mieszczącą się w przedziale od kilkudziesięciu do 250 [mg O₂/dm³].

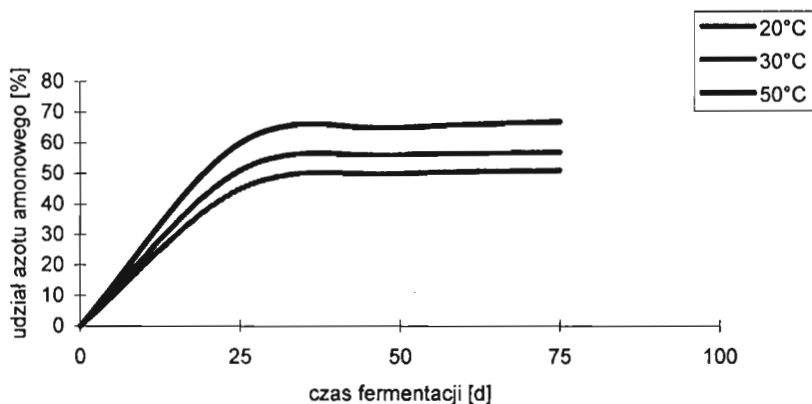
2.2. Związki biogenne w wodach osadowych

Wykorzystanie azotu i fosforu do budowy komórek bakteryjnych jest głównym sposobem usuwania tych związków ze ścieków. Usunięte pożywki, czy to w procesie osadu czynnego, czy też złóż biologicznych, mogą zostać ponownie zawrócone do procesów oczyszczania z cieczą osadową. Ma to miejsce głównie podczas procesu stabilizacji osadu, a przede wszystkim przy fermentacji metanowej [10].

Azot

Azot organiczny w procesie beztlenowego rozkładu substancji organicznych również ulega rozkładowi do azotu amonowego. Efektywność tworzenia azotu amonowego zależy od obciążenia komory fermentacyjnej oraz temperatury procesu. Zależność stopnia rozkładu substancji organicznej i tworzenia amoniaku od czasu trwania procesu oraz temperatury została przeanalizowana przez Mały i Fadrusa. Wyniki tych badań pokazano na rysunku nr 1.

Rysunek 1. Przemiany azotu organicznego do amonowego w temperaturze 20, 30 i 50°C [2]

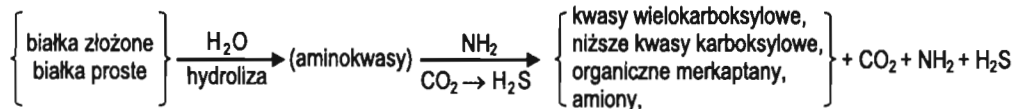


Z wykresu wynika, że w temperaturze 30°C i przy czasie fermentacji od 25 do 75 dni około 51÷ 56% azotu ogólnego znajdowało się w formie azotu amonowego. W kolejnej pracy Mały i Fadrus stwierdzili, że około 55 ÷ 56% azotu organicznego przechodziło w formę azotu amonowego w cieczy osadowej. W Ohio przeprowadzono szczegółowe badania nad bilansem azotu w szeregu oczyszczalni. W oczyszczalni Fort Worth w Teksasie ilość azotu w cieczy osadowej stanowi 70% azotu doprowadzanego do komory fermentacyjnej. Natomiast w oczyszczalni Archibald stwierdzono, że z 910 kg azotu doprowadzanego na oczyszczalnię ze ściekami, 370 kg zawracano do procesu z cieczą osadową. Oznacza to, że zawracano z cieczą osadową około 41% azotu doprowadzanego. Podobne rezultaty uzyskano w oczyszczalni Hamilton w stanie Ohio, gdzie ciecz i filtrat zawierały 1320 kg azotu, zaś w ściekach surowych stwierdzono 3500 kg azotu, czyli zawracano wraz z cieczą osadową około 39% azotu w stosunku do ilości azotu doprowadzanej na oczyszczalnię [2].

Badania nad zawartością azotu w cieczy pofermentacyjnej przeprowadzono również w pięciu angielskich oczyszczalniach ścieków. Wyniki tych badań wykazały, że stężenie azotu amonowego w cieczy osadowej mieściło się w granicach od 268 do 1000 g N/m³ [10].

Również w Polsce przeprowadzono szerokie badania procesu beztlenowej fermentacji osadów. W badaniach prowadzonych w oczyszczalni w Białymstoku stwierdzono wzrost zawartości azotu amonowego w cieczy osadowej od 250 do 1500 g N/m³ [11].

Amoniak dostający się do wód osadowych powstaje w procesie fermentacji przede wszystkim z rozkładu białek [10]. Rozkład białek można przedstawić następująco:



Fosfor

Zagadnienie recykulacji fosforu w wyniku beztlenowej fermentacji osadów jest nieco inne niż azotu ze względu na inne mechanizmy usuwania fosforu. Niemniej jednak ma on znaczny udział w cieczy pofermentacyjnej.

Barth i współautorzy określili zawartość fosforu w cieczy osadowej w zakresie od 50 do 170 g P/m³. Köhler przeprowadził bilans fosforu w oczyszczalni ścieków i zanalizował zawartość fosforu w cieczach osadowych z procesu fermentacji mieszaniny osadów po osadnikach wstępnych oraz nadmiaru osadu czynnego. Oczyszczane ścieki charakteryzowały się przeciętnym stężeniem fosforu 12,5 g P/m³. Ścieki te po dwustopniowym procesie osadu czynnego zawierały stężenie fosforu równe 5,8 g P/m³. Stwierdzono więc na podstawie przeprowadzonej analizy

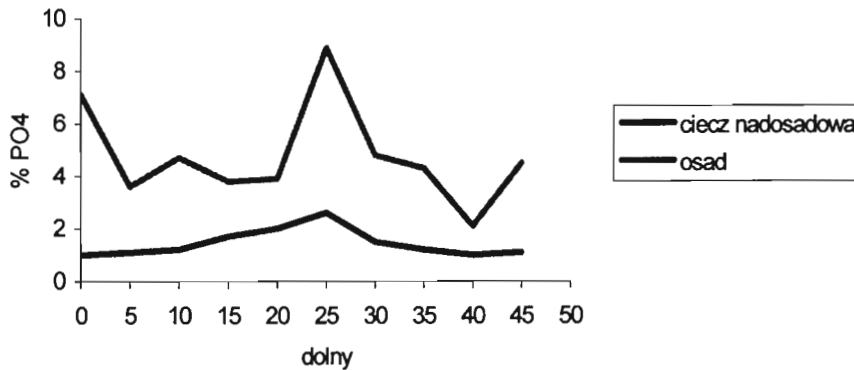
zatrzymanie około 54% fosforu ogólnego w procesie oczyszczania ścieków. Z tej ilości do cieczy osadowej w procesie fermentacji dostawało się około 48% fosforu.

Bilans fosforu przeprowadzony w angielskich oczyszczalniach ścieków przez Techniczny Komitet Detergentów różni się nieco od wyników uzyskanych przez Köhlera. Komitet ten wykazał, że około 40% fosforu dopływającego ze ściekami do osadników wstępnych (łącznie z cieczą osadową) zostaje zatrzymane w zawieszynie osadu doprowadzonego do komory fermentacji. W wyniku przeprowadzonego procesu fermentacji, do cieczy osadowej dostaje się 25% fosforu. Stanowi to 17,5% udziału w ogólnej ilości fosforu doprowadzanego na oczyszczalnię [2].

Lewandowska-Suschka stwierdziła, że pomimo częściowego wytrącania związków fosforu w procesie fermentacji, ciecz osadowa zawierała jeszcze przeciętnie od 500+600 g PO₄/m³. Autorka zauważyła również, że fosforany w cieczy osadowej są częściowo związane w zawieszynie i w procesie osadu czynnego nastąpi przypuszczalnie biokoagulacja tych zawiesin. Podsumowując wyniki swoich badań autorka stwierdziła, że w procesie beztlenowej stabilizacji osadów jedynie część fosforanów przechodzi w formy rozpuszczonej do cieczy osadowej.

Badaniem fosforanów i ich przemian w czasie procesu fermentacji osadów, zajmowały się również E. Zielewicz-Madej i B. Cora. Podały w swojej pracy stężenia fosforanów w cieczy osadowej w poszczególnych fazach beztlenowej stabilizacji osadów [12].

Rysunek 2. Udział fosforanów w suchej masie stężenia osadu i stężenie w cieczy osadowej w procesie fermentacji [12]



W pierwszej fazie bakterie hydrolizujące rozkładają nierozpuszczone związki organiczne, uwalniając do środowiska kwasy organiczne, które zwiększają stopień rozpuszczania związków fosforu w wodzie (wydzielenie fosforanów do cieczy osadowej). W kolejnej fazie zachodzi rozkład substratów do niskodrobinowych związków organicznych, co wyraża się dalszym uwalnianiem fosforanów do cieczy osadowej. W tych dwóch fazach następuje gwałtowne zmniejszenie odwodnienia osadu. W trzeciej fazie wzrasta uwalnianie fosforanów do cieczy osadowej. Może to wynikać z reakcji wymiany, zachodzącej między nierozpuszczonymi związkami mineralnymi fosforu a siarczkami i siarkowodorem wytwarzanym przez drobnoustroje. Siarczki reagują z fosforanami tworząc trudno rozpuszczalne siarczki żelaza i glinu. Proces ten wzmaga się w ostatniej fazie, gdy zanika produkcja metanu.

Badania wykazały również, że wydłużony czas fermentacji (powyżej 34 dni) powoduje spadek zawartości fosforanów w cieczy osadowej. Prawdopodobnie jest to spowodowane samorzutnym rozpoczęciem rozwoju populacji mikroorganizmów, które dla swojego rozwoju wykorzystują ortofosforany, jako łatwo przyswajalne źródło fosforu (ortofosforany z cieczy osadowej) [10].

2.3. Inne zanieczyszczenia wód osadowych

Zawiesina ogólna

Recykulowane wody pofermentacyjne niosą ze sobą dużą zawartość zawiesiny, powstającej z powodu niewłaściwego rozdzielania osadu od cieczy osadowej. Zawiesina ta jest trudno opadająca i ma charakter koloidalny [1]. Najczęściej w skład zawiesiny wchodzi: osad przefermentowany, mikroorganizmy beztlenowe (uczestniczące w procesie fermentacji), związki wapnia (CaCO₃ dodawane w celu zalkalizowania środowiska) niewielkie ilości rozbitego kożucha. Ilościowy udział zawiesiny w wodach osadowych podaje M. Znyk i J. Sałbut [5].

Tabela 4. Zawartość zawiesiny ogólnej w cieczy osadowej w zależności od obciążenia komór fermentacyjnych

Objęściowe obciążenie komór fermentacyjnych [%]	Czas fermentacji [doba]	Zawartość zawiesiny w cieczy nadosadowej [mg/dm ³]
3	33	832
4	25	904
5	20	1185

Źródło: [9].

Alkaliczność

Bardzo wysoką zasadowością charakteryzują się wody osadowe z procesów beztlenowej przeróbki osadów. Na podwyższenie alkaliczności mają wpływ między innymi produkty rozkładu białek podlegające fermentacji metanowej, np. alanina i glicyna [7], które powodują powstawanie znacznych ilości węglanów i kwaśnych węglanów. W celu zmniejszenia zasadowości, zawartości soli rozpuszczonych (przez wypłukanie koloidów i gazów), zawartości substancji stałych (a tym samym ładunku BZT₅) i zawiesin w wodach pofermentacyjnych czasami stosuje się proces ich przemywania oczyszczonymi ściekami.

Gazy rozpuszczone w postaci siarkowodoru powstającego z rozkładu białek.

Tłuszcze, które rozkładają się podczas fermentacji w 70÷80%.

Metale ciężkie, przechodzące do roztworu w procesach przeróbki osadów ściekowych [1].

Potencjał oksydacyjno-redukcyjny, charakterystyczny dla środowiska beztlenowego.

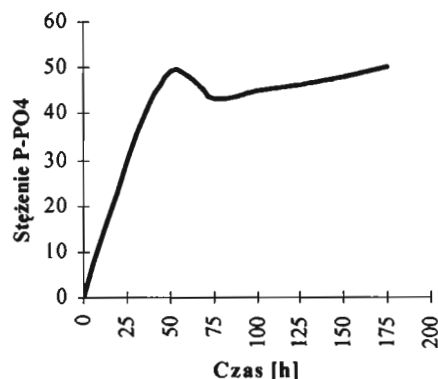
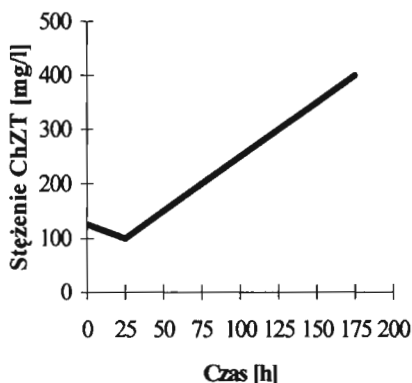
Beztlenowe środowisko bakteryjne.

Decydującym czynnikiem wpływającym na zawartość związków organicznych, związków biogennych i odczyn w wodach osadowych po wstępnym zagęszczaniu jest czas zatrzymania osadu w zagęszczaczach.

Rysunek 3. Zmiany stężenia ChZT, azotu i fosforu oraz wartości pH i przewodności w wodzie osadowej pobranej z osadu nadmiernego w zależności od czasu zatrzymania w zagęszczaczu [5]

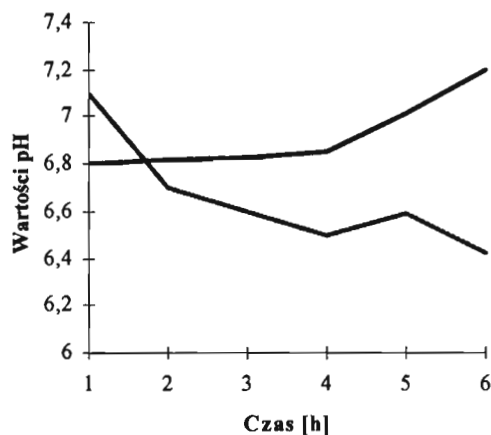
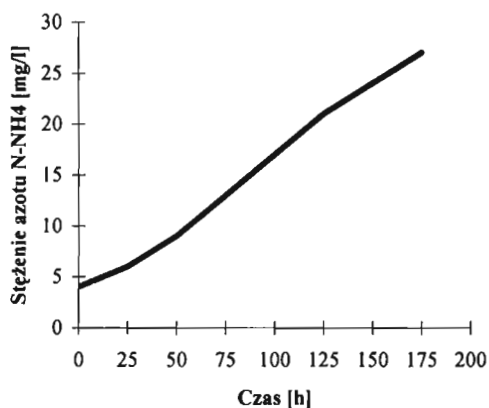
stężenie ChZT

stężenie P-PO₄



stężenie azotu N-NH₄

wartość odczynu



3. Wpływ wód osadowych na środowisko i pracę oczyszczalni

Znaczenie cieczy pozostałych po procesach: zagęszczania osadów, odwadniania lub biologicznej przeróbki jest często bagatelizowane ze względu na niewielką ich i nieznaczny udział w ogólnej ilości oczyszczanych ścieków. Z reguły ilość wód osadowych powstających na oczyszczalniach ścieków nie przekracza 0,5÷1,5% ogólnej ilości ścieków. Jednakże duży ładunek zanieczyszczeń niesiony przez te wody stanowi zagrożenie dla prawidłowego

funkcjonowania oczyszczalni. Recyrkulowane wody pofermentacyjne niosące ze sobą trudno opadającą zawiesinę koloidalną i siarkowodór, zakłócają pracę osadników wstępnych [10].

Zawracane wody osadowe mogą również wpływać niekorzystnie na pracę części biologicznej oczyszczalni ścieków. Szczególnie niebezpieczne są substancje biogenne i organiczne, wyrażone jako ChZT i BZT₅, niesione przez te wody. Stwierdzono również ścisłą współzależność między zmiennością stężeń zanieczyszczeń, a stopniem redukcji. Duża zmienność dopływających zanieczyszczeń jest spowodowana nieregularnym spustem wód osadowych, a co za tym idzie dużą nierównomiernością dopływu ładunku zanieczyszczeń. Ponadto jak wcześniej wspomniano, część biologiczna może być również obciążona ładunkiem substancji pożywkowych, co powoduje zwiększenie ich zawartości na odpływie ścieków oczyszczonych.

Na podstawie danych z różnych oczyszczalni ścieków zauważono, że przy udziale cieczy osadowej, w ilości oczyszczanych ścieków, równemu 0,3% i stężeniu azotu amonowego w tej cieczy 1140 g N/m³, stężenie azotu wzrosło w ściekach oczyszczonych o 3,42 g N/m³. Wartość ta może wydawać się nieistotna, ale oznacza to wzrost ładunku azotu w ściekach oczyszczonych do kilkunastu procent. Oznacza to proporcjonalny wzrost zapotrzebowania energii, a więc wzrost kosztów oczyszczania, co może stanowić niebagatelną wartość w dużych oczyszczalniach ścieków [2].

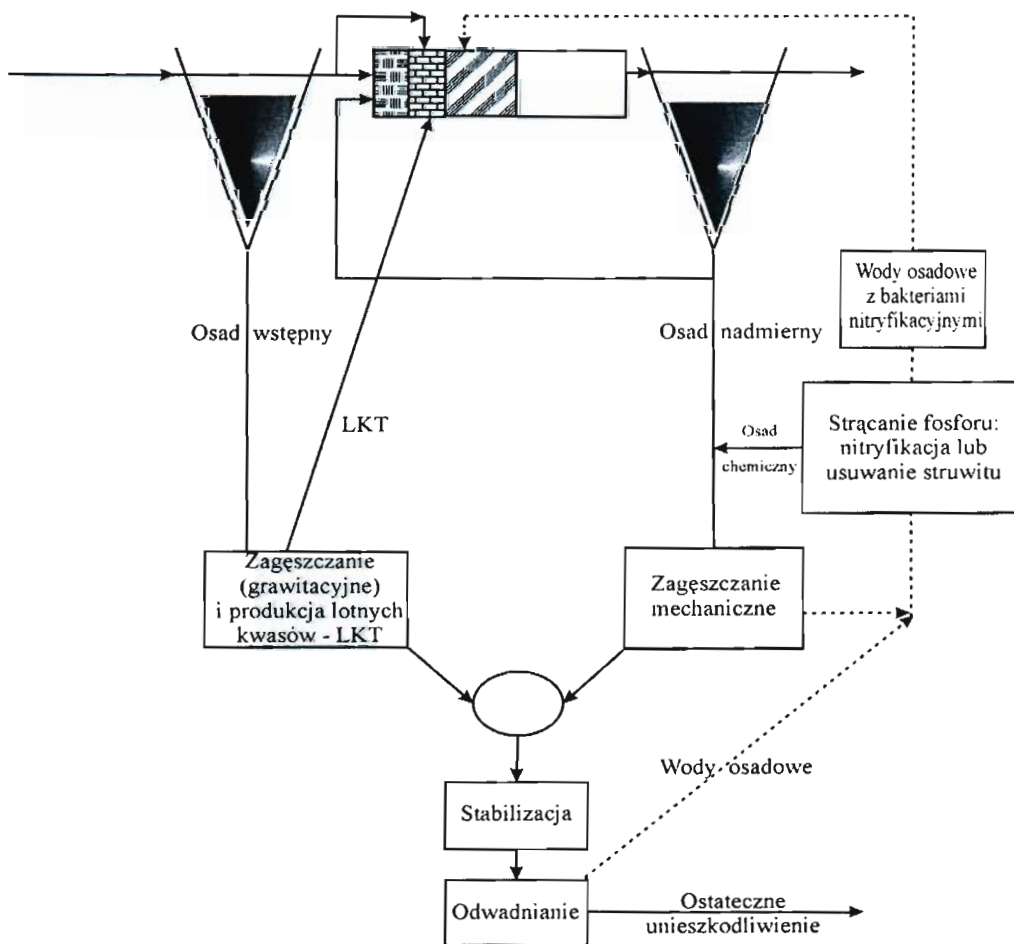
Przyjmując podobny jak w przypadku analizy zagadnienia azotu udział cieczy osadowej w ogólnej ilości ścieków oczyszczonych, można oczekiwać wzrostu zawartości fosforanów w ściekach o około 0,5 P/m³.

Kolejnym niebezpieczeństwem dla procesu biologicznego oczyszczania mogą być substancje toksyczne zawarte w wodach osadowych, np. metale ciężkie czy pestycydy, gdyż w wyniku przeróbki osadów przechodzą do wody osadowej, która zwracana na początek układu oczyszczania, obniża efektywność pracy tej części oczyszczalni.

W przypadku zwracania cieczy osadowych część szkodliwych zanieczyszczeń (na przykład metale ciężkie, związki biogenne, zawiesina) jest zamykana w obiegu oczyszczania ścieków, obniżając efektywność pracy poszczególnych urządzeń oczyszczania.

Negatywne oddziaływanie wód osadowych na proces oczyszczania ścieków, stanowi niebezpieczeństwo zmniejszenia efektywności oczyszczanych ścieków odprowadzanych do środowiska, stwarzając jego zagrożenie. Wzrost substancji pożywkowych w oczyszczonych ściekach (spowodowany obniżeniem efektywności części biologicznej), może spowodować eutrofizację środowiska wodnego.

Rysunek 4. Przeróbka osadów z podczyszczaniem wód osadowych [15]



Stale rosnące wymagania stawiane oczyszczanym ściekom i przerabianym osadom ściekowym w coraz większym stopniu powodują wzrost ilości stężonych cieczy osadowych. Spowodowało to konieczność modernizacji wielu oczyszczalni ścieków.

W większości oczyszczalni ścieków najwięcej problemów przysparza usuwanie związków biogenych, czyli azotu i fosforu. Usuwanie tych związków ze ścieków jest ważne, gdyż występując w zwiększonej ilości w wodach naturalnych zaburzają naturalną równowagę i powodują nadmierny rozwój organizmów – głównie glonów, co z kolei prowadzi do deficytu tlenu i wtórnego zanieczyszczenia odbiornika (eutrofizacja).

Głównym elementem gospodarki wodami osadowymi jest sporządzenie bilansu masy, w celu określenia celowości podczyszczania zawracanych odcieków.

Aby zmniejszyć ilość recykulowanych zanieczyszczeń: zawiesin, azotu i fosforu stosuje się od niedawna podczyszczanie wód osadowych.

Przykładem podczyszczania może być sedymentacja, podczas której usuwamy znaczne ilości zawiesin i związków biogenych. Dodatkowo można zastosować strącanie fosforu – ale tylko wtedy gdy wyniknie to z bilansu masy oraz z kinetyki procesu defosfatacji. W zagęszczaczu grawitacyjnym zachodzi produkcja lotnych kwasów tłuszczowych (LKT), które zawracane do komory defosfatacji wspomagają proces usuwania fosforu ze ścieków surowych. Dlatego też w przypadku gdy istnieje produkcja LKT, rzadko zachodzi potrzeba stosowania procesu strącania fosforu [14].

Sedymentacja usuwa częściowo azot organiczny z odcieków. W przypadku stabilizacji tlenowej prowadzonej z minimalną denitryfikacją, odcieki zawierają azotany i kierowane są do komory denitryfikacji. Należy wtedy przeliczyć stosunek węgla organicznego C/N i upewnić się, czy wystarczy węgla (jako LKT) także dla biologicznej defosfatacji – czyli że zachowany będzie stosunek $LKT/P > 6$, po wykorzystaniu węgla w procesie denitryfikacji [15].

W przypadku stabilizacji beztlenowej do komory osadu czynnego wraca azot amonowy, który może być nityfikowany osobno. Taka nityfikacja odcieków wprowadza powstałą w ten sposób biomę bakterii nityfikacyjnych do układu ścieków. Biomasa ta jest jakby zapasem osadu pozwalającym zwiększać wiek osadu, bardzo skuteczną bronią eksploatatora przed trudnościami nityfikacji w warunkach zimowych lub przy zrzutach toksycznych [15].

Wskutek odwadniania osadów powstają wody poosadowe, zawierające znaczne ilości uwodnionych fosforanów, dlatego też można je bezpośrednio zawracać do komory napowietrzania.

Dodatkowym urządzeniem, które można by było zainstalować na oczyszczalni ścieków jest zbiornik uśredniający, który służyłby do wyrównywania stężeń zanieczyszczeń w wodach osadowych pochodzących z różnych urządzeń wężła osadowego oraz do ich recyrkulacji na początek układu oczyszczania ścieków w godzinach nocnych, kiedy oczyszczalnia jest niedociążona.

Podsumowanie

Wzrost stężenia różnych szkodliwych substancji dopływających do oczyszczalni ścieków powoduje zanieczyszczenie środowiska. Proces usuwania tego typu zanieczyszczeń stanowi ogromny problem wielu oczyszczalni ścieków. Stale zaostrzające się przepisy coraz surowiej określają parametry oczyszczonych ścieków. Wynika to głównie z troski o zmniejszenie nadmiernego rozwoju organizmów prowadzących do eutrofizacji wód powierzchniowych oraz konieczności utrzymania niskiego stężenia azotu w wodach będących źródłem zaopatrzenia ludności.

Większość oczyszczalni ścieków do przeróbki osadów szeroko wykorzystuje proces beztlenowej fermentacji, z uwagi na to, iż metoda ta jest powszechnie uznawana za opłacalną energetycznie i prowadzącą do produkcji energii. W procesie tym powstają oprócz osadów przefermentowanych, wody osadowe zawierające w swoim składzie znaczne ilości związków pożywkowych. Dotyczy to głównie azotu (występującego w formie azotu amonowego i azotu organicznego) oraz fosforu. Ciecze osadowe z uwagi na swój skład automatycznie zawracane są do ciągu oczyszczania ścieków, zakłócając prawidłową pracę oczyszczalni. W związku z tym nasuwa się pytanie, czy korzyści energetyczne związane z zastosowaniem tego procesu nie zostaną stracone z powodu konieczności usunięcia związków azotu i fosforu z zawracanych odcieków. Niezależnie od koncepcji biologicznego usunięcia związków biogenych oraz technicznej realizacji tego procesu wymagane są zwiększone nakłady inwestycyjne związane z modernizacją oczyszczalni ścieków oraz nakłady eksploatacyjne oczyszczalni. A może należałoby zastosować proces chemicznego usunięcia związków biogenych. Jest to zdecydowanie dobre rozwiązanie dla istniejących – klasycznych oczyszczalni w celu osiągnięcia wymaganego stopnia usunięcia biogenów, przy niskich kosztach inwestycyjnych związanych z przebudową oczyszczalni. Jednak biorąc pod uwagę niskie koszty inwestycyjne związane z modernizacją oczyszczalni i bardzo wysokie koszty zakupu reagentów chemicznych znacznie podnoszących koszty eksploatacji oczyszczalni, zauważymy, że i w tym przypadku korzyści energetyczne są stracone.

W powyższym referacie przedstawiono zagadnienia gospodarki wodami osadowymi, zależności pomiędzy jakością zawracanych cieczy osadowych powstających w procesach przeróbki osadów, a jakością oczyszczanych ścieków, oraz zaprezentowanie techniczno-ekonomicznych rozwiązań pozwalających spełnić warunki co do jakości i ilości oczyszczanych ścieków i przerabianych osadów ściekowych. Dokonano tego na podstawie przeglądu dostępnej literatury oraz analizy gospodarki osadowej w największych oczyszczalniach ścieków w północno-wschodnim regionie Polski.

Analizując gospodarkę osadami i wodami osadowymi we wspomnianych oczyszczalniach ścieków, zauważyć można, że największa uwaga skupia się na zmniejszeniu związków biogenych w odpływie. Przyczynia się to do prowadzenia efektywniejszej gospodarki osadowej potęgującej wydzielenie stężonych cieczy osadowych recyrkulo-

wanych do układu technologicznego oczyszczania ścieków, powodując wzrost podstawowych wskaźników zanieczyszczeń w oczyszczanych ściekach.

Zawracanie stężonych cieczy osadowych do ciągu oczyszczania ścieków zakłóca prawidłową pracę oczyszczalni powodując zmniejszenie efektywności pracy poszczególnych urządzeń technologicznych. Zaobserwowano, że podczas recyrkulacji odcieków następowały trudności w prawidłowym funkcjonowaniu osadników wstępnych związane z wynoszeniem dużej ilości osadów na powierzchnię oraz zakłócenia w pracy komór osadu czynnego związane ze zmianą warunków tlenowych i gwałtownym przyrostem osadu czynnego [16].

Zaleca się tak prowadzić proces oddzielania wody od osadów, by nie recyrkulować zawieszin osadu do ścieków surowych. Dobrym rozwiązaniem byłoby umożliwienie zawracania cieczy osadowych ze zbiornika osadów do zbiornika uśredniającego, który umożliwiłby gromadzenie odcieków w celu wyrównania ich składu i ilości przed połączeniem ze ściekami surowymi. Niestety większość oczyszczalni ścieków nie posiada tego typu zbiorników.

Biorąc pod uwagę fakt, iż stosowanie chemicznego strącania tylko do zmniejszania ładunku fosforu na dopływie do oczyszczalni jest drogie, koncepcja biologicznego usunięcia związków biogenych wymaga modernizacji całego układu technologicznego w oczyszczalni, co również niesie ze sobą wzrost nakładów finansowych. Rozwiązaniem jest również zawracanie wód osadowych w porze nocnej w czasie dopływu do oczyszczalni niskich ładunków zanieczyszczeń. Ostatnio wprowadzono nowy proces krystalizacji fosfoamoniaku magnezu (struwit) bez strącania chemicznego, który wytrąca się samoczynnie z odcieków po stabilizacji beztlenowej w wyniku oziębiania. Wytrącanie struwitu w czasie oziębiania osadu stabilizowanego beztlenowo, usuwa związki azotu i fosforu. Wydzielona nityfikacja odcieków może przyczynić się do wyraźnej poprawy usuwania azotu w ziemi i zanieczyszczeń toksycznych [15].

Istnieje ścisła współzależność między jakością zawracanych cieczy osadowych, a jakością oczyszczanych ścieków. Recyrkulowane wody osadowe charakteryzują się dużymi wahaniami składu fizykochemicznego oraz dużą nierównomiernością zrzutu i to powoduje znaczną zmienność stężeń zanieczyszczeń w oczyszczanych ściekach.

Warunkiem prawidłowej recyrkulacji wód osadowych i ich podczyszczania jest konieczność przeprowadzenia bilansu masy związków biogenych w całej oczyszczalni (wykonanego w warunkach zimowych i letnich). Ponieważ nieznaną jest skład fizykochemiczny odcieków, lub źle ich bilansowanie znacznie utrudnia prawidłową pracę oczyszczalni. W większości oczyszczalni problem ten jest pomijany z uwagi na stosunkowo nieznaczny ich udział w ilości oczyszczanych ścieków. W istocie prowadzi to do wzrostu ładunku zanieczyszczeń w oczyszczanych ściekach o kilkadziesiąt procent, co oznacza proporcjonalny wzrost zanieczyszczeń, a tym samym wzrost kosztów oczyszczania.

Główną przyczyną powierzchownego traktowania problemu oczyszczania wód osadowych jest znikoma znajomość zagadnienia. W literaturze temat ten przedstawiany jest bardzo ogólnikowo. Wszelkie działania poczynione w celu głębszego poznania problemu i dążące do minimalizacji stężenia substancji biogenych są trudne do zrealizowania ze względu na obecny stan ekonomiczny oczyszczalni ścieków. Zła sytuacja finansowa zmusza do wybierania rozwiązań mniej kosztownych nie zawsze dających pożądane efekty. Brak zwiększania nakładów na ten cel będzie powodował, iż przez najbliższe lata obecny stan prawdopodobnie będzie się utrzymywał. Ponieważ każde przedsięwzięcie niezależnie od koncepcji oczyszczania oraz technicznej realizacji procesu wymaga zwiększonych nakładów inwestycyjnych oraz zwiększonych nakładów eksploatacyjnych oczyszczalni.

Wnioski

Na podstawie przeglądu dostępnej literatury, badań i analizy gospodarki osadami i wodami osadowymi w największych oczyszczalniach ścieków w północno-wschodnim regionie Polski nasuwają się następujące wnioski:

- warunkiem prawidłowej recyrkulacji wód osadowych i ich podczyszczania jest konieczność przeprowadzenia bilansu masy związków biogenych,
- obecna sytuacja finansowa oczyszczalni prowadzi do wybierania rozwiązań mniej kosztownych, co nie zawsze daje pożądane efekty,
- sposób postępowania z wodami osadowymi powinien być poprzedzony analizą techniczną i ekonomiczną obiektu,
- głównym czynnikiem warunkującym postępowanie z wodami osadowymi powinien być stan środowiska, a aspekty techniczne i ekonomiczne należy rozważać dopiero w drugiej kolejności.

Literatura

- [1] Boruszko D., Wierzbicki T.L., *Charakterystyka wód nadosadowych powstających na oczyszczalniach ścieków oraz ich wpływ na pracę oczyszczalni i środowisko*, materiały konferencyjne, w: *Nowe technologie w uzdatnianiu wody, oczyszczaniu ścieków i gospodarce osadowej*, Częstochowa 1997.
- [2] Lewandowska-Suschka A., *Azot i fosfor w oczyszczaniu ścieków z zastosowaniem fermentacji beztlenowej osadów*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1985 nr 9.
- [3] Kempa E., *Procesy całkowitego unieszkodliwiania osadów ściekowych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 1968 nr 2.
- [4] Marchacz W., *Hydrologia*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1960.
- [5] Nöring J., *Grawitacyjne zagęszczanie osadów ściekowych*, w: *Przeróbka, wykorzystanie i usuwanie osadów ściekowych*, Warszawa 1996.
- [6] Cywiński B., Gdula S., Kempa E., Kurbiel J., Płoszański H., *Oczyszczanie ścieków miejskich*, Arkady, Warszawa 1972.
- [7] Buraczewski G., *Fermentacja metanowa*, PWN, Warszawa 1989.
- [8] Bernacka J., *Integracja usuwania węgla, azotu i fosforu ze ścieków w procesie niskoobciążonego osadu czynnego*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1986.

- [9] Znyk M., Sałbut J., *Badania nad fermentacją i odwodnieniem na poletkach osadów ze ścieków miejsko-przemysłowych*, „Biuletyn IKŚ” nr 5, Warszawa 1980.
- [10] Boruszko D., *Oczyszczanie wód nadosadowych powstających w procesie fermentacji osadów ściekowych metodą biodegradacji tlenowej*, rozprawa doktorska pod kier. Tadeusza Wierzbickiego, Białystok 1998.
- [11] Boruszko D., *Obciążenie zwrotne z przeróbki osadów ściekowych*, monografie PAN nr 11 Komitet Inżynierii Środowiska, Lublin 2002.
- [12] Zielewicz-Madej E., Cora B., *Fosforany w procesie przeróbki osadów*, w: *Nowe technologie w uzdatnianiu wody, oczyszczaniu ścieków i gospodarce osadowej*, Częstochowa 1997.
- [13] Bartoszewski K., *Kontrola przebiegu procesu fermentacji osadów w komorach fermentacyjnych*, w: *Problemy gospodarki osadowej w oczyszczalniach ścieków*, Częstochowa 1995.
- [14] Szymański K., *Biologiczne oczyszczanie wód nadosadowych*, praca magisterska pod kier. Dariusza Boruszko, Białystok 2000.
- [15] Oleszkiewicz J., *Gospodarka osadami ściekowymi. Poradnik decydenta*, LEM PROJEKT, Kraków 1998.
- [16] Boruszko D., *Ocena efektywności oczyszczania wód nadosadowych metodą osadu czynnego*, w: *Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych*, Augustów 1999.

SUPERNATANTS MANAGEMENT - TECHNICIAN AND ECONOMIC ASPECTS

Summary

The paper presents technician and economical aspects of supernatants management in wastewater treatment plant. The characteristic of supernatants and its influence on wastewater treatment plant was presented. The role of supernatants generated in W.W.T.P. in biological biogenic compounds removing was highlighted as the role of exact mass balance during wastewater treatment process with sludge activated system.

BILANS METALI CIĘŻKICH W GOSPODARCE OSADOWEJ OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW

Streszczenie

Przedstawiono wyniki badań dotyczące określenia zawartości metali ciężkich w osadach ściekowych na różnym etapie ich przeróbki. Osady pochodziły z biologicznej oczyszczalni ścieków o przepustowości maksymalnej równej 2120m³/d, zlokalizowanej na terenie jednej z gmin rolniczo-przemysłowych południowej Polski.

W trakcie badań zaobserwowano wzrost zawartości większości metali w przeliczeniu na suchą masę osadu w kolejnych etapach przeróbki osadów. Niektóre metale w procesie przeróbki osadów wykazują tendencję do przechodzenia ze stałej frakcji osadu do cieczy osadowej i migracji wraz z wodami osadowymi (Cr, Cu, Ni). Te same metale oraz Zn wykazują także labilność wraz z obniżeniem koncentracji suchej masy organicznej w osadach.

Wstęp

Osady z oczyszczalni ścieków położonych na terenach, na których dominującą gałęzią gospodarki jest rolnictwo są postrzegane jako potencjalnie „czyste”, a zatem nadające się do wykorzystania przyrodniczego. Częstokroć jednak, mimo iż charakter zlewni nie wskazuje na możliwość skażenia osadów ściekowych metalami ciężkimi, szczegółowe badania zawartości metali w osadach, niezbędne ze względów proceduralnych, wskazują na ich obecność w różnorodnym składzie i stężeniach zależnie od miejsca powstawania osadów.

W grupie metali ciężkich, definiowanych jako pierwiastki o ciężarze właściwym powyżej 4,5 g/cm³ (z wyjątkiem lantanowców i aktynowców) znajdują się:

- pierwiastki biogenne, jak żelazo, miedź, cynk, mangan (zaliczane do tzw. szarej strefy),
- pierwiastki takie jak ołów, kadm czy rtęć (zaliczane do tzw. strefy czarnej) [1].

Metale ciężkie w ściekach mogą występować w postaci zawiesin oraz roztworów rzeczywistych [2]. W pełnym, trzy stopniowym oczyszczaniu ścieków komunalnych dla usuwania metali ciężkich najistotniejszy jest stopień mechaniczny i biologiczny [3]. Znaczna ilość metali w środowisku wodnym zasocjowana jest z zawiesinami [4]. Duże stężenie metali w osadach wstępnych świadczy o tym, że metale w ściekach surowych w znacznych ilościach są zawarte w zawiesinach łatwo sedimentujących. W osadzie czynnym metale są zawarte głównie w zawiesinach pozakomórkowych oraz komórkach bakteryjnych [2]. Za wielokrotnie zwiększoną koncentrację metali ciężkich w osadzie czynnym odpowiedzialne są głównie procesy biosorpcji oparte na reakcji zewnętrznych struktur komórkowych z kationami metali [5]. Oprócz biosorpcji duże znaczenie ma akumulacja metali poprzez komórki mikroorganizmów – ich żywą i martwą biomasę. Miejscami wiążącymi metale na powierzchni komórek bakterii są głównie reszty fosforanowe oraz karboksylowe grupy białek i peptydoglikanu.

Akumulacja metali poprzez komórki mikroorganizmów może mieć miejsce w wyniku następujących mechanizmów: wiązania metali w obrębie śluzów i biopolimerów zewnątrzkomórkowych; wytrącanie metali na powierzchni lub wewnątrz komórki w postaci trudno rozpuszczalnych związków (głównie siarczków i fosforanów); wiązanie metali przez biopolimery osłon komórkowych; akumulację wewnątrzkomórkową oraz wiązanie przez wewnątrzkomórkowe białka [5]. Te wszystkie mechanizmy umożliwiają usuwanie metali ze ścieków w systemie osadu czynnego.

W osadach ściekowych obecne są różnorodne formy metali, które mogą ulegać zmianom np. po wprowadzeniu osadu do gleby [6]. Znajomość chemicznych form występowania pierwiastków jest niezbędna do określenia ich biologicznej dostępności, fizykochemicznej reaktywności, toksyczności oraz prędkości transportu w środowisku [7]. Celem określenia udziału poszczególnych form metali w osadach stosuje się ekstrakcję sekwencyjną. Zgodnie z tą metodą wyodrębnia się pięć frakcji metali: metale wymienne, związane z węglanami, związane z tlenkami żelaza i manganu, związane z materią organiczną oraz pozostałe.

Za najbardziej mobilne czyli łatwo przechodzące do roztworu i pobierane przez rośliny uznaje się formy metali rozpuszczalne w wodzie, wymienne oraz związane z węglanami. Frakcje związane z tlenkami żelaza i manganu oraz związane z materią organiczną, stanowią również potencjalne źródło metali ciężkich dla roślin, jednak ich uwalnianie zachodzi wolniej [7].

Oznaczenie całkowitej zawartości metali w osadzie ściekowym nie daje jednoznacznej odpowiedzi o skutkach dla środowiska na przykład po zastosowaniu osadów jak nawozu. Analiza całkowitej zawartości metali w kolejnych

osadach w ciągu ich przeróbki w oczyszczalni ścieków może jednak dać odpowiedź na pytanie o kumulację i uwalnianie poszczególnych metali w kolejnych etapach przeróbki osadów. Pozwala to oszacować wpływ odcieków z poszczególnych urządzeń przeróbki osadów na pracę części biologicznej ciągu oczyszczania ścieków oraz daje podstawy do wstępnej oceny ryzyka zanieczyszczenia metalami powierzchni gruntów nawożonych osadami ściekowymi.

W procesach przeróbki osadów obserwuje się wzrost koncentracji większości metali ciężkich w przeliczeniu na suchą masę osadu. Związane jest to głównie z ubytkiem na drodze mineralizacji części organicznych osadu.

I. Przebieg i metodyka badań

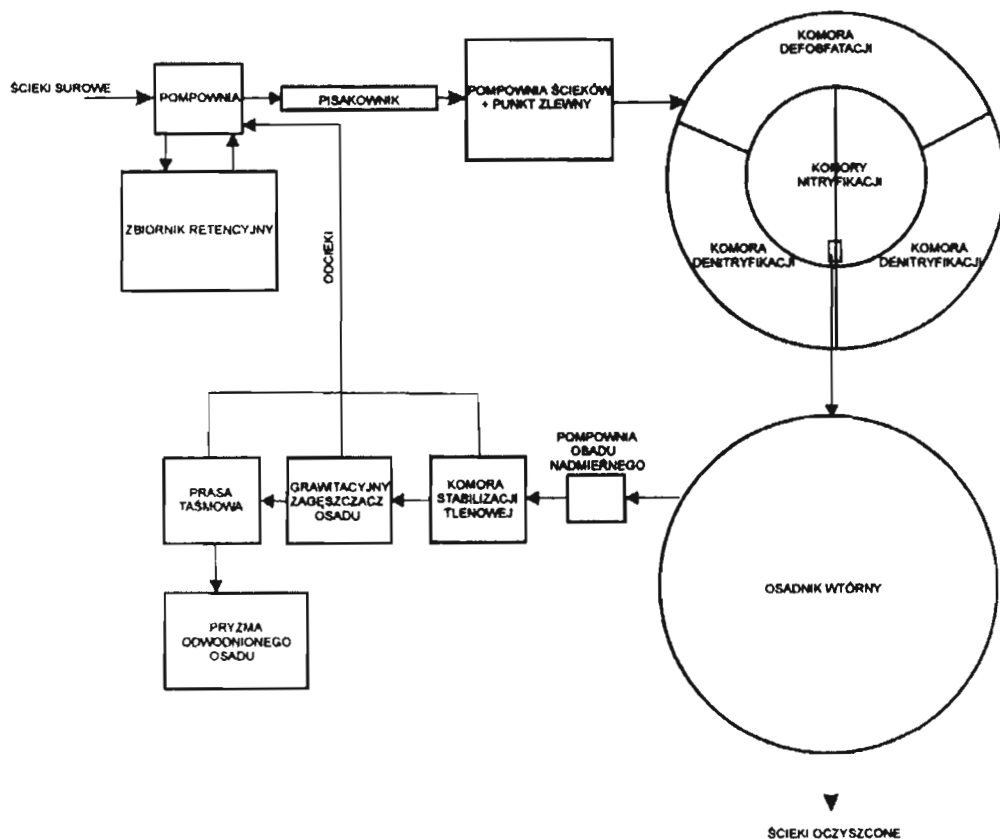
Materiałem badanym były osady ściekowe pobierane z kolejnych urządzeń ciągu przeróbki osadów miejskiej oczyszczalni ścieków. Badane osady powstawały w ciągu oczyszczania ścieków, a następnie podlegały przeróbce w ciągu osadowym jednej mechaniczno-biologicznych oczyszczalni ścieków o przepustowości maksymalnej równej 2120 m³/d, zlokalizowanej na terenie gminy rolniczo-przemysłowej w południowej Polsce.

Oczyszczalnia ta pracuje zgodnie ze schematem m przedstawionym na rysunek 1.

Obecnie oczyszczalnia obsługuje około 3500 mieszkańców gminy o charakterze rolniczo-przemysłowym. Wielkość dopływu ścieków w ciągu doby wynosi średnio 1200 m³. Ścieki dopływają kanalizacją o systemie ogólnospławnym. W okresie większych opadów nadmiar ścieków kierowany jest do zbiornika retencyjnego a stamtąd, w okresie bezopadowym, kierowane są do ciągu oczyszczania ścieków. Dodatkowo do oczyszczalni dowożone są ścieki ze zbiorników bezodpływowych w ilości około 30 m³/d.

Oczyszczalnia została zaprojektowana jako układ pełnego biologicznego oczyszczania ścieków z usuwaniem biogenów. Przy aktualnym obciążeniu oczyszczalni powstaje około 200 kg s.m./d osadu nadmiernego. Osad nadmierny poprzez pompownię kierowany jest do komory stabilizacji tlenowej a stamtąd do zagęszczacza grawitacyjnego i dalej poddawany jest odwadnianiu na prasie taśmowej. Sprasowany osad składowany jest przez okres około 1 miesiąca na przyzmie na terenie oczyszczalni ścieków a następnie wywożony na składowisko odpadów.

Rysunek 1. Schemat oczyszczalni ścieków



W osadach pochodzących z pompowni osadu nadmiernego, komory stabilizacji tlenowej, zagęszczacza grawitacyjnego, prasy oraz przyzmy wykonano oznaczenia całkowitej zawartości metali ciężkich, pH, zawartości suchej masy oraz suchej masy organicznej i mineralnej.

Oznaczeń metali dokonano metodą ASA w mineralizatach próbek osadów, wcześniej wysuszonych do stanu powietrzni suchego i rozdrobnionych w moździerzu agatowym. Próby do analiz osadów pobierano trzykrotnie w dwutygodniowych odstępach czasu. Uśrednione wyniki przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wyniki analiz metali w osadach z kolejnych etapów przeróbki

Oznaczany parametr	Jednostka	Rodzaj analizowanego osadu (źródło pochodzenia)													
		Pompownia osadu nadmiernego		komora stabilizacji tlenowej		Zagęszczacz grawitacyjny		prasa		pryzma					
		oznaczone	spodziewane	oznaczone	spodziewane	oznaczone	spodziewane	oznaczone	spodziewane	oznaczone	spodziewane				
pH		6,78	6,74			6,70				5,91				6,16	
s.m.	%	1,3	6,0			8,5				20,6				22,9	
s.m.min.	% s.m.	45,7	48,1			48,4				48,5				53,1	
s.m.org.	% s.m.	54,3	51,9	-4,4*		51,6	-0,7*			51,5	-0,2*			46,9	-7,5*
Mn	ppm	358,47	468,10	381,35		470,17	471,40			452,07	471,11			518,40	486,09
Pb	ppm	91,73	88,10	96,56		98,10	88,72			95,20	98,30			107,70	102,37
Cd	ppm	7,92	8,09	8,34		8,10	8,14			8,41	8,12			8,77	9,04
Cr	ppm	27,73	42,47	29,19		34,87	42,77			38,27	34,94			25,80	41,15
Cu	ppm	183,77	247,03	193,44		187,53	248,77			222,00	187,91			120,20	238,71
Ni	ppm	43,70	57,67	46,00		48,67	58,07			52,70	48,76			44,50	56,67
Zn	ppm	1288,07	1343,33	1355,86		1351,07	1352,80			1496,67	1353,77			1328,80	1609,32

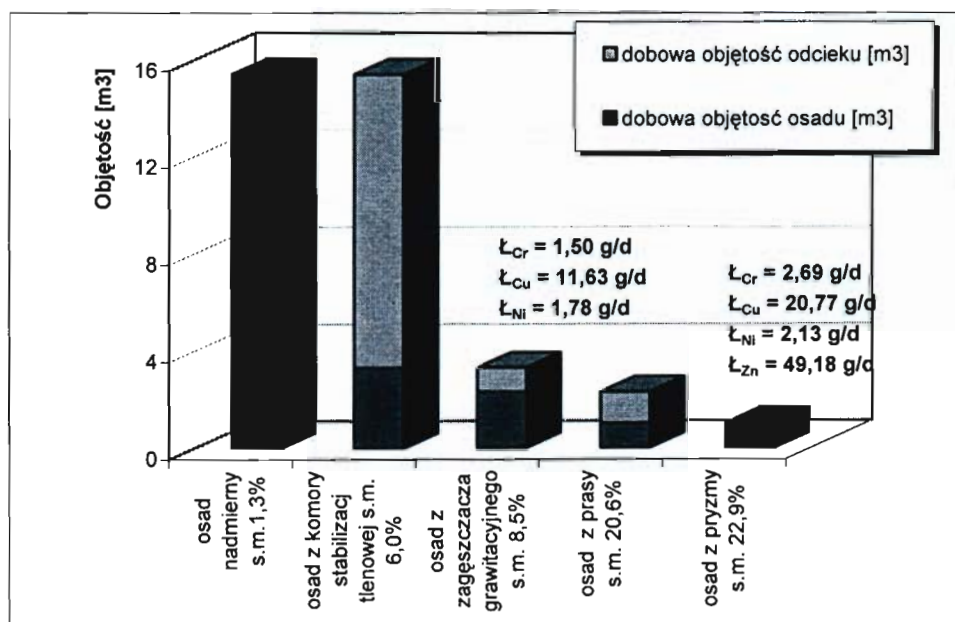
ubytek ogólnej masy osadu związany z mineralizacją części organicznych, w % s m

Źródło: opracowanie własne.

2. Analiza wyników

Wzrost koncentracji metali w osadach z kolejnych etapów przeróbki związany jest z ubytkiem zawartości części organicznej stałej fazy osadu. Oznaczając zawartość suchej masy organicznej i mineralnej w poszczególnych osadach oceniono ubytek frakcji organicznej, a co za tym idzie, całkowity ubytek masy osadu. W oparciu o ubytek masy osadu w kolejnym etapie przeróbki oraz koncentracji metali w osadzie z poprzedniego etapu, obliczono dla każdego rodzaju osadu spodziewane stężenia każdego metalu, zakładając jego całkowitą sorpcję na pozostałej fazie stałej. Uzyskane wyniki porównano z wartościami oznaczonymi. Mniejsze wartości oznaczonych stężeń analizowanego metalu w porównaniu ze spodziewanymi wynikami świadczą o odprowadzeniu jego części z wodami odciekowymi.

Rysunek 2. Dobowe objętości osadów i odcieków oraz wielkość ładunków uwolnionych metali w kolejnych etapach przeróbki osadów



W osadzie w komorze stabilizacji tlenowej dochodzi do intensywnej sorpcji większości metali. Stężenia metali w przeliczeniu na s.m. są większe niż w osadzie nadmiernym a wzrost ten jest proporcjonalny do ubytku całkowitej masy osadu związanej z mineralizacją frakcji organicznej. Jedynie niewielkie ilości ołowiu są odprowadzane z wodami odciekowymi. Odmienna sytuacja następuje w osadzie pobranym z grawitacyjnego zagęszczacza. Zaobserwowano znacznie niższe stężenia Cr, Cu i Ni w stosunku do stężeń spodziewanych. Znaczne ilości tych metali zostały odprowadzone w wodach nadosadowych. Z różnicy pomiędzy wartościami stężeń oznaczonych i spodziewanych oraz

na podstawie obliczonej dobowej ilości odcieku (około 1 m^3), oszacowano przewidywane stężenia uwolnionych metali wprowadzane do systemu oczyszczania ścieków. Wynoszą one dla Cr, Cu i Ni odpowiednio 1,50; 11,63 i $1,78\text{ mg/dm}^3$. Nie obserwuje się nadmiernego uwalniania metali ciężkich z osadu poddawanego prasowaniu. Ponowne obniżenie stężeń Cr, Cu i Ni zaobserwowano w osadzie pochodzącym z przyzmy. Dodatkowo obniżeniu uległo stężenie Zn. Uwolnienie znacznej ilości Cu i Cr można tłumaczyć formami w jakich metale te przeważnie występują w osadach ściekowych. Miedź związana jest głównie z fazą pierwszą i czwartą a chrom z fazą czwartą [7,8]. Obniżenie stężeń tych dwóch metali najprawdopodobniej jest związane z ubytkiem zawartości suchej masy organicznej i uwolnieniu form łatwo wymywalnych przez roztwór wodny (wody opadowe).

Cynk może tworzyć formy jonowymienne spowodowane powstawaniem kompleksów anionowych. Nikiel natomiast często tworzy mobilne związki organiczne [8]. Sprzyja to prawdopodobnie wypłukiwaniu części tych metali z osadów przez wody opadowe.

Podsumowanie

Na podstawie wykonanych badań zaobserwowano:

- intensywne kumulowanie metali ciężkich w osadzie w komorze stabilizacji tlenowej,
- uwalnianie znacznej ilości Cr, Cu i Ni do wody odciekowej z osadu poddawanego zagęszczaniu w zagęszczaczu grawitacyjnym,
- imobilizację Cr, Cu, Ni i Zn z odwodnionego osadu składowanego na przyzmy.

Kolejne etapy przeróbki prowadzą do uwolnienia części metali związanych najprawdopodobniej formami łatwo wymywalnymi oraz dostępnymi dla roślin. Odprowadzenie z osadów metali w formach łatwo dostępnych z wodami osadowymi i zawrócenie ich do oczyszczalni ścieków zmniejsza ryzyko toksycznego działania osadów dla mikroorganizmów glebowych i roślinności występującej na terenach nawożonych takimi osadami. Zmniejsza się także ryzyko przenikania mobilnych form metali do wód gruntowych we wszystkich sposobach przyrodniczego zagospodarowywania osadów.

W procesach przeróbki osadów na oczyszczalni należy zwrócić uwagę na wtórne skażenie ścieków metalami powracającymi z wodami nadosadowymi (analogicznie do wtórnego zanieczyszczenia fosforem) oraz na, wynikającą z migracji rozpuszczalnych form metali ciężkich, konieczność ujmowania wszelkich wód opadowych z terenu składowisk osadów celem zapobieżenia niekontrolowanemu skażeniu gleby i wód gruntowych odciekami.

Literatura

- [1] Badura L., *Metale ciężkie w ekosystemach lądowych a ekotoksykologia*, w: *Drobnoustroje a życie gleby*, Muszyna 1997.
- [2] Łomotowski J., Szpindor A., *Nowoczesne systemy oczyszczania ścieków*, Arkady, Warszawa 1999.
- [3] Mierzwa J., Pawłowski L., *Metale ciężkie w ściekach i osadach miejskich*, „Gospodarka wodna” 1986 nr 3.
- [4] Świderska-Bróz M., *Mikrozanieczyszczenia w środowisku wodnym*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1993.
- [5] Mrozowska J. i in., *Laboratorium z mikrobiologii ogólnej i środowiskowej*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1999.
- [6] Obarska-Pempkowiak H., *Zanieczyszczenie środowiska naturalnego metalami ciężkimi jako kryterium rolniczego wykorzystania osadów ściekowych*, Budownictwo Wodne XXXV, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1992.
- [7] Lentyńska-Synoś A., *Ocena porównawcza metod badań wybranych wskaźników zanieczyszczeń w osadach ściekowych. Gospodarka osadami ściekowymi*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Rzeszów 1997.
- [8] Szymański K., Janowska B., *Formy występowania metali ciężkich w osadach ściekowych*, w: *Nowe spojrzenie na osady ściekowe*, Częstochowa 2003.

THE HEAVY METALS BALANCE IN SLUDGE FROM MUNICIPAL TREATMENT PLANT

Summary

The results of research into the contents of heavy metals in sewage sludges at various stages of their processing have been presented in this article. The sludges came from sewage treatment plant with the flow capacity of $2120\text{ m}^3/\text{day}$ located on the area of a both industrial and agricultural commune in the south of Poland. During the research the increase of heavy metals in dry mass in successive stages of sludge processing has been observed. Some metals after the sludge thickening and dewatering liberate from the constant sludge fraction and are recirculated along with sludge waters to the treatment process. It applies to chromium, copper and nickel. The above mentioned metals and zinc show lability when the contents of organic compounds in the processed sludges decreases.

ROLNICZE WYKORZYSTANIE KOMUNALNYCH OSADÓW ŚCIEKOWYCH

Streszczenie

Nawozowe właściwości osadów powstających podczas biologicznego oczyszczania ścieków są już dość dobrze rozeznane i stosowane z coraz większym skutkiem. Bardzo efektywne jest zastosowanie analizowanych osadów w procesie rekultywacji terenów oraz gleb zdegradowanych w ukształtowaniu szaty roślinnej nieużytków. Ponadto zastosowanie osadów do rekultywacji stanowi również najtańszą metodę ich utylizacji i pozwala na znaczne obniżenie zużycia nawozów sztucznych.

Zwiększona ilość metali ciężkich, silnie toksyczne związki organiczne, mikroorganizmy chorobotwórcze i inne przy wymienionych zaletach są cechami dyskwalifikującymi rolnicze wykorzystanie osadów ściekowych.

I. Rolnicze wykorzystanie komunalnych osadów ściekowych

Nawozowe właściwości osadów powstających podczas biologicznego oczyszczania ścieków są już dość dobrze znane i stosowane z coraz większym skutkiem [1,2,3,4,5,6,7,8]. Osady te bardzo efektywne w procesach rekultywacji terenów, gleb zdegradowanych, w kształtowaniu szaty roślinnej nieużytków pozwalają na znaczne obniżenie zużycia nawozów sztucznych. Ich wykorzystanie stanowi najtańszą metodę utylizacji. Obok wymienionych podstawowych zalet posiadają szereg wad, które dyskwalifikują je do celów rolniczych. Zaliczamy tu zwiększoną ilość metali ciężkich, silnie toksyczne związki chemiczne pochodzenia organicznego, mikroorganizmy chorobotwórcze i inne. Zanieczyszczone tymi substancjami osady nie mogą być wykorzystywane do nawożenia pól uprawnych oraz rekultywacji gruntów na cele nierolnicze.

Dominującym kryterium przyrodniczego wykorzystania osadów ściekowych jest zawartość składników nawozowych (ponad 1,2%) i glebotwórczych (ponad 30%). Jeżeli zawartość metali ciężkich w tych osadach jest mniejsza lub równa wartości dopuszczalnych to mogą być one wykorzystywane do produkcji kompostu, wtedy zatracają znamiona osadu ściekowego stając się nawozem organicznym i mogą być wykorzystywane do produkcji mineralno-organicznych o określonych parametrach biologicznych, chemicznych i fizycznych.

Prawną podstawę wykorzystania osadów ściekowych do celów rolniczych regulują odpowiednie ustawy [9,10,11,12]. Rozporządzenia zawarte w dziennikach ustaw w sposób jednoznaczny określają warunki jakie muszą być spełnione przy wykorzystywaniu osadów ściekowych do celów nieprzemysłowych, parametry terenowe oraz gruntowe przyrodniczego użytkowania tych osadów.

Według cytowanego rozporządzenia wykorzystanie osadów ściekowych na cele nieprzemysłowe polega na:

- wprowadzeniu ich na grunty do rekultywacji na potrzeby rolnicze i nierolnicze,
- wykorzystywaniu w rolnictwie,
- wprowadzaniu z nasionami roślin na powierzchnie ulegające erozji do roślinnego utrwalania powierzchni gruntów,
- stosowaniu przy uprawie roślin przeznaczonych do produkcji kompostu,
- kompostowaniu osadów ściekowych.

Tabela 1. Ilość metali ciężkich w stosowanych komunalnych osadach ściekowych

Metale	Ilość metali ciężkich w mg/kg suchej masy osadu nie większa niż przy stosowaniu komunalnych osadów ściekowych:		
	w rolnictwie oraz do rekultywacji gruntów na cele rolne	do rekultywacji terenów na cele nierolne	przy dostosowywaniu gruntów do określonych potrzeb wynikających z planów gospodarki odpadami, planów zagospodarowania przestrzennego lub decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu, do uprawy roślin przeznaczonych do produkcji kompostu, do uprawy roślin nieprzeznaczonych do spożycia produkcji pasz
Ołów (Pb)	500	1 000	1 500
Kadm (Cd)	10	25	50
Rtęć (Hg)	5	10	25
Nikiel (Ni)	100	200	500
Cynk (Zn)	2 500	3 500	5 000
Miedź (Cu)	800	1 200	2 000
Chrom (Cr)	500	1 000	2 500

Źródło: [12]

Podstawowymi warunkami ich wykorzystywania dla celów nieprzemysłowych jest:

- stwierdzenie, że powstają one podczas oczyszczania ścieków komunalnych i przemysłowych o zbliżonym składzie, na przykład rolniczo-spożywcym,
- systematyczne badanie,
- odpowiednia stabilizacja, której celem jest obniżenie podatności na zagniwanie oraz eliminacja zagrożenia zdrowia,
- stwierdzenie, iż zawartość metali ciężkich nie przekracza dopuszczalnych wartości (tabela 1),
- brak obecności bakterii Salmonella,
- stwierdzenie, że liczba żywych jaj pasożytów jelitowych typu *Ascaris* sp., *Trichuris* sp., *Toxocara* sp. jest – w przypadku rolniczego wykorzystania – nie większa od 10, a dla rekultywacji na cele rolnicze i nierolnicze nie większa niż 300 na 1 kg suchej masy osadów ściekowych,
- stwierdzenie, że zawartość metali ciężkich w górnej warstwie gruntu (do 25 cm), na którym osady mają być stosowane nie przekracza wartości podanych w tabelach 2 i 3,
- odczyn gleby na terenach użytkowych nie jest mniejszy od pH – 6,0,
- wykazanie, iż sposób ich zagospodarowania nie spowoduje uciążliwości dla środowiska.

Tabela 2. Ilość metali ciężkich w wierzchniej (0-25 cm) warstwie gruntu przy stosowaniu komunalnych osadów ściekowych w rolnictwie oraz do rekultywacji gruntów na cele rolne

Metale	Ilość metali ciężkich w mg/kg suchej masy gruntu nie większa niż: przy stosowaniu komunalnych osadów ściekowych:		
	przy gruntach:		
	lekkich	średnich	ciężkich
Ołów (Pb)	40	60	80
Kadm (Cd)	1	2	3
Rtęć (Hg)	0,8	1,2	1,5
Nikiel (Ni)	20	35	50
Cynk (Zn)	80	120	180
Miedź (Cu)	25	50	75
Chrom (Cr)	50	75	100

Źródło: [12].

Ilość metali ciężkich w wierzchniej (0-25 cm) warstwie gruntu przy stosowaniu komunalnych osadów ściekowych do rekultywacji terenów na cele nierolne, do upraw roślin przeznaczonych do produkcji kompostu, do upraw roślin nieprzeznaczonych do spożycia i produkcji pasz oraz przy dostosowywaniu gruntów do określonych potrzeb wynikających z planów gospodarki odpadami, planów zagospodarowania przestrzennego lub decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu przedstawia tabela 3.

Tabela 3. Ilość metali ciężkich w wierzchniej

Metale	Ilość metali ciężkich w mg/kg suchej masy gruntu nie większa niż przy stosowaniu komunalnych osadów ściekowych:		
	przy gruntach:		
	lekkich	średnich	ciężkich
Ołów (Pb)	50	75	100
Kadm (Cd)	3	4	5
Rtęć (Hg)	1	1,5	2
Nikiel (Ni)	30	45	60
Cynk (Zn)	150	220	300
Miedź (Cu)	50	75	100
Chrom (Cr)	100	150	200

Źródło: [12].

Bardzo istotna jest częstotliwość poboru próby osadów pobieranych do badań. Zgodnie z cytowanym rozporządzeniem częstotliwość ta jest uzależniona od liczby równoważnych mieszkańców (LRM) i odpowiada liczbie wyrażającej krotności dobowego obciążenia oczyszczalni ścieków substancjami pochodzącymi od jednego mieszkańca i odpowiednio wynosi:

- 5 000 LRM – 1 raz na 12 miesięcy;
- 5 000-10 000 LRM – 1 raz na 6 miesięcy;
- 10 000-100 000 LRM – 1 raz na 4 miesiące,
- ponad 100 000 LRM – 1 raz na 2 miesiące.

Istnieją rygorystyczne przepisy określające obszary, na których nie można składować osadów ściekowych. Obejmują one:

- parki narodowe i rezerwy przyrody,
- wewnętrzne tereny ochrony pośredniej stref chronionych źródeł i ujęć wody,
- pas gruntu o szerokości 50 m bezpośrednio przylegającego do brzegów jezior i wód płynących,
- tereny zalewane, czasowo podtapiane i bagienne,
- tereny czasowo zamrożone i pokryte warstwą śniegu,
- grunty o dużej przepuszczalności, jeżeli poziom wód gruntowych jest płytszy niż 1 metr od powierzchni ziemi,
- grunty rolne o spadku przekraczającym 10%,
- tereny wychodni warstw wodonośnych,
- tereny położone w odległości mniejszej od 100 metrów od ujęcia wody, zabudowań mieszkalnych lub zakładów przemysłu spożywczego,
- grunty, na których rosną rośliny sadownicze, warzywa, z wyjątkiem drzew owocowych,
- grunty przeznaczone pod uprawę roślin jagodowych i warzyw, których części jadalne bezpośrednio stykają się z ziemią i są spożywane w stanie surowym – 18 miesięcy przed zbiorami,
- tereny wykorzystywane jako łąki i pastwiska,
- tereny wykorzystywane do upraw pod osłonami.

Tabela 4. Dawki komunalnych osadów ściekowych

Cel wykorzystywania komunalnych osadów ściekowych		Dawka komunalnych osadów ściekowych Mg s.m./ha	Uwagi
Rolnictwo		do 10 – dawka w ciągu 5 lat	zabieg jednokrotny lub dwukrotny
Rekultywacja:	gruntów na cele rolne	200 – zależnie od pożądanej zawartości substancji organicznej w gruncie (do 3%)	zabieg jednokrotny z jedno- lub wielorazowym wprowadzaniem osadu do gruntu
	terenów na cele nierolne	do 200	zabieg jednokrotny z jedno- lub wielorazowym wprowadzaniem osadu do gruntu
Dostosowanie do określonych potrzeb wynikających z planów gospodarki odpadami, planów zagospodarowania przestrzennego lub decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu		do 200	zabieg jednokrotny z jedno- lub wielorazowym wprowadzaniem osadu do gruntu
Uprawa roślin przeznaczonych do spożycia i produkcji pasz		do 250 – dawka na pierwsze 3 lata do 10 – dawka w kolejnych dalszych latach	zabiegi wielokrotne
Uprawa roślin nieprzeznaczonych do spożycia i produkcji pasz		do 250 dawka na pierwsze 3 lata do 10 – dawka w kolejnych dalszych latach	zabiegi wielokrotne

Źródło: [12].

Dawki osadów ściekowych do rekultywacji gruntów na potrzeby rolnicze i nierolnicze, utwardzania gruntów oraz uprawy roślin przeznaczonych do produkcji kompostu. Ilość osadu przedstawia tabela 4.

Jak wynika z cytowanego rozporządzenia wykorzystywanie osadów ściekowych na cele nieprzemysłowe jest obłożone bardzo licznymi zastrzeżeniami, które nie pozwalają na ich pełne użytkowanie. Ponieważ posiadają one wysoką wartość glebotwórczą i nawozową powinny być, w miarę możliwości, kierowane do gleby.

Osady ściekowe często zawierają znaczne – przekraczające dopuszczalną normę – ilości metali ciężkich oraz mikroorganizmów chorobotwórczych, które ograniczają, a czasami eliminują ich nieprzemysłowe użytkowanie. Usuwanie mikroorganizmów można przeprowadzić przez ich odpowiednią sanitację, natomiast redukcja zawartości metali ciężkich jest bardzo droga i praktycznie nie jest stosowana.

W przypadku, gdy warunki bakteriologiczne (sanitarne) i fizykochemiczne odpowiadają wymaganiom przyrodniczym, wykorzystanie osadów może polegać na:

- rekultywacji terenów bezglebowych,
- roślinnym utrwalaniu powierzchni pylących u rozmywanych przez wody opadowe,
- nawożenie gleb uprawnych.

Każda z podanych metod wykorzystywania tych osadów wymaga odpowiedniego ich przygotowania. Wyróżnia się podstawowe grupy osadów ściekowych: płynne, maziste, sypkie i suche. Różnią się one zawartością wody i mogą być użytkowane w sposób dowolny. Najlepszym jednak sposobem jest dawkowanie materiału sypkiego, który w sposób równomierny można rozprowadzić na całym areale. Konsystencja płynna, pomimo – teoretycznie stałego dozowania – wymaga stosowania specjalnego sprzętu do podpowierzchniowego wstrzykiwania cieczy lub jej równomiernego rozprowadzania. Konsystencje sucha i mazista powodują nierównomierne rozprowadzanie osadu i obniżają efektywność tego procesu.

Proces kompostowania osadów polega na jego przekształceniu w postać ziemistą, mineralizuje część substancji organicznych, usuwa nieprzyjemny zapach i niszczy większość mikroorganizmów. Może on być prowadzony metodami agrotechnicznymi przy zastosowaniu masy roślinnej lub bez jej udziału.

Efektywność procesu sanitacji osadu zależy od temperatury. Ponieważ proces kompostowania samego osadu nie wytwarza temperatury dla podwyższenia efektu, często stosuje się system podgrzewania, co doprowadza do niszczenia

mikroorganizmów w nim zawartych, natomiast przy zastosowaniu odpowiedniego stosunku do masy zielonej powoduje wytworzenie pewnej ilości ciepła, często wystarczającej do przebiegu sanitacji mieszaniny. Bardzo istotnym w procesie kompostowania jest zawartość metali ciężkich. Przekroczenie parametrów podanych w tabeli 1 może powodować ograniczenie stosowania takiego osadu lub nawet jego dyskwalifikację. Agrotechniczne kompostowanie osadu polega na tym, że osad ściekowych stanowi podstawę intensywnego wzrostu roślin powodowany znaczną ilością wody i składników pokarmowych. Pod wpływem odwodnienia i napowietrzania przekształca się on w postać ziemistą, która może być przerabiana na kompost lub pozostawiana na miejscu. W tym ostatnim przypadku następuje stopniowe wytwarzanie użytkowej warstwy osadu przekompostowanego, który w połączeniu ze stopniowo wysiewaną trawą daje dobre efekty. Metoda ta ma zastosowanie przy produkcji masy roślinnej na różnego rodzaju nieużytkach, zwłaszcza w składowiskach odpadów przemysłowych.

Podstawowym zadaniem rekultywacji jest ukształtowanie szaty roślinnej. W celu ochrony powierzchni przez niszczącym działaniem obowiązują te same zasady, natomiast mniej rygorystyczne są wymagania bakteriologiczne, wiatru, wody, słońca. Przy stosowaniu osadów w procesie rekultywacji dla celów rolniczych, ogrodnictwa i sadownictwa ponieważ w ciągu dwóch lat nie powinno się uprawiać na tych terenach roślin jadalnych, a po tym okresie następuje praktycznie pełna sanitacja gleby.

Dawki osadu stosowane w procesie rekultywacji zależą od wielu czynników, z których najważniejszymi są:

- konsystencja osadu,
- sposób użytkowania rekultywowanego gruntu,
- zawartość metali ciężkich,
- zastrzeżenia wynikające z ochrony środowiska terenów sąsiadujących.

Osady ściekowe działają bardzo korzystnie na proces utrwalaenia powierzchni składowisk popiołów lotnych, odpadów pyłących oraz skarp. Składowiska te mogą ulegać procesom erozji wodnej. W przypadku utrwalaenia terenów pyłących stosuje się osady maziste i ziemiste. Osad płynny powoduje zwiększenie zasobów wodnych, co w efekcie przyspiesza proces kiełkowania nasion. Rozwój roślin, które wykiełkowały chronią powierzchnię terenu przez korzenie, a tę rozrastając się zespalają lotną powierzchnię, natomiast części nadziemne osłaniają podłoże przed rozmywaniem. Właściwość ta jest stosowana w procesie hydrosiewu nasion metodą naziemną i lotniczą wspólnie z płynnymi osadami ściekowymi.

Osad ścieków komunalnych stanowi bardzo dobry nawóz organiczny, ponieważ zawiera znaczne ilości składników pokarmowych, korzystnych dla rozwoju roślin oraz substancji próchniczno-twórczych. Dodatkowo jego zaleta jest fakt, iż stanowi on źródło pożywienia dla mikroorganizmów i zdecydowanie poprawia jakość gleby. Praktycznie osad ten wykorzystuje się do produkcji roślin służących jako pokarm dla ludzi i zwierząt i dlatego stawia się mu najwyższe wymagania pod względem bakteriologicznym, zawartości metali ciężkich i substancji toksycznych oraz konsystencji określającej możliwość prawidłowego wprowadzenia do ziemi. Te parametry wiążą się z pojęciem „nawozowej dawki osadu ściekowego” i są limitowane przez dopuszczalną dawkę azotu (na 1 ha powierzchni uprawianej w roku) oraz zawartość metali ciężkich w osadach ściekowych i glebie.

W praktyce często stosuje się proces melioracyjnego użytkowania osadów. Metoda ta polega na zwiększeniu zawartości próchnicy, składników pokarmowych oraz poprawienia retencji wody w glebach ubogich. Proces ten ma zastosowanie przy:

- kształtowaniu i uprawie zieleni miejskiej,
- plantacji i rozwoju drzew i krzewów (szkółki),
- zadrzewianiu i zalesianiu.

Przyjmuje się, że melioracyjne dawkowanie może być wielokrotnie większe od jednorazowej. Jest to spowodowane tym, że jej głównym zadaniem jest ulepszenie parametrów glebowych korzystnych dla lepszego rozwoju roślin. Dawka osadu może być nawet trzy razy większa od dawki stosowanej w odstępach trzyletnich.

Przykładowo przyjmuje się, że dawka osadu używanego w procesie sadzenia drzewek i krzewów jest kilkakrotnie mniejsza niż zastosowana dla trawników względnie roślin rabatowych. Natomiast zawartość metali ciężkich w osadach używanych przy użyźnianiu gleb melioracyjnych może być wyższa niż podaje tabela 1, ponieważ rośliny, które na niej będą rosnać, nie są wykorzystywane jako żywność lub pasza.

Zagospodarowanie osadów ściekowych – jako jeden z elementów w gospodarce odpadami – winno być uwzględnione w programie zrównoważonego rozwoju i ochrony środowiska. Program ten nie może być obcy władzom uprawnionym do wydawania decyzji i opinii dotyczącej wykorzystywania osadów ściekowych. Metoda przyrodniczej utylizacji odpadów, stosowana zgodnie z wymogami rozporządzenia, nie stwarza zagrożeń dla zdrowia ludzi i środowiska, a w ostatecznym rozrachunku jest korzystniejsza od utylizacji, w wyniku której pozostaje nadal pewna ilość osadów, często bardziej niebezpiecznych dla środowiska, jak również pyłów i zanieczyszczeń gazowych emitowanych do atmosfery podczas procesu ich spalania.

W tym miejscu należy zaznaczyć, że często stosowane bariery administracyjne skutecznie paraliżują rozwiązywanie tego problemu, a nawet najlepsze rozporządzenia stają się martwym aktem prawnym, godzącym w środowisko i dobro człowieka.

Wnioski

Osady powstałe podczas procesu oczyszczania ścieków metodami biologicznymi mają znaczne ilości substancji organicznych, mineralnych, posiadają wysoką wartość nawozową.

Osady przeznaczone do przyrodniczego zastosowania winny być odpowiednio przygotowane, aby odpowiadały stawianym wymaganiom.

Osady zawierające znaczne ilości metali ciężkich mogą być stosowane do produkcji nawozów mikroelementowych.

Optymalna zawartość substancji organicznych w osadach wynosi około 50%, natomiast przy zawartości poniżej 35% jest on mało efektywny do stosowania jako nawóz.

Stały postęp w dziedzinie uzdatniania osadów ściekowych stawia coraz większe możliwości ich wykorzystywania jako cenne nawozy.

Literatura

- [1] Siuta J., Wasiak G. i in., *Przyrodnicze zagospodarowanie osadów ściekowych*, PWN, Warszawa 1988.
- [2] Maćkowiak Cz., *Nawozowa użyteczność osadów ściekowych w świetle badań IUNG*, w: *Przyrodnicze użytkowanie osadów ściekowych*, Puławy-Lublin-Jeziórko 1997.
- [3] Oleszkiewicz J., *Gospodarka osadami ściekowymi*, LEM s.c., Kraków 1998.
- [4] Siuta J., Wasiak G., *Zasady wykorzystania osadów ściekowych na cele nieprzemysłowe (przyrodnicze)*, „Inżynieria Ekologiczna” 2001 nr 3.
- [5] Rodowicz Z., Piekutowski H., Wierzbicki T.L. i in., *Problemy administracyjne przy wykorzystaniu osadów na cele nieprzemysłowe*, „Inżynieria Ekologiczna” 2001 nr 3.
- [6] Siuta J., *Sposoby rolniczego użytkowania osadów ściekowych*, w: *Przyrodnicze użytkowanie osadów ściekowych*, Świnoujście 1999.
- [7] Wystalska K., Matyszek i in., *Możliwość przyrodniczego wykorzystania osadów z oczyszczalni ścieków*, w: *Przyrodnicze użytkowanie osadów ściekowych*, Świnoujście 1999.
- [8] Sobczyk R., *Zagospodarowanie osadów ściekowych. Teoria a praktyka*, materiały konferencyjne nt.: *Przyrodnicze użytkowanie osadów ściekowych*, Świnoujście 1999.
- [9] Dz.U. nr 62, poz.628, 2001.
- [10] Dz.U. nr 41, poz.365, 2002.
- [11] Dz.U. nr 113, poz.984, 2002.
- [12] Rozporządzenie Ministra Środowiska z 1 sierpnia 2002 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych (Dz.U. nr 134, poz.1140).

AGRICULTURAL USE OF MUNICIPAL SEWAGE SLUDGE

Summary

Sludge from biological sewage treatment have well-known and widely used proprieties. They are used to reclamation wasteland and of degraded lands. Besides this is also cheapest method their utilization. However significant problems are causing heavy metals, toxic organic compounds, pathogenic

PRZERÓBKA ORAZ ZAGOSPODAROWANIE OSADÓW Z OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW PRZEMYSŁU ROLNO-SPOŻYWCZEGO W WOJEWÓDZTWIE PODLASKIM

Streszczenie

W artykule przedstawiono wyniki badań dotyczące składu, przeróbki i zagospodarowania osadów ściekowych z indywidualnych oczyszczalni ścieków przemysłowych zlokalizowanych w województwie podlaskim. Analizie poddano największe obiekty branży rolno-spożywczej, to jest oczyszczalnię ścieków mleczarskich należąca do S.M. Mlekovita w Wysokiem Mazowieckiem oraz oczyszczalnię ścieków z zakładu mięsnego Sokołów S.A. w Czyżewie. Przedstawiono skład osadów i gleb, na których są one stosowane, a w szczególności zwrócono uwagę na zawartość metali ciężkich, których stężenie jest - według prawodawstwa obowiązującego w Polsce oraz Unii Europejskiej - głównym czynnikiem decydującym o sposobie finalnego zagospodarowania osadów.

Wstęp

Prawidłowa przeróbka osadów z komunalnych i przemysłowych oczyszczalni to szereg procesów, które w konsekwencji mogą umożliwić ich recykling do środowiska naturalnego. W chwili obecnej w Polsce obowiązuje rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie komunalnych osadów ściekowych, które jednoznacznie określa, jakie warunki muszą być spełnione, by osad wykorzystać jako surowiec a nie odpad [1]. Z prowadzonych badań w latach dziewięćdziesiątych w Katedrze Technologii Wody, Ścieków i Osadów Politechniki Białostockiej wynika, iż duża część osadów powstających w regionie północno-wschodnim może być wykorzystywana do nawożenia bądź rekultywacji gruntów. Wynika to z faktu, że osady te charakteryzują się niską zawartością metali ciężkich. Ze względu na rolniczy charakter województwa podlaskiego osad może konkurować z innymi powszechnie stosowanymi nawozami. Według danych z 2000 roku miejskie i przemysłowe oczyszczalnie ścieków generowały 19598,4 tony suchej masy osadów, z czego 4805,2 tony były składowane na oczyszczalniach bądź na wysypiskach [2].

Ilość ścieków dopływających do oczyszczalni ścieków przemysłowych wynosiła w 2001 roku około 11500 m³/d wobec ogólnej ilości ścieków komunalnych i przemysłowych województwa na poziomie 138019 m³/d [3,4]. Biorąc pod uwagę, iż szereg zakładów zrzuca ścieki do oczyszczalni komunalnych, to ogólny udział ścieków przemysłowych może sięgać 20% globalnej ilości ścieków województwa podlaskiego. W północno-wschodniej Polsce zlokalizowane są największe zakłady branży rolno-spożywczej, istnieje ogromne zaplecze, które będzie zapewniać ciągłość dostaw surowca i rozwój regionu. Dominują tu zakłady przetwórstwa mleczarskiego, mięsnego oraz owocowo-warzywnego, które nie muszą stanowić zagrożenia dla środowiska wodnego i glebowego regionu. Jedną z dróg zmniejszenia ich uciążliwości jest wzrost efektywności oczyszczania ścieków, czy też właściwa przeróbka i surowcowe zagospodarowanie osadów ściekowych generowanych przez oczyszczalnie ścieków przemysłowych.

I. Charakterystyka obiektów badawczych oraz metodyka badań osadów

Tabela 1. Ilość ścieków i osadów, sposób oczyszczania ścieków i przeróbki osadów

Lokalizacja zakładu	Przepływ ścieków [m ³ /d]	Ilość osadów [ton s.m./r]	Sposób biologicznego oczyszczania ścieków	Sposób przeróbki osadu
Wysokie Mazowieckie	3200	1100	Komory biologiczne z osadem czynnym, układ wielofazowy tlenowo beztlenowy do intensywnego usuwania związków węgla, azotu i fosforu. Chemiczne doczyszczanie ścieków.	Stabilizacja tlenowa w wydzielonej komorze, odwadnianie przy użyciu prasy filtracyjnej, higienizacja wapnem
Czyżew	1050	80	Komory biologiczne z osadem czynnym pracującym jako układ sekwencyjny – S.B.R.	Stabilizacja beztlenowa w wydzielonej poziomej komorze fermentacyjnej, odzysk biogazu, higienizacja wapnem

Źródło: opracowanie własne.

Analizie poddano gospodarkę osadami oraz ich finalne wykorzystanie w dwóch największych zakładach przemysłowych województwa podlaskiego reprezentujących branżę mleczarską, czyli w Spółdzielni Mleczarskiej „Mlekovita” w Wysokiem Mazowieckiem oraz Zakładach Przetwórstwa Mięsnego Sokołów S.A. Zakład w Czyżewie. Oba zakłady korzystają z indywidualnych systemów oczyszczania i przeróbki osadów. Ilość ścieków i osadów oraz technologię stosowaną do oczyszczania ścieków i przeróbki osadów w badanych obiektach przedstawiono w tabeli 1.

Na uwagę zasługuje bardzo mała ilość osadów generowanych przez oczyszczalnię w Czyżewie w porównaniu z oczyszczalnią ścieków mleczarskich. W latach dziewięćdziesiątych w zakładzie prowadzono ubój zwierząt, co powodowało znaczny wzrost ładunku ścieków, jak i ilości generowanych osadów; zaniechanie uboju po 2000 roku jest jedną z przyczyn zmniejszenia się globalnej ilości osadów ściekowych. System oczyszczania ścieków mleczarskich w Wysokiem Mazowieckiem został poddany gruntownej modernizacji w latach 2000-2002, dwustopniowy układ osadu wysoko- i niskoobciążonego zastąpił układ skierowany na intensywne biologiczne usuwanie związków biogenych. Wprowadzono stabilizację osadów w wydzielonych komorach oraz odwadnianie przy użyciu prasy mechanicznej. Oczyszczalnia w Czyżewie stosuje reaktory sekwencyjne oraz stabilizację w poziomych komorach fermentacyjnych. Do komór trafia osad nadmierny zmieszany z osadem z części mechanicznej (z procesu flotacji). Badania osadów prowadzono w Instytucie Inżynierii i Ochrony Środowiska Politechniki Białostockiej (w ramach grantów G/IIŚ/2/01 i G/IIŚ/22/02) na reprezentatywnych próbkach, obejmowały oznaczenia zawartości metali ciężkich, uwodnienia, substancji organicznych oraz nawozowych odpowiedzialnych za szeroko pojęte procesy glebotwórcze.

Próbki osadów poddawano mineralizacji na mineralizatorze firmy HACH przy użyciu kwasu siarkowego i nadtlenku wodoru oraz w mieszaninie kwasu azotowego i solnego w proporcji 1:3. Do dalszej analizy mineralizaty przefiltrowano przez filtr membranowy o średnicy porów 0.45 µm oraz sączek bibułowy typu MN 616 G.

Oznaczenia zawartości kadmu, niklu i chromu ogólnego wykonano w próbkach mineralizatów na spektrometrze absorpcji atomowej firmy Perkin-Elmer 4100 ZL, wyposażonym w poprzecznie ogrzewaną kuetwę grafitową i korekcję tła efektem Zeemana. Określenie zawartości rtęci wykonano w próbkach mineralizatów techniką zimnych par na spektrometrze absorpcji atomowej firmy Perkin-Elmer 4100 ZL, wyposażonym w przystawkę FIAS-200, natomiast badanie zawartości cynku, ołowiu i miedzi wykonano w próbkach mineralizatów na spektrometrze absorpcji atomowej firmy Varian SpectrAA 20 Plus techniką atomizacji płomieniowej. Oznaczenia zawartości potasu wykonano w próbkach mineralizatów na spektrometrze absorpcji atomowej firmy Varian SpectrAA 20 Plus techniką emisyjnej spektrometrii atomowej.

Uzupełnieniem badań fizyczno-chemicznych było określenie stanu sanitarnego. Obecność bakterii chorobotwórczych z rodzaju Salmonella wykrywano prowadząc hodowlę na podłożach namnażających i różnicująco-selektywnych potwierdzając wyniki badaniem biochemicznym. Obecność jaj pasożytów jelitowych *Ascaris sp.*, *Trichuris sp.*, *Toxocara sp.* wykrywano izolując je z reprezentatywnej próbki osadu przez wstrząsanie, pukanie i wirowanie oraz flotację, a następnie wykonując obserwacje mikroskopowe.

2. Charakterystyka osadów ściekowych z oczyszczalni S.M. Mlekovita oraz oczyszczalni Sokołów S.A.

Wyniki badań osadów ściekowych z oczyszczalni ścieków mleczarskich w Wysokiem Mazowieckiem oraz z zakładu przetwórstwa mięsnego w Czyżewie prezentują tabele 2 i 3. Wyniki badań porównano do wartości maksymalnych warunkujących rolnicze wykorzystanie osadów oraz do rezultatów badań nad osadami ściekowymi generowanymi przez oczyszczalnię województwa podlaskiego [2].

Tabela 2. Zakres zawartości metali ciężkich w osadach oczyszczalni przemysłowych i komunalnych województwa podlaskiego

Typ oczyszczalni, okres badań	Zawartości metali ciężkich w mg/kg s.m						
	Ołów	Cynk	Miedź	Kadm	Nikiel	Chrom	Rtęć
Oczyszczalnia S.M. Mlekovita 1996-2002	5-15,2	26-387	15,6-42,6	0,5-1,0	1,5-12	12,2-51,2	0,05-0,38
Oczyszczalnia zakładu mięsnego Sokołów S.A. 1999-2002	0,5-8,00	73-710	12,9-136	0,2-1,4	5,6-19,0	5,2-21	0,06-0,15
Oczyszczalnia województwa podlaskiego 1998-2000	194	2436	136	4,9	25	1000	5,15
Wartość maksymalna przy rolniczym wykorzystaniu	500	2500	800	10	100	500	5

Źródło: opracowanie własne.

Analizując dane z tabeli 2 można stwierdzić, iż ilość metali ciężkich jest zbliżona w analizowanych oczyszczalniach i zarazem znacznie niższa od wielkości charakterystycznych dla miejskich i gminnych oczyszczalni województwa podlaskiego. Otrzymane wyniki potwierdzają możliwość przyrodniczego wykorzystania osadów. Takie rozwiązanie jest zgodne z tendencjami obowiązującymi w krajach Unii Europejskiej. W celu stworzenia warunków do prawidłowego wykorzystania osadów ściekowych, a również niedopuszczenia do ich szkodliwego oddziaływania na glebę, roślinność i zwierzęta i ludzi, kraje UE przyjęły dyrektywę Rady 86/278/EWG w sprawie ochrony środowiska,

a szczególnie ochrony gleb przy zastosowaniu osadów ściekowych w rolnictwie. Kolejnym argumentem za przyrodniczym wykorzystaniem osadów ściekowych może być zawartość związków biogenych, czyli azotu i fosforu, czy takich pierwiastków jak wapń i magnez. Zaobserwowano bardzo duże wahania tych pierwiastków w analizowanych oczyszczalniach na przestrzeni lat, w których prowadzono badania.

Tabela 3. Zawartość związków biogenych, wapnia, magnezu, substancji organicznych, badania z lat 1996-2002

Typ oczyszczalni, okres badań	Zawartość pierwiastków [g/kg s.m]				Substancje organiczne [%]
	Azot ogólny	Fosfor ogólny	Magnez	Wapń	
Oczyszczalnia S.M. Mlekovita 1998-2002	44,7-76,2	8,9-60,9	2,9-6,9	22,6-73	66-85,0
Oczyszczalnia zakładu mięsnego Sokołów S.A. 1999-2001	13,5-91,0	0,55-38,0	2,5-6,5	257-551	0,5-11,2

Źródło: opracowanie własne.

3. Finalne zagospodarowanie osadów ściekowych

O finalnym zagospodarowaniu osadów decyduje wiele czynników, takich jak skład fizyczno-chemiczny, stan sanitarny, potencjalny areal gruntów osadów, czy też poziom eksploatacji systemu oczyszczania ścieków i przeróbki osadów. Z badań prowadzonych w Katedrze Technologii Wody, Ścieków i Osadów Politechniki Białostockiej wynika, iż praktycznie całkowita ilość osadów z oczyszczalni przemysłu mleczarskiego oraz mięsnego jest podawana recyklingowi do środowiska naturalnego [5,6]. W tabeli 4 porównano zawartość pierwiastków, takich jak: azot, fosfor, magnez, wapń w osadach z analizowanych oczyszczalni i w powszechnie stosowanym oborniku. Jest to bardzo istotne porównanie przydatne do przekonania oponentów rolniczego wykorzystania osadów ściekowych. W latach 2002-2003 wykonano opracowania dotyczące rolniczego wykorzystania osadów z analizowanych oczyszczalni [6,7]. Określono czas stosowania, dawki osadów do rolniczego wykorzystania z uwzględnieniem rodzaju gleb, na które będą i są w chwili obecnej stosowane. Obowiązujące rozporządzenie dotyczące osadów ściekowych określa, jakie analizy muszą być prowadzone w okresie ich stosowania. Wyniki badań dotyczących kumulacji metali ciężkich w glebach powiatu, gdzie stosowane są osady w latach 1987-2002 z oczyszczalni ścieków mleczarskich, przedstawia tabela 5.

Podobne analizy będą prowadzone na glebach, gdzie stosowane są osady z zakładów w Czyżewie. Dotychczasowe wyniki badań potwierdzają, iż osady ściekowe mogą być z powodzeniem stosowane na glebach województwa podlaskiego.

Tabela 4. Składniki nawozowe w oborniku i osadzie ściekowym z oczyszczalni S.M. Mlekovita oraz Sokołów S.A.

Składnik nawozowy	Obornik [g/kgs.m.]	Osad ściekowy [g/kg/s.m.]	
		S.M. Mlekovita	Sokołów S.A.
Azot	15	45,3	32
Fosfor	3,9	60,9	47
Potas	15	-	-
Wapń	12	73	210
Magnez	3	5,9	5,6

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 5. Zmiany zachodzące w glebie pod wpływem nawożenia osadem ściekowym pochodzącym z oczyszczalni S.M. Mlekovita w Wysokiem Mazowieckiem - badania z lat 1987-2002

Rodzaj gleby	Zawartość metali ciężkich [mg / kg s.m.]							Zawartość form ogólnych [%]		Odczyn
	Pb	Cd	Cr	Cu	Ni	Zn	Hg	N	P	
Gleba średnia nawożona osadem od 1987 r.	16,7	0,22	4,21	4,87	4,46	50,6	0,026	0,21	0,41	6,4
Gleba średnia Tło	8,1	0,13	4,0	4,3	3,8	27,8	0,019	0,09	0,23	6,31
Gleba średnia nawożona osadem od 1997 r.	8,1	0,17	5,68	3,76	3,52	29,0	0,027	0,17	0,40	7,2
Gleba średnia Tło	6,2	0,14	5,4	3,1	3,4	25,0	0,024	0,08	0,17	6,3
Gleba średnia nawożona (wartość średnia) 2002r.	10	0,22	7,9	6	5,3	39,1	0,028	0,16	0,35	6,6
Gleba średnia Tło	6	0,14	5	4,1	4,1	25,3	0,02	0,14	0,18	6
Gleby średnie wg rozporządzenia z 2002 r.	60	2	75	50	35	120	1,2	-	-	-

Źródło: dane eksploatatora oczyszczalni S.M. Mlekovita.

Podsumowanie

Uzyskane wyniki badań osadów i gleb, prezentowane w niniejszym artykule, jednoznacznie potwierdzają tezę, iż osad ściekowy generowany na analizowanych oczyszczalniach, charakteryzuje się niską zawartością metali ciężkich, co predysponuje go do wykorzystania jako nawozu lub środka do rekultywacji gleby. Jakość osadu zależy od wielu czynników. Jego skład jest zależny między innymi od rodzaju ścieków. Najlepszy system pozbawiony profesjonalnego nadzoru technicznego oraz zaplecza do monitorowania parametrów procesu oczyszczania ścieków i przeróbki osadów nie zapewni stabilnej i efektywnej pracy oczyszczalni. W prezentowanym artykule nie przedstawiono szczegółowych badań sanitarnych, które w przypadku analizowanych osadów mogą decydować o możliwości ich bezpiecznego użytkowania. Nawet najlepszy osad, jeśli trafi na wysypisko, będzie tylko odpadem. Konieczne są działania edukacyjne skierowane do potencjalnych odbiorców jak i do osób odpowiedzialnych za problemy ochrony środowiska w gminie, powiecie czy też województwie. W stosunku do 2000 roku, z którego pochodzą dane dotyczące wykorzystania osadów ściekowych w woj. podlaskim, można stwierdzić, że coraz większa ich ilość jest stosowana przyrodniczo. Największy problem dotyczy oczyszczalni ścieków komunalnych w Białymstoku, ze względu na ilość i skład osadu. Z drugiej strony jest to – w chwili obecnej – najnowocześniejszy obiekt w województwie, posiadający odpowiednie zaplecze do monitorowania składu osadów oraz wykwalifikowaną obsługę, gwarantującą stabilną pracę systemu. Na uwagę zasługuje zjawisko wykorzystania osadów ściekowych z małych oczyszczalni do celów rolniczych. Niewielka ilość osadów powoduje, że stosuje się go przypadkowo, nie określa się dawek, nie są badane grunty, na których jest on stosowany. Powodem takiego stanu jest brak środków finansowych na niezbędne analizy, określone w obowiązującym rozporządzeniu.

Literatura

- [1] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 sierpnia 2002 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych (Dz.U. Nr 134, poz. 1140).
- [2] Boruszko D., Dąbrowski W., Magrel L., *Bilans ścieków i osadów ściekowych w oczyszczalniach ścieków województwa podlaskiego 1998-2000*, FEŚiZN, Białystok 2000.
- [3] Dąbrowski W., Magrel L., *Oczyszczanie ścieków, unieszkodliwianie i przeróbka osadów ściekowych pochodzących z zakładów przetwórstwa mleczarskiego*. Projekt badawczy nr 7 T07G 029 11, kierownik tematu: prof. T.L. Wierzbicki, Białystok 1998.
- [4] Dąbrowski W., Wierzbicki T.L., *Charakterystyka oraz zagospodarowanie osadów z indywidualnych oczyszczalni ścieków mleczarskich Polski północno wschodniej*, Monografia PAN I kongres Inżynierii Środowiska, Lublin 2002.
- [5] Dąbrowski W., *Wastewater and sludge management on the dairy wastewater treatment plant.*, Vilnius 2002.
- [6] Operat na przyrodnicze zagospodarowanie osadów ściekowych z oczyszczalni ścieków S.M. Mlekovita w Wysokiem Mazowieckiem, Białystok 2002.
- [7] Badanie osadów ściekowych oraz gleb przeznaczonych do nawożenia osadami z oczyszczalni zakładów Sokołów S.A. w Czyżewie, Białystok 2002.

FINAL UTILIZATION AND MANAGEMENT OF SEWAGE SLUDGE FROM FOOD PROCESSING WASTEWATER TREATMENT PLANTS LOCATED IN PODLASKIE PROVINCE

Summary

The paper presents researches in sludge management in the food processing industry wastewater treatment plants located in north eastern part of Poland. Two individual wastewater treatment plants were checked - dairy and meat processing. The sludge balance and characteristic (heavy metals, biogenic compounds, hydration, and organic substances) was presented. The final conclusions about agricultural utilization of sewage sludge were presented too due to Polish and E.E.C. regulations.

MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA KOMPOSTU Z OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW W SOKÓŁCE W UPRAWIE ROŚLIN OZDOBNYCH

Streszczenie

Powstające w oczyszczalniach ścieków osady stanowią i nadal stanowią istotny problem w naszym kraju. Widać to na przykładzie małych i średnich oczyszczalni ścieków, które ze względów finansowych nie są w stanie go rozwiązać. Projektując gospodarkę osadową na oczyszczalniach nie wolno zapominać o najważniejszych zagadnieniach, jakimi są zagospodarowanie i utylizacja osadów. Decyzja o wyborze metody zagospodarowywania osadów musi być podyktowana względami ekonomicznymi. Dlatego też zasadnym byłoby tworzenie rejonowych zakładów utylizacji i zagospodarowywania osadów.

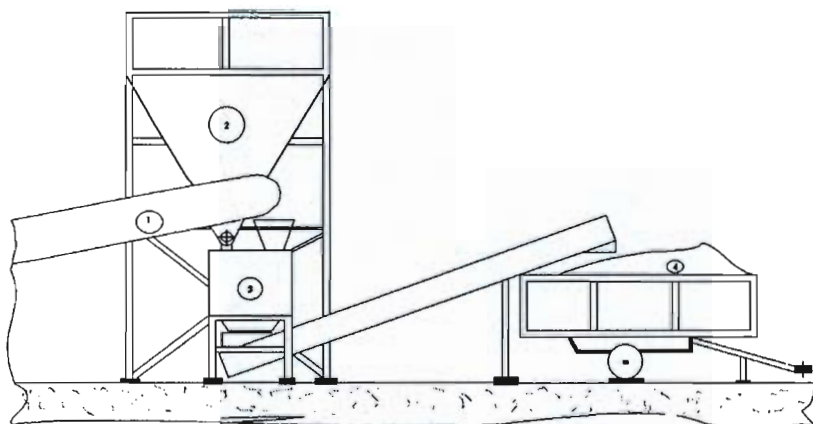
Wstęp

Powstające w oczyszczalniach ścieków osady stanowią i nadal stanowią istotny problem w naszym kraju. Małe i średnie oczyszczalnie ścieków ze względów finansowych nie są w stanie go rozwiązać. Projektując gospodarkę osadową w oczyszczalniach nie wolno zapominać o najważniejszych zagadnieniach, jakimi są zagospodarowanie i utylizacja osadów. Każda forma wykorzystania osadów powinna być prowadzona w sposób prawidłowy i bezpieczny dla środowiska. Ze względu na zmienną ilość powstających osadów w oczyszczalniach o różnej przepustowości należy przyjmować najbardziej efektywne rozwiązania ich zagospodarowania i utylizacji. Rozwiązania te dotyczą zarówno konieczności kontroli ilości i jakości powstających osadów, jak również doskonalenia i poznawania nowych sposobów przeróbki oraz ich unieszkodliwiania. Decyzja o wyborze metody musi być podyktowana względami ekonomicznymi [1]. Zasadne byłoby więc tworzenie rejonowych zakładów utylizacji i zagospodarowywania osadów.

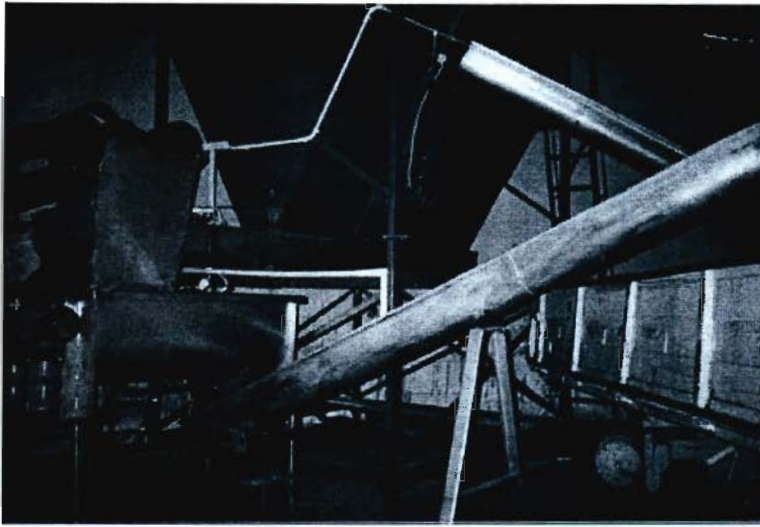
I. Technologia kompostowania osadów w oczyszczalni ścieków w Sokółce

Kompostowanie jest biochemicznym procesem rozkładu związków organicznych zawartych w odpadach miejskich, przemysłowych czy ściekowych. Kompostowanie osadów ściekowych oparte jest na naturalnych reakcjach biochemicznych zintensyfikowanych w sztucznie wytworzonych, optymalnych warunkach, zapewniających ponadto możliwość sterowania tymi procesami. W wyniku tego procesu otrzymuje się nawóz organiczny – kompost – zapachem i barwą przypominający ściótkę leśną, znajdujący szerokie zastosowanie w rolnictwie. Przedstawiana metoda kompostowania jest beztlenowo-tlenowa. Odwodniony osad na prasie filtracyjno-taśmowej jest transportowany przenośnikiem do drugiego pomieszczenia, gdzie jest mieszany w sposób zautomatyzowany z nośnikiem węgla, jakim są trociny.

Rysunek 1. Schemat urządzeń do przygotowywania mieszanki kompostowej



1. przenośnik z odwodnionym osadem; 2. zasobnik z trocinami; 3. mieszadła do mieszania komponentów; 4. gotowa mieszanka kompostowa



Tak przygotowana mieszanka jest transportowana do hali łukowej, gdzie jest układana na hałdę i pozostaje tam 3 tygodnie, w trakcie których zachodzą procesy beztlenowe związane ze wzrostem temperatury. Po trzech tygodniach procesu beztlenowego mieszanina służy do usypywania pryzm. W trakcie usypywania do wnętrza pryzmy wkładane są ruszty odciągające gazy powstające w mieszaninie kompostowej. Metoda „odsysania” gazów zwiększa możliwość penetracji powietrza atmosferycznego w całym przekroju pryzmy. Następnie do ułożonych wcześniej rusztów podłączony zostaje wentylator. Praca wentylatora zapewnia powstanie warunków tlenowych w pryzmie. Napowietrzanie pryzm trwa ok. 14-20 dni.



Po tym okresie proces kompostowania tlenowy jest zakończony. Po okresie napowietrzania przyzmy kompostowe są rozbiegane, a powstały kompost jest składany w hali lukowej w celu dalszej obróbki. Ostatnim etapem procesu kompostowania osadu ściekowego jest proces dojrzewania kompostu; proces ten trwa do sześciu miesięcy. Prawdłowo prowadzona technologia kompostowania osadu ściekowego zapewnia uzyskanie dobrego nawozu organicznego o szerokim zastosowaniu.



2. Wykorzystanie kompostu produkowanego w oczyszczalni ścieków w Sokółce w uprawie roślin ozdobnych

2.1. Przydatność kompostu w uprawie ozdobnych roślin rabatowych

W okresie od sierpnia 2001 do sierpnia 2002 w Instytucie Sadownictwa i Kwiaciarstwa w Skierniewicach przeprowadzono badania na bratkach, lobelii przyładkowej i żeniszku meksykańskim, które uprawiano na zagonach w polu. Kompost stosowano w trzech dawkach: 5, 10 i 15 l/m², równocześnie kontrolowano rośliny nie nawożone oraz nawożone Azofoską w dawce 50 g/m².

Tabela 1. Wpływ kompostu na wzrost i kwitnienie bratków

Nawożenie	Wysokość roślin (cm)	Średnica roślin (cm)	Świeża masa części nadziemnej (g)	Liczba kwiatów (szt./rośl.)	Ocena bonitacyjna (1-5)*
Bez nawożenia	18,5 a	16,9 a	21,7 a	11 a	2,6 a
Azofoska	24,8 b	25,7 b	84,7 d	35 b	4,7 bc
Kompost 5 l/m ²	24,0 b	22,9 b	54,3 b	34 b	4,2 b
Kompost 10 l/m ²	24,4 b	23,9 b	62,7 bc	39 bc	4,4 bc
Kompost 15 l/m ²	24,3 b	23,5 b	72,0 cd	43 c	4,8 c

* Ocenę bonitacyjną przeprowadzono wg skali: 1-rośliny złej jakości, 5-rośliny bardzo dobrej jakości.

Źródło: opracowanie własne.

Rośliny bratków po posadzeniu na polu bez nawożenia rosły i kwitły znacznie słabiej niż rośliny nawożone. Najlepsze wyniki otrzymano nawożąc rośliny kompostem w najwyższej dawce 15 l/m²; rośliny te miały istotnie więcej kwiatów niż rośliny nawożone Azofoską. Rośliny nawożone obu nawozami miały prawidłowo zabarwione kwiaty oraz liście i charakteryzowały się wysoką wartością dekoracyjną [2].

Tabela 2. Wpływ kompostu na wzrost i kwitnienie lobelii

Nawożenie	Wysokość roślin (cm)	Średnica roślin (cm)	Świeża masa części nadziemnej (g)	Ocena bonitacyjna (1-5)*
Bez nawożenia	15,7 a	19,3 a	132 a	4,2 a
Azofoska	20,1 c	29,2 d	162 a	4,8 ab
Kompost 5 l/m ²	19,0 bc	22,6 ab	155 a	4,8 ab
Kompost 10 l/m ²	16,8 ab	25,3 bc	162 a	5,0 b
Kompost 20 l/m ²	19,2 c	27,8 cd	176 a	5,0 b

Objaśnienia: p. tab. 1

Źródło: opracowanie własne

Nasiona lobelii przyładkowej i żeniszka meksykańskiego wysiewano 18 lutego 2002 roku. Głównym składnikiem podłoża był torf wysoki, podłoże do pikowania zawierało dodatek nawozu mineralnego Azofoska, w czasie uprawy rozsady w szklarni nawożono ją raz na tydzień nawozem Symfovita A. Kompost stosowano w trzech dawkach 5, 10 i 20 l/m², równocześnie kontrolowane były rośliny nie nawożone oraz nawożone, natomiast nawozem porównawczym był nawóz mineralny Symfovita A.

Tabela 3. Wpływ kompostu na wzrost i kwitnienie żeniszka

Nawożenie	Wysokość roślin (cm)	Średnica roślin (cm)	Liczba pędów (szt./rośl.)	Świeża masa części nadziemnej (g)	Liczba kwiatów (szt./rośl.)	Ocena bonitacyjna (1-5)*
Bez nawożenia	19,3 a	19,7 a	4,2 a	97 a	30,6 a	3,0 a
Azofoska	26,2 c	31,8 c	9,2 c	283 c	83,5 b	5,0 c
Kompost 5 l/m ²	21,0 ab	23,6 ab	5,8 b	153 ab	49,0 b	4,2 b
Kompost 10 l/m ²	24,7 bc	25,6 b	5,6 ab	176 b	53,6 b	4,2 b
Kompost 15 l/m ²	24,0 bc	27,9 bc	5,0 ab	196 b	59,1 b	4,6 bc

Objaśnienia: p. tab. I

Źródło: opracowanie własne.

Rośliny lobelii i żeniszka bez nawożenia rosły i kwitły słabiej niż rośliny nawożone. Rośliny lobelii nawożone obu nawozami miały prawidłowo zabarwione kwiaty i liście, kwitły bardzo obficie i charakteryzowały się wysoką wartością dekoracyjną, również ogólnie można uznać, że kompost stosowany w dwóch wyższych dawkach wpływał korzystnie na wzrost i kwitnienie żeniszka [2].

2.2. Przydatność kompostu w uprawie róż gruntowych

Od marca do sierpnia 2002 roku w Instytucie Sadownictwa i Kwiaciarstwa w Skierniewicach przeprowadzono badania na różach w nawożeniu podstawowym podczas sadzenia krzewów oraz w nawożeniu pogłównym.

nawożenie podstawowe

Jednoroczne krzewy róży Frezja sadzono na świeżo uprawioną glebę, podczas sadzenia na dno dołka dawano kompost lub Azofoskę.

Tabela 4. Wpływ nawożenia kompostem na wzrost i kwitnienie róż

Nawożenie	Suma długości pędów na roślinie (cm)	Średnia liczba pędów na roślinie (cm)	Ocena bonitacyjna (1-5)*	Liczba kwiatów ciętych (szt./rośl.)	Średnia długość kwiatu ciętego (cm)	Świeża masa kwiatu ciętego (g)
Bez nawożenia	124 a	4,0 a	2,9 a	3,1 a	35,9 ab	12,7 a
Azofoska	160 ab	4,4 a	3,6 ab	5,0 b	32,9 a	11,4 a
Kompost 1 dm ³ /rośl.	227 c	6,0 b	4,0 b	5,9 b	37,4 ab	14,7 a
Kompost 2 dm ³ /rośl.	190 bc	5,5 ab	3,5 ab	5,3 b	38,9 b	18,9 b

Objaśnienia: p. tab. I

Źródło: opracowanie własne.

Dane zawarte w tabeli wskazują na wysoką skuteczność kompostu. Siła wzrostu roślin określana na początku kwitnienia była zdecydowanie najwyższa przy nawożeniu kompostem – istotnie wyższa niż przy nawożeniu porównawczym nawozem mineralnym, a tym bardziej w stosunku do roślin nie nawożonych [2].

Nawożenie pogłowne

Badania prowadzono na dwuletnich różach Queen Elizabeth. Nawożenie stosowano wczesną wiosną.

Tabela 5. Wpływ nawożenia kompostem na wzrost i kwitnienie róż

Nawożenie	Suma długości pędów na roślinie (cm)	Średnia liczba pędów na roślinie (cm)	Ocena bonitacyjna (1-5)*	Liczba kwiatów ciętych (szt./rośl.)	Średnia długość kwiatu ciętego (cm)	Świeża masa kwiatu ciętego (g)
Bez nawożenia	165 a	3,4 a	2,7 a	3,0 a	54,2 a	31,7 a
Azofoska	245 ab	4,4 ab	3,5 ab	6,0 b	57,0 ab	31,1 ab
Kompost 4 dm ³ /m ² co miesiąc	343 b	5,3 b	4,2 b	6,3 b	64,5 ab	44,4 a
Kompost 8 dm ³ /m ² co miesiąc	326 b	5,4 b	4,1 b	6,4 b	59,5 ab	37,0 a
Kompost 24 dm ³ /m ² wczesną wiosną	305 b	4,7 b	3,2 b	4,2 ab	70,9 b	54,4 a

Objaśnienia: p. tab. I

Źródło: opracowanie własne.

Jak wynika z danych tabeli 5 kompost wykazuje skuteczne działanie również w pogłównym nawożeniu róż. Wartości wszystkich mierzonych cech roślin nawożonych kompostem były wyższe niż w przypadku roślin nie nawożonych i w przypadku wszystkich cech różnice były statystycznie udowodnione [2].

2.3. Przydatność kompostu do nawożenia i produkcji trawników

Od kwietnia do października 2002 r. w Instytucie Sadownictwa i Kwiaciarnictwa w Skierniewicach przeprowadzono badania w nawożeniu podstawowym trawników przy ich zakładaniu, w nawożeniu pogłównym, a także jako składnik substratu służącego do produkcji trawników rolowanych.

Nawożenie podstawowe

W połowie czerwca na świeżo uprawioną glebę wyłożono kompost oraz Azofoskę. Nawozy wymieszano z wierzchnią warstwą gleby, następnie wysiano nasiona trawy gazonowej.

Tabela 6. Reakcja nowo założonego trawnika na kompost

Nawożenie	Wysokość murawy (cm)	Ocena bonitacyjna trawników (1-5)*	Świeża masa pokosu (g/m ²)
Kompost – 5 dcm ³ /m ²	13,1 b	3,5 b	106 ab
Kompost – 10 dcm ³ /m ²	13,2 b	3,6 b	150 bc
Kompost – 50 dcm ³ /m ²	14,9 b	3,9 b	185 cd
Kompost – 40 dcm ³ /m ²	14,4 b	3,6 b	220 d
Azofoska 100 g/m ²	14,7 b	3,5 b	136 bc
Bez nawożenia	8,9 a	1,9 a	72 a

Objaśnienia: p. tab. 1

Źródło: opracowanie własne.

Dane z tabeli wskazują na dobrą skuteczność kompostu zastosowanego przed założeniem trawnika. Trawniki nie nawożone były barwy jasnozielonej. Pozostałe kombinacje doświadczalne charakteryzowały się podobnym, ciemnozielonym zabarwieniem. Wszystkie badane cechy trawnika nawożonego kompostem charakteryzowały się wyższymi wartościami, niż w przypadku trawnika nie nawożonego [2].

Nawożenie pogłówne

Począwszy od wiosny na jednorocznym trawniku po pierwszym skoszeniu trawy prowadzono nawożenie pogłówne kompostem.

Tabela 7. Reakcja trawnika na kompost w nawożeniu pogłównym

Nawożenie	Wysokość murawy (cm)	Ocena bonitacyjna trawników (1-5)*	Świeża masa pokosu (g/m ²)
Kompost – 2 dcm ³ /m ²	19,2 b	3,2 b	394 ab
Kompost – 4 dcm ³ /m ²	20,8 b	3,6 b	444 b
Bez nawożenia	15,7 a	2,5 a	322 a

Objaśnienia: p. tab. 1

Źródło: opracowanie własne.

Kompost działał skutecznie również w nawożeniu pogłównym trawnika. Murawa była wyższa, a jakość trawnika oceniana bonitacyjnie była lepsza jeśli był on nawożony.

Trawniki rolowane

Kompost mieszano z odkwaszonym torfem wysokim w proporcjach; 0, 50, 75 i 100%, a następnie rozkładano warstwą o grubości 4 cm. Doświadczenia przeprowadzono od sierpnia do września 2002 roku.

Tabela 8. Przydatność kompostu do produkcji trawy rolowanej

Kombinacja	Wysokość murawy (cm)	Ocena bonitacyjna trawników (1-5)	Stopień wybarwienia trawy (1-5)
Kompost 0%	4,4 a	1,9 a	1,5 a
Kompost 50%	4,2 a	1,9 a	1,5 a
Kompost 75%	4,7 a	2,1 a	2,0 b
Kompost 100%	6,8 b	3,5 b	2,7 c

Źródło: opracowanie własne.

Ogólnie można uznać, że badany kompost wykazuje przydatność do produkcji trawników rolowanych, może zastąpić w tym względzie używany dotychczas najczęściej torf wysoki. W celu poprawy intensywności wzrostu trawy wskazany jednak byłby dodatek nawozu mineralnego [2].

3. Wykorzystanie kompostu produkowanego na oczyszczalni ścieków w Sokółce w uprawie doniczkowych i balkonowych roślin ozdobnych

3.1. Rośliny doniczkowe

Od sierpnia 2001 do sierpnia 2002 r. w Instytucie Sadownictwa i Kwiaciarnictwa w Skierniewicach przeprowadzono badania dotyczące skuteczności działania kompostu w uprawie doniczkowych i balkonowych roślin ozdobnych.

Skalnica

Rośliny skalnicy uprawiano przez 4 miesiące od października do lutego nie stosując nawożenia pogłównego.

Tabela 9. Wpływ kompostu na wzrost skalnicy

Nawożenie	Średnica rośliny (cm)	Liczba liści na roślinie	Szerokość 5 największych liści (cm)	Liczba rozet przybyszowych	Ocena bonitacyjna roślin (1-5)*	Świeża masa części nadziemnej
Azofoska	25,4 c	26,6 ab	7,0 b	8,0 b	4,2 c	50,9 b
Kompost 10%	23,2 b	25,9 ab	6,6 b	8,7 b	4,0 bc	42,5 b
Kompost 20%	21,8 b	26,3 ab	6,5 b	8,5 b	4,1 c	46,8 b
Kompost 30%	22,6 b	30,7 b	6,6 b	6,2 ab	3,4 b	49,3 b
Bez nawożenia	17,7 a	22,8 a	4,9 a	4,1 a	2,5 a	20,2 a

* objaśnienia: 1-rośliny o bardzo niskiej jakości, bez wartości handlowej, 5-rośliny o bardzo wysokiej jakości.

Źródło: opracowanie własne.

Według powyższych danych kompost wykazał umiarkowaną skuteczność w nawożeniu skalnicy, natomiast wszystkie badane cechy określające wzrost i jakość roślin charakteryzowały się wyższymi wartościami niż u roślin nie nawożonych [2].

Peperomia

Rośliny peperonii uprawiano przez 9 miesięcy od października do lipca nie stosując nawożenia pogłównego.

Tabela 10. Wpływ kompostu na wzrost peperonii

Nawożenie	Wysokość roślin (cm)	Średnica roślin	Liczba pędów na roślinie	Suma długości pędów (cm)	Ocena bonitacyjna roślin (1-5)*	Ciężar części nadziemnej (g)
Azofoska	12,1 bc	36,0 c	14,3 b	178 c	4,7 b	380 c
Kompost 20%	12,8 c	29,1 a	11,3 a	112 a	4,1 a	289 a
Kompost 30%	13,3 c	30,1 a	10,7 a	137 ab	4,7 b	322 ab
Kompost 40%	10,7 ab	33,1 b	12,0 ab	155 bc	4,7 b	337 b
Bez nawożenia	9,7 a	30,5 ab	12,9 ab	134 ab	4,3 ab	298 a

Objaśnienia p. tab. 9

Źródło: opracowanie własne.

Dane zawarte w tabeli 10 wskazują wyraźnie, że większą skuteczność w uprawie peperonii niż kompost uzyskał nawóz mineralny Azofoska [2].

3.2 Rośliny balkonowe

Badania przeprowadzono na dwóch gatunkach roślin: uczep i diascia. Rośliny uprawiano od połowy maja do połowy sierpnia nie stosując nawożenia pogłównego.

Tabela 11. Wpływ kompostu na wzrost uczepu

Nawożenie	Świeża masa części nadz. rośliny (g)	Ocena bonitacyjna roślin (1-5)*	Stopień przebarwienia roślin (0-5) ¹
Kompost 20%	64,7 b	2,0 b	3,3 b
Kompost 30%	26,9 a	1,1 a	4,0 b
Kompost 40%	26,2 a	1,1 a	4,2 b
Bez nawożenia	31,8 a	1,2 a	1,5 a

Objaśnienia: * p. tab. 9; ¹ 0 – brak przebarwień, 5 – intensywne, czerwono-brązowe przebarwienie całego ulistnienia

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 12. Wpływ kompostu na wzrost diaszcii

Nawożenie	Świeża masa części nadz. rośliny (g)	Średnia długość pędów (cm)	Stopień wybarwienia roślin (1-5) ¹	Ocena bonitacyjna roślin (0-5)*
Kompost 20%	68,6 c	36,2 b	1,1 a	2,4 c
Kompost 30%	37,8 b	31,2 ab	1,1 a	1,8 b
Kompost 40%	23,0 a	24,4 a	1,0 a	1,3 a
Bez nawożenia	28,0 ab	23,4 a	1,2 a	1,4 ab

Objaśnienia: * p. tab. 9; ¹ – ulistnienie bardzo jasne, słabo zaznaczone zielone wybarwienie, 5 – intensywne, ciemnozielone wybarwienie liści

Źródło: opracowanie własne.

Wyniki wskazują, że w przypadku obu badanych gatunków roślin kompost wykazał większą skuteczność nawozową niż w przypadku roślin nie nawożonych. Jednak kompost nie podniósł walorów dekoracyjnych badanych roślin.

Podsumowanie

Wyniki badań wskazują, iż produkowany z osadów komunalnych kompost w oczyszczalni ścieków w Sokółce jest bardzo przydatny zarówno w nawożeniu ozdobnych roślin rabatowych, w uprawie róż jak również w nawożeniu i produkcji trawników.

Biorąc pod uwagę powyższe badania, posiadane atesty, zezwolenia na sprzedaż kompostu produkowanego opisaną wcześniej metodą oraz zaplecze technologiczne z dużymi możliwościami przerobowymi osadów oczyszczalni ścieków w Sokółce jest w stanie spełniać zadanie rejonowej kompostowni osadów. Tym samym rejonowa kompostownia w Sokółce rozwiązałaby problemy gospodarki osadowej wielu małych oczyszczalni ścieków z powiatu Sokólskiego.

Literatura

- [1] Bień J.B., Bień J.D., Matysiak B., Kuzior A., *Zagospodarowanie i utylizacja niektórych osadów ściekowych*, w.: *Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych*, Rajgród 1997.
- [2] Strojny Z.J., Nowak J., *Sprawozdanie z badań dotyczących określenia przydatności kompostu w uprawie ozdobnych roślin rabatowych*, Mat. własne MPWiK Sokółka, Skierniewice 2002.

POSSIBILITY OF USING SEWAGE SLUDGE FROM WASTEWATER TREATMENT PLANT LOCATED IN SOKÓŁKA FOR CULTIVATE PLANTS

Summary

Sludge produced by the wastewater treatment plants have been and still remain the crucial issue in our country. Especially it is presented on the example of small and medium wastewater plants, which - because of financial reasons - are not able to solve this problem themselves. In the framework of planning the sludge management at the wastewater treatment plants we can not forget about the aspect of how the solid waste is going to be managed and utilised. Decision of choosing the method of the solid waste management should be based on economical calculation.

And in this situation it would be the good solution to build local (on the powiat/county) level solid waste management and utilization plants.

KOMPOSTOWANIE BIOMASY ORAZ OSADÓW ŚCIEKOWYCH NA POTRZEBY PRODUKCJI LEŚNEJ

Streszczenie

W artykule przedstawiono wstępne wyniki badań dotyczące kompostowania osadów ściekowych na potrzeby produkcji leśnej. Leśnictwo to obok rolnictwa dwa podstawowe atuty północno-wschodniej Polski. Badania autorów prowadzone w latach dziewięćdziesiątych dowiodły tego, iż osady ściekowe powinny być poddawane recyklingowi do środowiska naturalnego. Ze względu na dostępność takiej biomasy jak zrębki, słoma czy trociny podjęto badania nad kompostowaniem z uwzględnieniem specyficznych potrzeb ze strony eksploatatorów szkółek leśnych. W pierwszym etapie określono skład biomasy oraz osadów ściekowych, które mogą być użyte do produkcji kompostu.

Wstęp

Kompost jest materiałem powszechnie stosowanym do produkcji na szkółkach leśnych, praktycznie we wszystkich nadleśnictwach w kraju. Podstawowym elementem do produkcji kompostu są torfy oraz takie komponenty jak: zielona masa roślinna, słoma, kora, trociny i obornik. Ilość i proporcje biomasy w ogólnej ilości produktu zależą od wielu czynników, między innymi od wymagań stawianych przez potencjalnych odbiorców. Ze względu na to, iż zasoby torfu są ograniczone, a zarazem mają ogromny wpływ na utrzymanie bilansu wodnego istnieje potrzeba poszukiwania innych komponentów niezbędnych do procesu kompostowania, a w tym osadów ściekowych bogatych w mikroelementy i pierwiastki niezbędne do produkcji roślinnej. Według Regionalnej Dyrekcji Lasów Państwowych w Białymstoku nawożenie kompostem jest prowadzone średnio co cztery lata, w ilości około 3-4 metrów przestrzennych kompostu na jeden ar powierzchni uprawy leśnej. Globalne roczne zużycie kompostu na potrzeby RDLP Białystok można oszacować na poziomie 15-20 tys. metrów przestrzennych [1].

W 2002 roku rozpoczęto realizację projektu badawczego *Badania nad ostatecznym wykorzystaniem osadów ściekowych do nieprzemysłowego wykorzystania* finansowanego przez Komitet Badań Naukowych i realizowanego w Katedrze Technologii Wody, Ścieków i Osadów Politechniki Białostockiej. Jednym z celów projektu będzie opracowanie parametrów technologicznych współkompostowania biomasy oraz osadów ściekowych na potrzeby produkcji leśnej. Badania będą prowadzone przy współpracy Nadleśnictwa Rudka, posiadającego odpowiednie zaplecze techniczne i kadrowe do prowadzenia badań. Wyniki badań będą miały charakter uniwersalny i będą wdrażane w nadleśnictwach prowadzących zarówno produkcję roślin, jak i posiadających niezbędne zaplecze techniczne do prowadzenia procesu kompostowania.

I. Ilość, metody przeróbki i zagospodarowanie osadów ściekowych województwa podlaskiego

Problem przeróbki i zagospodarowania osadów w latach siedemdziesiątych i osiemdziesiątych był pomijany przez projektantów jak i eksploatatorów oczyszczalni. Gospodarka osadowa zaczynała się i kończyła na poletkach osadowych, których efektywność w dużej mierze zależała od warunków atmosferycznych. Większość oczyszczalni stosowała stabilizację tlenową osadów, tylko nieliczne, największe stabilizowały osady w zamkniętych bądź otwartych komorach fermentacyjnych. Nie prowadzono monitoringu ilości jak i składu fizykochemicznego oraz stanu sanitarnego osadów. Osad trafiał w większości na wysypiska odpadów, jego zastosowanie do celów rolniczych było niewielkie oraz w wielu wypadkach przypadkowe.

W regionie północno-wschodnim działa obecnie około 100 oczyszczalni miejskich oraz przemysłowych o przepustowości od kilkudziesięciu do kilkudziesięciu tysięcy metrów sześciennych na dobę. W latach dziewięćdziesiątych zaobserwowano znaczny postęp w dziedzinie ochrony środowiska wodnego regionu. Powstało szereg nowych obiektów przystosowanych do intensywnego oczyszczania ścieków. Największe zaniedbania istnieją

w przypadku oczyszczania ścieków przemysłowych, dominują tu zakłady przetwórstwa mleczarskiego oraz owocowo-warzywnego i mięsnego. Większość nowo zbudowanych, jak i modernizowanych oczyszczalni rozwiązała problem przetwarzania osadów ścieków poprzez zastosowanie mechanicznych urządzeń do odwadniania osadów.

W latach 1997-2000 autorzy opracowania skoncentrowali się na problemie określenia charakteru osadów powstających w oczyszczalniach ścieków, badaniami objęto oczyszczalnie miejskie oraz indywidualne oczyszczalnie ścieków przemysłowych zlokalizowanych na terenie województwa podlaskiego. Badano ścieki oraz osady z 91 oczyszczalni stwierdzając, iż w większości przypadków osady ściekowe były składowane na wysypiskach odpadów. Wszystkie oczyszczalnie zlokalizowane w województwie podlaskim oczyszczały 138019 m³ ścieków w ciągu doby generując w ciągu roku około 19,6 tysięcy ton s.m. osadów. Struktura wykorzystania tych osadów wyglądała następująco:

- około 12% osadu (2 300 t s.m.) zostało zagospodarowane w rolnictwie,
- około 63,8% osadu (12 500 t s.m.) zostało zagospodarowane przyrodniczo, np. do rekultywacji gruntów, zwirów, wysypisk itp.),
- około 2,9% osadu (570 t s.m.) zostało zdeponowane na wysypiskach,
- około 21,6% osadu (4 240 t s.m.) zostało zdeponowane na terenie oczyszczalni [2].

Tylko dwa obiekty w województwie podlaskim dzięki wysiłkom i wysokiemu poziomowi eksploatatorów wdrożyły z powodzeniem procesy kompostowania osadów ściekowych. W miejscowości Sokółka osady kompostowane są pryzmowo, natomiast w Zambrowie stosowano wermikulturę. Ze względu na skład fizykochemiczny osadów ściekowych winny one być traktowane jako surowiec, a nie jako odpad. Podstawowym kryterium umożliwiającym zawracanie osadów do środowiska naturalnego jest ich stan sanitarny. Z badań prowadzonych przez autorów wynika, iż osady mogą zawierać organizmy patogeniczne, do których można zaliczyć bakterie, grzyby, pierwotniaki, pasożyty oraz ich zapłodnione jaja, co uniemożliwia wykorzystanie odwodnionych osadów na cele nieprzemysłowe. Konieczne jest prowadzenie procesów higienizacji oraz kompostowania osadów, co spowoduje, że osad ściekowy stanie się bezpieczny i będzie społecznie akceptowany.

2. Opis projektu badawczego, metodyka badań oraz charakterystyka oczekiwanych wyników

W ramach projektu rozpoczęto badania nad procesem kompostowania osadów ściekowych z dodatkiem różnorodnej biomasy dostępnej na terenie północno-wschodniej Polski. W tej dziedzinie znane są liczne uregulowania prawne obowiązujące w Polsce i krajach Unii Europejskiej, lecz brak jest szczegółowych wytycznych umożliwiających prawidłowe zastosowanie tych procesów w warunkach rzeczywistych. Specyfika regionu, charakter powstających osadów, dostępna biomasa, niska klasa gleb warunkują konieczność stosowania kompostowania osadów ściekowych na terenach rolniczo-przemysłowych.

Tereny północno-wschodniej Polski nie mogą być wyłączone z ogólnych zasad obowiązujących w Polsce, a także w przyszłości z uregulowań prawnych Unii Europejskiej, lecz konieczne jest indywidualne rozwiązanie problemów gospodarki osadowej, które są elementami większego problemu, to jest gospodarką odpadami.

Do wymiernych korzyści dla ochrony środowiska naturalnego regionu północno-wschodniego wynikłych z realizacji projektu należeć będą:

- bezpieczny recykling osadów do środowiska naturalnego,
- zmniejszenie ilości osadów składowanych na terenie oczyszczalni i wysypiskach,
- powstanie bezpiecznego produktu do rekultywacji i nawożenia gleb w rolnictwie i produkcji leśnej,
- minimalizacja ryzyka zdrowotnego związanego z nieprzemysłowym stosowaniem osadów ściekowych.

Celem naukowym projektu jest określenie parametrów procesu kompostowania osadów ściekowych w warunkach rzeczywistych oraz poznanie mechanizmów kinetyki tego procesu i prędkości jego prowadzenia. Zrealizowany będzie on w oparciu o badania odwodnionych osadów ściekowych z wybranych oczyszczalni ścieków zlokalizowanych na terenie województwa podlaskiego.

Zakres badań biomasy, osadów i kompostu obejmować będzie:

- określenie mikroorganizmów patogennych i wskaźnikowych w osadzie, w rozszerzonym zakresie w stosunku do obowiązujących przepisów sanitarnych w Polsce, a także stosowanych przez EPA,
- wykrywanie cyst pierwotniaków chorobotwórczych,
- wykrywanie zapłodnionych i niezapłodnionych jaj pasożytów,
- wykrywanie obecności związków toksycznych przy użyciu testów biotoksykologicznych.
- zawartość metali ciężkich,
- zawartość pierwiastków nawozowych i mikroelementów,
- odczyn, temperaturę,
- stężenie suchej masy oraz suchej masy organicznej,
- właściwości reologiczne,
- czas ssania kapilarnego.

Planowany jest następujący monitoring parametrów charakteryzujących stopień dojrzałości kompostu:

- wartość stosunku C:N,
- zawartość rozpuszczalnego węgla organicznego,
- ogólny stopień ubytku węgla organicznego,

- przemiany związków azotowych,
- zdolność kompostu do samozagrzewania,
- wskaźnik Chaetomium,
- wilgotność przyzmy.

3. Ilość, charakter oraz potencjalne możliwości zastosowania do produkcji kompostu osadów ściekowych z przemysłu mleczarskiego

Wszystkie oczyszczalnie ścieków mleczarskich w regionie stosują metodę osadu czynnego; złoża biologiczne były stosowane do końca lat sześćdziesiątych. Dwustopniowe komory w postaci rowów cyrkulacyjnych z napowietrzaniem powierzchniowym zostały zastąpione w latach dziewięćdziesiątych przez wielofazowe układy z wydzielonymi strefami tlenowo beztlenowymi z napowietrzaniem wglębnym do biologicznego usuwania związków węgla, azotu i fosforu. Powszechnie wprowadzono instalacje do chemicznego strącania fosforu, ze względu na wysoką jakość wody w odbiornikach czy lokalizację zakładów na terenie Narwiańskiego i Biebrzańskiego Parku Narodowego. Zakres stosowania metod chemicznych jest różny ze względu na odmienny charakter ścieków związany z asortymentem produkowanych wyrobów i gospodarką wodno-ściekową w poszczególnych zakładach.

Ilość ścieków dopływających do oczyszczalni ścieków mleczarskich wynosiła w roku 2001 około 9500 m³/d, wobec globalnej ilości ścieków komunalnych i przemysłowych województwa na poziomie 138019 m³/d. Dla porównania ilość ścieków odprowadzanych z zakładów w roku 1996 wynosiła około 6000 m³/d. Jak widać ilość ścieków znacznie wzrosła, jednak wynika to głównie ze zwiększenia przerobu mleka przez zakłady; największy z nich to spółdzielnia mleczarska Mlekovita w Wysokiem Mazowieckiem przetwarzająca 300 milionów litrów mleka rocznie. Ilość ścieków w odniesieniu do jednostki ilości przerabianego mleka systematycznie spadała w ostatniej dekadzie do poziomu od około 1 do 3,8 m³ ścieków na 1 m³ przerobionego mleka. Ładunek odprowadzanych ścieków związany z przepływem oraz stężeniami charakterystycznymi 96 uległ znacznemu zwiększeniu, co było jednym z bodźców do modernizacji poszczególnych oczyszczalni.

Znacznemu zwiększeniu uległa ilość osadów ściekowych generowanych przez analizowane oczyszczalnie ścieków mleczarskich, wynosiła ona około 1900 ton suchej masy na rok. Dla porównania wszystkie oczyszczalnie województwa wytwarzały 19598 ton suchej masy osadu według danych z roku 2001. Tabela 1 prezentuje dane dotyczące ilości ścieków i osadów oraz sposób przeróbki osadów ściekowych w badanych oczyszczalniach ścieków mleczarskich. Ilość osadów wzrosła o około 40% w stosunku do danych z połowy lat dziewięćdziesiątych. Na uwagę zasługuje fakt, iż poszczególne obiekty generują bardzo różne ilości osadów. Spośród dziesięciu oczyszczalni cztery stosowały układy tlenowo beztlenowe, pozostałe pracowały wyłącznie w układzie tlenowym, instalację do chemicznego strącania fosforu zastosowano w trzech obiektach. Przeróbka osadów opiera się o stabilizację tlenową, w większości obiektów proces ten zachodzi symultanicznie z oczyszczaniem ścieków. Odwadnianie w zmodernizowanych i największych obiektach prowadzone jest przy użyciu pras, natomiast starsze obiekty nadal stosują poletka osadowe [3, 4].

Ilość generowanych na oczyszczalni osadów spowodowała konieczność wprowadzenia mechanicznego odwadniania. Systemy projektowane w latach siedemdziesiątych i osiemdziesiątych zakładały symultaniczną stabilizację tlenową i odwadnianie na poletkach. Podobne układy stosowano w oczyszczalniach komunalnych. Idea ciągu osadowego jest podporządkowywana możliwości finalnego zagospodarowania osadów. W przypadku osadów nadmiernych powstających podczas oczyszczania ścieków mleczarskich jedynym rozsądnym rozwiązaniem jest taka ich przeróbka, by osad mógł być poddany recyklingowi do środowiska w postaci nawozu bądź mógł być użyty do rekultywacji gleby. Prowadzone w Katedrze Technologii Wody, Ścieków i Osadów Politechniki Białostockiej od początku lat dziewięćdziesiątych badania osadów generowanych w komunalnych i przemysłowych oczyszczalniach województwa podlaskiego wykazały, iż osady te charakteryzują się niską zawartością metali ciężkich, jak również bogate są w pierwiastki nawozowe. Osad generowany przez oczyszczalnię w Wysokiem Mazowieckiem jak i pozostałe obiekty oczyszczające ścieki mleczarskie charakteryzuje się niską zawartością metali ciężkich, co predysponuje go do rolniczego wykorzystania bądź też do wykorzystania jako składnika do kompostowania. Autorzy monitorują skład osadów z oczyszczalni ścieków mleczarskich od połowy lat dziewięćdziesiątych, wyniki badań prezentowane były w kraju i za granicą.

4. Aspekty sanitarne dotyczące zastosowania osadów ściekowych do procesu kompostowania

Podstawowym elementem warunkującym otrzymanie dobrego, stabilnego kompostu, oprócz parametrów fizykochemicznych, jest jego stan sanitarny. Aby wyeliminować zagrożenie sanitarne związane z wykorzystaniem osadów poszczególne kraje ustalają dopuszczalne limity zanieczyszczeń, które określone są w odpowiednich przepisach prawnych. W Polsce w 1999 roku minister ochrony środowiska i zasobów naturalnych wydał rozporządzenie w sprawie warunków, jakie muszą być spełnione przy wykorzystaniu osadów ściekowych na cele nieprzemysłowe. W sierpniu 2002 roku nastąpiła nowelizacja tych przepisów, która wprowadziła zmianę w warunkach sanitarnych osadów stosowanych w rolnictwie. Mogą być one wykorzystane rolniczo i do rekultywacji gruntów, o ile nie wyizolowano w nich bakterii z rodzaju *Salmonella*, a także liczba żywych jaj pasożytów jelitowych *Ascaris sp.*, *Trichuris sp.* oraz

Toxocara sp. w kg suchej masy osadu jest równa 0 w wypadku stosowania osadów w rolnictwie lub jest nie większa niż 300 w przypadku wykorzystania osadów do rekultywacji gruntów zarówno na potrzeby rolnicze jak i nierolnicze.

Osady z oczyszczalni ścieków z Mlekovity w Wysokim Mazowieckim są badane w Katedrze Biologii Sanitarnej i Biotechnologii Politechniki Białostockiej od kilku lat. Należy podkreślić fakt, że kierownictwo oczyszczalni stale dąży do poprawy jakości oczyszczanych ścieków i wytwarzanych przez oczyszczalnię osadów ściekowych. Prowadzony jest rozszerzony w stosunku do obowiązujących technikę wstępnego namnażania na podłożu bulionowym z seleninem według Leifsona. Bakterie izolowano na podłożach wybiórczo różnicujących SS i Rambacha. Do identyfikacji szczepów wykorzystano testy API 20E. Badania helmintologiczne prowadzono stosując metodę flotacyjną według Wasilkowej oraz metodę Quinn i wsp. Oznaczenia wybranych organizmów parazytologicznych prowadzono w próbkach osadów o masie 100 g.

Badany osad z oczyszczalni ścieków w Wysokim Mazowieckim spełnia podstawowe kryteria i może być wykorzystany na potrzeby rolnicze i nierolnicze oraz do rekultywacji gruntów, gdyż z próbki osadu nie wyizolowano bakterii z rodzaju *Salmonella*, a także nie stwierdzono obecności żywych jaj pasożytów jelitowych *Ascaris sp.*, *Trichuris sp.* oraz *Toxocara sp.*

5. Charakterystyka jakościowa i ilościowa komponentów, technologia kompostowania w Nadleśnictwie Rudka

Podstawowym elementem w procesie kompostowania są trociny, słoma i zrębki, a dodatkowo osady ściekowe pochodzące z oczyszczalni ścieków mleczarskich S.M. MLEKOVITA w Wysokim Mazowieckim. Ilość komponentów, niezbędnych w procesie kompostowania przyzmaczowego na terenie Nadleśnictwa Rudka przedstawia poniższe zestawienie. Szacunkowa ilość komponentów użytych do badań:

- 180 m³ słomy,
- 180 m³ trocin,
- 180 m³ zrębków,
- 100 m³ osadów ściekowych.

Ze względu na charakter regionu możliwe jest pozyskanie wyżej wymienionych komponentów. Słoma pochodzi z indywidualnych gospodarstw rolnych, trociny natomiast dostępne są w nieograniczonej ilości poza sezonem grzewczym kiedy to używane są do opalania specjalnie przystosowanych kotłów. Uruchomienie procesu kompostowania będzie także miało wpływ na aktywizację terenów rolniczych regionu północno-wschodniej Polski. W czasie wstępnych badań przed określeniem proporcji komponentów w przyzmaczach badawczych zbadano skład biomasy osadów pochodzących z oczyszczalni ścieków mleczarskich oraz gleby stanowiącej tło badawcze, wyniki badań prezentują tabele 1 i 2.

Tabela 1. Zawartość metali ciężkich w substratach poddawanych procesowi kompostowania w mg/kg s.m.

Parametr	Trociny	Słoma	Zrębki	Gleba-tło	Osady ściekowe	Najwyższe dopuszczalne wartości według rozporządzenia
Pb	<6,0	<6,0	20,0	4,0	6,0	500
Cu	<5,0	<5,0	<5,0	2,2	31,0	800
Cd	0,45	0,31	0,31	0,060	0,46	10
Cr	<5,0	<5,0	<5,0	1,0	22,0	500
Ni	<5,0	<5,0	<5,0	1,2	4,8	100
Zn	40	18	38	16	273	2500
Hg	0,020	0,015	0,029	0,013	0,23	5

Źródło: badania własne.

Tabela 2. Zawartość pierwiastków nawozowych oraz węgla w substratach poddawanych procesowi kompostowania

Parametr	Jednostka	Trociny	Słoma	Zrębki	Gleba – tło	Osady ściekowe
N _{og}	g/kg s.m.	4,28	7,14	-	1,0	93,6
N _{og}	% s.m.	0,43	0,71	-	0,1	9,36
P _{og}	g/kg s.m.	1,85	5,36	-	0,71	22,5
P _{og}	% P ₂ O ₅ s.m.	0,85	2,46	-	0,33	11,2
Uwodnienie	%	25	11,3	22	-	91
Sucha masa	%	75	88,7	78	-	9
Zawartość węgla	% s.m.	47	41	51,5	-	18
Zawartość węgla	g/kg s.m.	470	410	515	-	180

Źródło: opracowanie własne.

Kompostowanie prowadzone będzie w trzech przyzmaczach o długości około 90 m każda. Wysokość przyzmy około 1,5 m, szerokość dolnej podstawy około 2,0 m, a górnej około 1,0 m. Przyjęte wymiary warunkowane są powierzchnią dostępną do procesu kompostowania w Nadleśnictwie Rudka, a także możliwością zastosowania urządzenia do mechanicznego przerzucania przyzmy kompostowej.

Każda z pryzm podzielona zostanie na trzy jednakowe odcinki o długości około 20 m. W każdym z tych odcinków zostaną zastosowane różne proporcje osadów ściekowych (maksymalnie osady będą stanowiły 30% objętości pryzmy). Szczegółowe proporcje ilości biokomponentów zostaną określone na podstawie badań, wykonanych bezpośrednio przed ułożeniem pryzm. Biochemiczne przemiany substancji organicznej w procesie kompostowania są podobne jak w glebie. Rozkład ten może przebiegać na drodze tlenowej i beztlenowej mimo, że kompostowanie to głównie rozkład tlenowy złożonych związków organicznych (tłuszczów, białek i węglowodanów). Rozkład powodują mikroorganizmy, w tym bakterie termofilowe, promieniowce i grzyby. W kompoście stwierdza się różne odmiany *Penicilinum*, *Rhizopus*, *Aspergillus*, *Mucor* itd. Bakterie mezofilne występują tylko przy niższych temperaturach, w pierwszej fazie procesu, natomiast przeważają bakterie termofilne warunkujące właściwy przebieg kompostowania.

W kompostowaniu zachodzą dwa równoległe procesy biochemiczne:

- mineralizacja (utlenienie substancji organicznej do dwutlenku węgla, wody, azotanów, siarczanów, fosforanów i innych składników w najwyższym odpowiadającym im stopniu utlenienia – reakcje egzotermiczne, stąd proces samozagrzewania się pryzm);
- humifikacja (syntezy składników rozkładu w wielocząsteczkowe substancje próchnicze).

Aktywność enzymów, bakterii i promieniowców odpowiedzialnych za rozkład substancji organicznej zależy od wielu czynników:

- odpowiedniego składu chemicznego odpadów poddawanych kompostowaniu (min. ilość substancji organicznej powyżej 30%, brak substancji toksycznych),
- pH masy kompostowej (optymalnie około 5,5),
- temperatury procesu (opt. około 50-65°C),
- rozdrobnienia odpadów (optymalna wielkość cząstek w kompostowaniu naturalnym 25-40 mm, przy mechanicznym około 12 mm),
- wilgotności 40-70% – optymalnie 55%),
- stosunku C/N – optymalny 15, [5].

Według danych literaturowych można wymienić następujące zalety procesu kompostowania:

- możliwość uzyskiwania gotowego produktu w okresach, kiedy występuje na niego największe zapotrzebowanie w rolnictwie, leśnictwie i ogrodnictwie,
- kompost może być składowany bez szkodliwego oddziaływania na środowisko (odory, odcieki) i utraty swoich właściwości,
- kompost dojrzały może być stosowany przez cały sezon wegetacyjny np. w parkach, na trawniki, w szkółkach leśnych,
- stosowanie kompostu nawet na dużych arealach może odbywać się z użyciem ogólnie dostępnych, prostych maszyn rolniczych, [5].

W Polsce spotyka się próby kompostowania osadów ściekowych z użyciem różnych dodatków na przykład słomy, obornika, trocin lub wapna. Dodatki stanowią zwykle od 20 do 40 procent w stosunku do całej masy kompostowej w odniesieniu do suchej masy. Wilgotność w procesie jest najczęściej utrzymywana w granicach 60%, a czas kompostowania wynosi około 24 tygodni. W trakcie badań zaobserwowano znaczny spadek zawartości węgla, który zachodził równomiernie przez cały okres kompostowania. Średni spadek zawartości węgla wyniósł około 18%. Przeprowadzone badania [6,7] wykazały ponadto wzrost zawartości azotu ogólnego o około 50-60%. Wzrost azotu był najsilniejszy pod koniec dojrzewania badanych kompostów. We wszystkich badanych kompostach nastąpił znaczny wzrost zawartości rozpuszczalnych form azotu N-NH₄ i N-NO₃. W przypadku azotu amonowego wzrost wyniósł średnio około 60-70%, natomiast zawartość azotu azotanowego wyniósł około 250%. Najlepszy stosunek C do N w odniesieniu do kompostu stosowanego do celów rolniczych wyniósł około 14,2 do 16,2 w przypadku kompostowania osadów ściekowych ze słomą.

Literatura

- [1] Cierech R., *Zastosowanie kompostów w szkółkach leśnych na terenie Regionalnej Dyrekcji Lasów Państwowych w Białymstoku*, „Woda, ścieki i odpady w małych miejscowościach województwa podlaskiego w aspekcie integracji Polski z Unią Europejską, Fundacja Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych, Białystok 2002.
- [2] Boruszko D., Dąbrowski W., Magrel L., *Bilans ścieków i osadów ściekowych w oczyszczalniach ścieków województwa podlaskiego 1998-2000*, Fundacja Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych, Białystok 2000.
- [3] Dąbrowski W., Magrel L., *Oczyszczanie ścieków, unieszkodliwianie i przeróbka osadów ściekowych pochodzących z zakładów przetwórstwa mleczarskiego*, projekt badawczy nr 7 TO7G 029 11, Białystok 1998.
- [4] Dąbrowski W., Wierzbicki T.L., *Charakterystyka oraz zagospodarowanie osadów z indywidualnych oczyszczalni ścieków mleczarskich Polski północno-wschodniej*, monografia Komitetu Inżynierii Środowiska PAN nr 11, mat. I Kongresu Inżynierii Środowiska, Lublin 2002.
- [5] Pęczkowska-Maik G., *Kompostowanie z zastosowaniem biopreparatu TRIGGER-4*, materiały reklamowe, Tarnobrzeg 2000.
- [6] Czyżyk F., Kuczevska M., Sieradzki T., *Wstępne wyniki badań kompostowania płynnych osadów ściekowych ze słomą*, Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych 2001, z. 475, s. 263-269.
- [7] Ciećko Z., Harnisz M., Najmowicz T., *Dynamika zawartości węgla i azotu w osadach ściekowych podczas ich kompostowania*, Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych 2001, z. 475, s. 253-262.

COMPOSTING OF BIOMASS AND SEWAGE SLUDGE FOR FOREST PLANT PRODUCTION

Summary

The paper presents primary results of researches carried out in The Institute of Engineering and Protection of the Environment, Technical University of Białystok. Authors are searching parameters for sewage sludge and biomass composting used for forest plant production. Studies, which were done in 1990-2000, have proved that sewage sludge from waste water treatment plants of podlaskie province could be a component for compost production. The composition of such a biomass as forest chip, saw dust and straw was checked (heavy metals, biogenic compounds, dry mass and carbon). The balance of sewage sludge and biomass was also presented.

WPŁYW USUWANIA ZANIECZYSZCZEŃ STAŁYCH POWSTAJĄCYCH PODCZAS CHOWU PSTRĄGA TĘCZOWEGO NA JAKOŚĆ ODPROWADZANYCH DO ŚRODOWISKA WÓD POPRODUKCYJNYCH

Streszczenia

Powszechnie stosowana w gospodarstwach pstrągowych metody usuwania zanieczyszczeń stałych polega na usuwaniu zawiesiny poprzez jej sedymentację w wydzielonych strefach basenów do tuczu ryb. W wodach odpływających z basenów oraz ze stawu osadowego do odbiornika stwierdzono statystycznie istotny wzrost zawartości związków azotu i fosforu. Średnie ich stężenie było większe od ilości zawartej w wodzie dopływającej o 0,37 mg N/dm³ i o 0,121 mg P/dm³. BZT₅ w odpływie ze stawu osadowego wzrastało średnio o 2,89 mg O₂/dm³, a stężenie azotu amonowego o 0,404 mg N/dm³. Uzyskane wyniki pozwoliły stwierdzić, że prowadzony w gospodarstwie sposób usuwania zanieczyszczeń stałych poprzez ich gromadzenie w stawie osadowym zmniejsza ilość odprowadzanych do odbiornika zanieczyszczeń tylko o około 10-15% ilości wprowadzonej do wody z paszą. Największy wpływ ma na to długi okres magazynowania osadów w stawie osadowym, co wpływa na uwalnianie do przepływającej wody azotu i fosforu ogólnego wcześniej zatrzymanych razem z zawiesiną.

Wstęp

Wraz z rosnącym zapotrzebowaniem na tak zwane owoce morza i jednoczesnym wzrostem produkcji akwakultur, coraz częściej zwraca się uwagę na występujące zagrożenie dla środowiska naturalnego. Liczne badania dostarczają dowodów negatywnego ich oddziaływania na ekosystemy wodne. Szczególnie dotyczy to produkcji ryb łososiowatych, gdzie odprowadzane zanieczyszczenia to przede wszystkim związki biogenne oraz zawiesiny [3, 4, 9]. Skłoniły one większość krajów uprzemysłowionych do opracowania technologii oczyszczania wód odprowadzanych z gospodarstw rybackich. Związane to było z wprowadzeniem odpowiednich regulacji prawnych, które zobowiązywały producentów do usuwania z wody głównie zawiesiny. W krajach Unii Europejskiej przepisy takie obowiązują już od wielu lat. W ostatnich latach również w Polsce uregulowano tę kwestię określając odpływy z gospodarstw rybackich jako ścieki. Końcowym rezultatem tych działań ma być ochrona wód Morza Bałtyckiego, jak również dostosowanie naszych przepisów do obowiązujących w Unii.

Do usuwania zawiesiny z wód poprodukcyjnych w gospodarstwach rybackich wykorzystywane są głównie osadniki, stawy ziemne oraz mikrosita. Spośród licznych urządzeń najczęściej wykorzystywane są systemy oczyszczania wód oparte o różnego rodzaju osadniki. Postępując odpowiednio z wydzielonymi osadami można usunąć z wody około 50% azotu amonowego, 50-70% fosforu i 60-80% zawiesiny [5]. Jednak efektywność oczyszczania zależy od wielu czynników, szczególnie od sprawności urządzeń do usuwania zawiesiny i sposobu postępowania z wydzielonymi osadami.

Wpływ takiej technologii usuwania zawiesiny z wód poprodukcyjnych na ilość odprowadzanych do odbiornika zanieczyszczeń jest tematem niniejszego artykułu. Zaprezentowano wyniki badań przeprowadzonych w gospodarstwie pstrągowym zlokalizowanym w okolicy Olsztyna. Stosując analizę statystyczną starano się stwierdzić, które wskaźniki odgrywają istotną rolę jako zanieczyszczenie w odpływie z gospodarstwa oraz w jakim stopniu obecny sposób postępowania z zanieczyszczeniami stałymi wpływa na zmniejszenie ich ilości, jaka jest odprowadzana do środowiska.

I. Materiały i metody

Badania przeprowadzono w gospodarstwie pstrągowym zlokalizowanym nad rzeką Łyną. W gospodarstwie prowadzony jest chów pstrąga tęczowego (*salmo gairdneri* Rich.). Ośrodek posiada 31 basenów do tuczu ryb o łącznej powierzchni 3360 m². Baseny charakteryzują się tym, że posiadają wydzieloną część imitującą osadnik, w której nie prowadzi się chowu ryb i służy ona do zatrzymywania zanieczyszczeń stałych. Za pomocą systemu kanalizacyjnego, zgromadzone w tych częściach basenów osady, odprowadzane są do stawu osadowego zwanego odstojnikiem, gdzie są magazynowane.

Ponieważ zanieczyszczenia stałe zbierające się w osadnikach są usuwane hydraulicznie, w stawie osadowym występuje ciągły przepływ wody o zmiennym natężeniu, która również odpływa do rzeki.

Próby do badań pobierano z kanału doprowadzającego i odprowadzającego wodę z basenów do tuczu ryb oraz z odpływu z odstojnika z częstotliwością – średnio raz na miesiąc (rysunek 1). Badania prowadzono w latach 1998/99 przez 18 miesięcy.

Analiza fizyczno-chemiczna wody obejmowała oznaczenia: temperatury, odczynu (pH), zawartości ortofosforanów rozpuszczonych (P-PO₄), fosforu ogólnego (P_{og}), azotu amonowego (N-NH₄), azotu azotanowego (N-NO₃), azotu ogólnego (N_{og}), biochemicznego zapotrzebowania tlenu (BZT₅).

Zawartość ortofosforanów, azotu amonowego i azotanowego oznaczano metodą kolorymetryczną. Próby do oznaczeń azotu i fosforu ogólnego mineralizowano metodą „na mokro”. Następnie azot ogólny oznaczano metodą destylacji w aparacie Parnas-Wagnera. Zawartość tlenu w wodzie do BZT₅ określano metodą Winklera. Pomiar odczynu prowadzono przy użyciu pH-metru. Oznaczenia wykonano zgodnie z metodyką opisaną przez Hermanowicza [2] oraz w Standard Methods [8].

W ocenie istotności różnic pomiędzy zawartością poszczególnych składników zastosowano test t-Studenta. Przyjęto różnice za istotne statystycznie przy p<0,05.

2. Omówienie wyników i dyskusja

Wody wykorzystywane w produkcji pstrąga tęczowego oraz innych ryb łososiowatych powinny się charakteryzować niską temperaturą oraz jak największą czystością. Jak wykazały badania, woda pobierana przez ośrodek spełnia powyższe warunki i prowadzenie chowu ryb łososiowatych w gospodarstwie nie sprawia z tego względu większych problemów. W okresie badań temperatura wody ulegała zmianom w zależności od pory roku, zimą obniżała się do 1 °C, latem natomiast wzrastała maksymalnie do 22,5 °C. Charakterystyka wody w rzece nie ulega większym zmianom już od wielu lat. Podobne wartości stężenia badanych wskaźników zanieczyszczeń stwierdzono również podczas badań prowadzonych w latach 1972-1974 [6]. Największy wpływ na powyższy stan ma fakt, że bezpośrednio przed ośrodkiem płynie ona przez duży kompleks leśny pod nazwą „Las Warmiński”, gdzie liczba punktowych źródeł zanieczyszczeń jest niewielka.

Gospodarstwo pstrągowe w którym prowadzono badania w 1998 roku wprowadziło z paszą do wody około 1100 kg fosforu oraz 7000 kg azotu. Z ilości tej od 15 do 30% zostało usunięte z wody razem z rybami. Produkcja w tym czasie wyniosła około 96 ton pstrąga tęczowego. Pozostała ilość związków biogenych trafiła do odpływu lub została zdeponowana razem z osadami. Proporcje pomiędzy tym ile związków biogenych trafia do odpływu, a ile trafia do osadów są trudne do określenia, ponieważ zależy to od bardzo wielu czynników. Orientacyjnie określono, że stosunek podziału tych związków pomiędzy odpływem i osadami wynosi dla azotu około 2: 1, natomiast dla fosforu 1: 2,5.

Wody odpływające z basenów do tuczu ryb charakteryzowały się podwyższoną zawartością badanych wskaźników. Procentowy wzrost stężenia ortofosforanów oraz fosforu ogólnego w odpływie kształtuje się odpowiednio na poziomie 41% i 20%. Największy wzrost zawartości tych związków w odpływie obserwowano w miesiącach wiosenno-letnich czyli w okresie najintensywniejszego karmienia ryb. Z danych literaturowych wynika, że różnica pomiędzy ilości dopływającą a odpływającą z gospodarstw pstrągowych w okresie od lipca do października może wahać się od 0,13 do 0,418 mg P-PO₄ l⁻¹ [10]. Przyrost zawartości tego związku w wodach poprodukcyjnych z badanego gospodarstwa jest znacznie niższy i wynosi średnio 0,014 mg P l⁻¹ (tabela 1).

Tabela 1. Przyrost zawartości poszczególnych składników zanieczyszczeń w wodzie odpływającej z basenów

Oznaczenie	Jednostka	Wartość minimalna	Wartość maksymalna	Wartość średnia	Odchylenie standardowe
Odczyn	pH	0,04	0,25	0,19	0,14
Ortofosforany	mg P-PO ₄ l ⁻¹	0,002	0,051	0,014	0,009
Fosfor ogólny	mg P l ⁻¹	0,004	0,055	0,014	0,009
Azot amonowy	mg N-NH ₄ l ⁻¹	0,000	0,190	0,035	0,045
Azot azotanowy	mg N-NO ₃ l ⁻¹	-0,110	0,012	-0,012	0,033
Azot ogólny	mg N l ⁻¹	-0,84	0,70	0,08	0,35
BZT ₅	mg O ₂ l ⁻¹	0,10	0,90	0,36	0,22

Źródło: opracowanie własne.

W odprowadzanej z gospodarstwa wodzie stwierdzono znaczny wzrost zawartości azotu amonowego i dla przeprowadzonych 21 oznaczeń wynosił on 0,035 mg N-NH₄ l⁻¹ (tabela 1). Oznacza to wzrost stężenia o około 70% ilości, jaka występuje w dopływającej wodzie rzecznej. Silne właściwości toksyczne amoniaku w stosunku do ryb sprawia, że jego stężenie w wodzie ma duże znaczenie dla hodowców. Wprowadzane z coraz większym powodzeniem zamknięte lub częściowo zamknięte obiegi wody w ośrodkach produkcji ryb opierają się głównie na usuwaniu tej formy azotu, poprzez zastosowanie procesów nityfikacji i denityfikacji.

Technologie takie jeszcze do niedawna nie uwzględniały usuwania związków fosforu zawartych w wodzie. Dalsze badania nad doskonaleniem tych układów powinny uwzględniać również ten pierwiastek. Przykładem może być prototypowy układ uruchomiony w ośrodku badawczym Rehovot [1]. Technologia ta oprócz usuwania związków azotu pozwala zmniejszyć o około 90% zawartość fosforu ogólnego wprowadzonego do wody podczas tuczu ryb.

Analizując stężenia azotu ogólnego stwierdzono duże wahania jego zawartości w odprowadzanej z basenów wodzie. Podobnie dużym zmianom ulegała zawartość azotu azotanowego. Średni wzrost stężenia azotu ogólnego wynosił 0,08 mg N l⁻¹, natomiast stężenie azotu azotanowego w wodach poprodukcyjnych jako jedyne wykazywało niższe wartości od ilości stwierdzanej w dopływie do gospodarstwa. Stężenie BZT₅ wody odpływającej z basenów było wyższe o około 20% i różnica ta wynosiła średnio 0,36 mg O₂ l⁻¹.

Przyjmując ilość wody jaką gospodarstwo pobiera z rzeki, a określoną w pozwoleniu wodnoprawnym, obliczono, że do środowiska trafiało od 4,77 do 6,44 g fosforu ogólnego, od 27,2 do 36,8 g azotu ogólnego oraz od 122,7 do 165,6 g O₂ (liczone jak BZT₅) od każdego wyprodukowanego kilograma ryb. Najczęściej się przyjmuje, że ilości zanieczyszczeń odprowadzane przez gospodarstwa pstrągowe które nie prowadzą oczyszczania odpływów kształtują się w zakresie od 11 do 25,6 g P, od 83,0 do 124,2 g N od każdego wyprodukowanego kilograma ryb. Porównując powyższe wyniki można stwierdzić, że w badanym gospodarstwie wraz z zawiesiną zatrzymywana jest znaczna ilość biogenów. Badania potwierdzają, że przy właściwym postępowaniu i zastosowaniu odpowiednich pasz ilość związków fosforu odprowadzana do odbiornika może wynosić tylko 3,9 g P od każdego wyprodukowanego kilograma ryb [7].

Osad, który gromadzi się w osadnikach poprzez system kanalizacyjny trafia do stawu osadowego gdzie jest magazynowany. Różnice w zawartości poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń pomiędzy wodą dopływającą a odpływającą z tego stawu zaprezentowano w tabeli 2. Średni przyrost zawartości fosforu ogólnego w odpływie wynosił 0,121 mg P l⁻¹, w ilości tej około 94% stanowiły ortofosforany.

Proces uwalniania związków biogenych z osadów znajdujących się w odstojniku uzależniony był głównie od temperatury wody i dlatego w miesiącach letnich zawartość tych składników w wodzie była największa – wzrastając maksymalnie o 0,271 mg P l⁻¹ i 1,1 mg N l⁻¹. W fosforze ogólnym największy udział miały ortofosforany – 80-90% a w azocie ogólnym – azot amonowy, nawet do 100%. Również najwyższe wartości BZT₅ w wodzie odpływającej stwierdzano w miesiącach letnich i maksymalny przyrost wynosił 5,7 mg O₂ l⁻¹. Zawartości związków azotu i fosforu oraz BZT₅ stwierdzone w odpływie z odstojnika są około 8-krotnie wyższe od ilości występujących w odpływie z basenów.

Tabela 2. Przyrost zawartości poszczególnych składników zanieczyszczeń w wodzie odpływającej z odstojnika

Oznaczenie	Jednostka	Wartość minimalna	Wartość maksymalna	Wartość średnia	Odchylenie standardowe
Odczyn	pH	-0,44	0,35	-0,02	0,20
Ortofosforany	mg P-PO ₄ l ⁻¹	0,025	0,236	0,114	0,076
Fosfor ogólny	mg P l ⁻¹	0,035	0,271	0,121	0,091
Azot amonowy	mg N-NH ₄ l ⁻¹	0,012	1,096	0,364	0,381
Azot azotanowy	mg N-NO ₃ l ⁻¹	-0,050	0,004	-0,004	0,018
Azot ogólny	mg N l ⁻¹	-0,22	1,10	0,37	0,40
BZT ₅	mg O ₂ l ⁻¹	0,35	5,70	2,89	1,98

Źródło: opracowanie własne.

Uzyskane wyniki wskazują, iż znaczna część zdeponowanych razem z osadami zanieczyszczeń ulega uwolnieniu do przepływającej wody w wyniku zachodzących procesów mineralizacji. Uwalnianie znacznych ilości zanieczyszczeń związane jest głównie ze spadkiem zawartości tlenu w przydennej warstwie wody, co znacznie przyspiesza ten proces. Największa ilość zanieczyszczeń uwalniana jest w miesiącach letnich, podobnie jak to ma miejsce w jeziorach silnie zeutrofizowanych. W jeziorach takich obserwuje się tzw. proces wewnętrzny wzbogacania, który zachodzi bardzo intensywnie w przypadku wystąpienia warunków beztlenowych. Przeprowadzone w odstojniku kilkakrotne oznaczenia zawartości tlenu w przydennej warstwie wody potwierdziły te przypuszczenia. Podczas badań w okresie wiosenno-letnim nie stwierdzano obecności tlenu lub bardzo niskie jego stężenia (około 0,1 mg O₂ l⁻¹).

Statystyczna analiza za pomocą testu t-Studenta wyników uzyskanych w przeciągu 18 miesięcy badań wykazała negatywny wpływ produkcji rybackiej na jakość wody odprowadzanej do odbiornika zarówno z basenów do tuczu ryb jak również wody odpływającej ze stawu osadowego (tabela 3). Tylko stężenia azotu ogólnego i azotanowego w odpływie z basenów oraz azotu azotanowego w odpływie z odstojnika nie różniły się statystycznie z ilościami zawartymi w dopływającej do gospodarstwa wodzie. Podobnie było w przypadku odczynu wody odpływającej z odstojnika. Pozostałe wskaźniki zanieczyszczeń wykazywały statystycznie istotne wyższe zawartości w odpływie.

Tabela 3. Statystyka t-studenta dla średnich zawartości badanych wskaźników w wodzie dopływającej i odpływającej z gospodarstwa

Oznaczenie	Dopływ – odpływ z basenów	Dopływ – odpływ z odstojnika
	p	p
pH	0,0001*	0,7
Ortofosforany	0,000001	0,0000002
Fosfor ogólny	0,000009	0,000018
Azot amonowy	0,002	0,0005
Azot azotanowy	0,29	0,053
Azot ogólny	0,4	0,005
BZT ₅	0,000003	0,00004

* – Wartości pogrubione oznaczają zależność statystycznie istotną

Źródło: opracowanie własne.

W gospodarstwie w którym prowadzono badania do produkcji pstrąga tęczowego wykorzystuje się dziennie tyle wody, jaką zużywa około 560 tys. osób. W naszym kraju tylu mieszkańców liczą jedne z największych miast – Wrocław oraz Poznań. Zmiany jakościowe w wodzie odprowadzanej z gospodarstw rybackich są stosunkowo niewielkie, dlatego w Polsce dotychczas powszechnie jest przekonanie, że ośrodki pstrągowe nie są zagrożeniem dla czystości wód powierzchniowych. Jednak przy tak ogromnym zużyciu wody znaczenia nabiera nawet mała ilość zanieczyszczeń zawarta w odpływającej wodzie. Czynnikiem zwiększającym zagrożenie środowiska wodnego od strony gospodarstw pstrągowych jest fakt skoncentrowania ich na obszarach naszego kraju gdzie licznie występują zbiorniki wodne na ochronie których szczególnie nam zależy. Zanieczyszczenia dopływające do jezior najczęściej w nich zostają zatrzymane, zwiększając stopień zeutrofizowania wód.

Porównując zaprezentowane wyniki zawartości BZT₅, azotu i fosforu ogólnego z wskaźnikiem odnoszącym się do RLM, gospodarstwo to odprowadza do odbiornika, tylko z samych basenów do tuczu ryb bez ilości odpływającej ze stawu osadowego, tyle zanieczyszczeń, co około 600-700 osób (w zależności od wskaźnika). Przyjęte założenia w stosunku do RLM dotyczą odprowadzanych ścieków nieoczyszczonych, które to najczęściej trafiają do oczyszczalni gdzie znaczna część tych zanieczyszczeń zostaje zatrzymana a ilości odpływające do odbiornika są około 10-krotnie mniejsze.

Podsumowanie

Przeprowadzone badania wody pobieranej i odprowadzanej z gospodarstwa rybackiego wykazały statystycznie istotny wzrost zawartości zanieczyszczeń w wodach poprodukcyjnych. Ładunki zanieczyszczeń odprowadzane przez to gospodarstwo są znaczne, co wskazuje na konieczność oczyszczania odprowadzanych wód poprodukcyjnych.

Stosowana obecnie w gospodarstwie technologia oczyszczania wód jest nieskuteczna i dalsze jej stosowanie jest niecelowe. Przyczyną tego jest długi okres przetrzymywania i magazynowania osadów w wodzie, co sprawia, że zanieczyszczenia w nich wstępnie zatrzymane z upływem czasu zostają uwolnione do przepływającej wody. Stężenie zanieczyszczeń w odpływie z odstojnika było kilkakrotnie wyższe niż w wodzie odprowadzanej z basenów.

Wśród producentów ryb powszechnie jest przekonanie, że obecny sposób postępowania z osadami poprzez ich gromadzenie w odstojniku jest wystarczającym elementem zatrzymywania zanieczyszczeń powstających w toku produkcji ryb. Stosowana metoda wymaga modernizacji i wdrożenia nowych bardziej wydajnych technologii.

Literatura

- [1] Barak Y., van Rijn J., *Biological phosphate removal in a prototype recirculating aquaculture treatment system*, „Aquac. Engineering” 2000 Nr 22, s. 121-136.
- [2] Hermanowicz W., Dojlido J., Dożańska W., Koziorowski B., Zerbe J., *Fizyczno-chemiczne badania wody i ścieków*, wyd. 2, Arkady, Warszawa 1999.
- [3] Korzeniewski K., Trojanowski J., Mrozek B., *Effect of intensive trout culture on contents of nutrients in water*, „Pol. Arch. Hydrobiol” 1982 nr 29, s. 3-4, 625-632.
- [4] Korzeniewski K., Trojanowski J., Trojanowska Cz., *Hydrochemical study of lake Szczytno Małe with trout cage culture*, „Pol. Arch. Hydrobiol” Nr 32, s. 2, 157-174.
- [5] Mäkinen T., Lindgren S., Eskelinen P., *Sieving as an effluent treatment method for aquaculture*, „Aquaculture Engineering” 1987, s. 367-377.
- [6] Piotrowska E., Więclawski F., *Badania zmian składu fizykochemicznego wód rzeki Łyny w latach 1972-1974*, Zesz. Nauk. ART, Olsztyn 1976.
- [7] Ruohonen K., Vielma J., Grove D.J., *Comparison of nutrient losses into the water from rainbow trout culture based on fresh baltic herring, moist and dry diets*, „Aquacult. Internat” 1998 nr 6, s. 441-450.
- [8] Standard Methods., *Standard methods for the examination of water and wastewater*, wyd. 17, Am. Public Health Assoc., Washington 1989.
- [9] Trojanowski J., Trojanowska Cz., Ratajczyk H., *Effect of intensive trout culture in lake Łętowo on it's bottom sediment*, „Pol. Arch. Hydrobiol.” 1982 nr 29, s. 3-4, 659-670.
- [10] Wiesmann D., Scheid H., Pfeffer E., *Water Pollution with Phosphorus of Dietary Origin by Intensyvely Fed Rainbow Trout (salmo gairdnerii Rich.)*, „Aquaculture” 1988 nr 69, s. 263-270.

THE IMPACT OF THE REMOVAL OF PARTICLES POLLUTANTS PRODUCED DURING RAINBOW TROUT REARING ON QUALITY OF PROCESS WATER REMOVED TO THE ENVIRONMENT

Summary

Methods of the particles pollutants removal, commonly used in trout farms, lay in the fact of suspension removal through the sedimentation in selected zones of the fish-fattening basins. In the effluent from the basins and from sediment pond to the receiving water the increase in nitrogen and phosphorus compounds concentrations was observed. The average values of the contents in the effluent were higher than in the influent by $0,37 \text{ mg N/dm}^3$ and $0,121 \text{ mg P/dm}^3$. There was the increase in BOD₅ concentration in the effluent from sediment pond by $2,89 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$, as for ammonium by $0,404 \text{ mg N/dm}^3$. Obtained results let to conclude that in described trout farm, method of particles pollutants removal through its accumulation in the sediment pond caused the decrease in pollutants concentrations by 10 to 15% of the contents supplied to water with feeding fodder. The highest impact on it has long period of sediment accumulation in sediment pond what influence on nitrogen and total phosphorus releasing (earlier accumulated in the suspension) to the effluent.

Подлозный Э.Д.
Будека Ю.Ф.
Брилка Е.
Магрел Л.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ПЛАЗМЕННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ, ВКЛЮЧАЯ ОЧИСТКУ ВОДЫ И СТОЧНЫХ ВОД

Плазменные технологии в недалекой перспективе должны определять уровень развития ряда отраслей промышленности. Он определяется сложностью задач, выполняемых изделиями и конструкциями, различными условиями эксплуатации устройств и сооружений. В то же время современная структура цен на электроэнергию и топливо пока не благоприятна для широкого внедрения плазменных процессов в промышленность. По мере удорожания цен на органическое топливо и истощения его запасов ситуация будет постепенно меняться [1].

За последние 25 лет достигнуты значительные успехи в области создания высокоэффективного оборудования и по разработке технологических процессов плазменного напыления порошковых материалов. Это объясняется тем, что энергетические, тепловые и газодинамические параметры плазменной струи (температура, мощность, скорость, состав, давление газовой струи) можно регулировать в широких пределах. Так, температуру плазменной струи можно изменять от $(1-2) \cdot 10^3$ К до $5 \cdot 10^4$ К, давление в струе от тысячных долей миллиметра ртутного столба до десятка и более атмосфер, а скорость струи газа – от нескольких метров до сотен и тысяч метров в секунду. При этом температура подложки в процессе плазменного напыления не превышает $100-200^\circ\text{C}$ [1].

Рассмотрено применение холодной плазмы для очистки воды, низкотемпературной плазмы (напыление) в промышленности и плазменное оплавление композитов (панелей, плит) как отделочного материала.

Представляет интерес использование плазмы для очистки как питьевых, так и сточных вод [1]. При этом имеет место уничтожение всех сгораемых элементов, коагуляция и полная дезинфекция обрабатываемой воды. В данном случае здесь используется холодная плазма. Созданы установки (источники питания) на базе НПО «Электротехника» (Таллинн) и компании Estell Pluss AS. Установки плазменной очистки позволяют очищать жидкость от диоксинов и фуранов, от фторо- хлоро- и фосфорорганических загрязнений путем разрушения загрязнений высоковольтным разрядом плазмы в жидкой среде.

Установки особенно эффективны в районах добычи нефти и газа, везде, где нет хорошей питьевой воды.

По сравнению с другими используемыми экономичными методами очистки воды количество затрачиваемой электроэнергии на производство 1 м^3 воды меньше в 2-2,5 раза. Производительность установок по очистке воды составляет $5-100 \text{ м}^3/\text{час}$ при соответствующей номинальной мощности 4-80 кВт.

В различных областях техники (машиностроение, авиа- и космонавтика, электроника, приборостроение и т.п.) получили применение методы газотермического и плазменного напыления на узлы и детали машин и механизмов с применением металлических и керамических порошков. При этом повышается прочность и износостойкость поверхности деталей, при снижении себестоимости их по сравнению с новыми изделиями на 3-40%. Большие успехи в этом отношении достигнуты в Беларуси (институт порошковой металлургии, Белорусский государственный университет информатики и радиоэлектроники, Белорусский национальный технический университет, г.Минск), Украине (институт проблем материаловедения, институт сварки им. Патона, Киев), Германии (институт материалов Аахенского технического университета), Польше (технический университет г.Катовицы). Известны установки для напыления порошков фирм «Sulzer-Metco», «Plasma-Technik», Colmonou (США), Praxair (США), SNMI (Франция), УПУ-3Д (Россия), DFVLR (Германия). На ряде ремонтных предприятий транспорта и сельского хозяйства Беларуси применяют метод электродуговой металлизации для нанесения декоративных и антикоррозионных покрытий на детали и конструкции [2].

Успехи газотермического и плазменного напыления связаны с высокими энергетическими и газодинамическими параметрами метода, возможностью проведения технологического процесса напыления в камере с контролируемой средой (нейтральной, восстановительной, окислительной и др.) и регулируемым в широком диапазоне давлением (от нескольких сотен тысяч до долей Паскаля), легкостью регулирования мощности плазменной струи в диапазоне от 10^3 до 10^6 Вт и более, удельным потоком от 10^2 до 10^6 Вт/см², скоростью истечения плазменной струи до 10^3 м/с и выше, комплексной механизации производственных процессов,

Подлозный Э.Д., докторант, доцент, ведущий научный сотрудник Белорусский национальный технический университет, Белорусский государственный университет информатики и радиоэлектроники, Республика Беларусь; Будека Ю.Ф., кандидат технических наук, доцент Белорусский национальный технический университет Республика Беларусь; Брилка Е., доктор технических наук, профессор, Белостокская политехника, Республика Польша; Магрел Л., кандидат технических наук, Белостокская политехника, Республика Польша

возможностью интеграции плазменной очистки, пайки и напыления в одном технологическом процессе, высокой экологической культурой производства.

В СНГ плазменные технологии также применяются при резке металла, для чего на заводах Одессы, Минусинска, Красноярского края выпускаются машины плазменной резки металла.

Однако строительная индустрия характеризуется недостаточным внедрением средств автоматизации, а также особенностью взаимодействия конструкций с окружающей, часто агрессивной, средой.

Строительные конструкции, в частности стеновые панели имеют значительные габариты. Поэтому нанесение на поверхности конструкций порошков путем плазменного напыления требует большого их расхода. Кроме того силикатные порошки (измельченный стеклобой с добавками) имеет игольчатую, а не круглую поверхность, требует применения дозаторов большой производительности. Поэтому метод плазменного напыления (и наплавки) из силикатных порошков не получил применения на заводах строительной индустрии.

Усилия производителей и ученых были направлены на разработку и применение метода газопламенного и плазменного оплавления поверхности бетонных и керамических материалов и конструкций (композитов) с целью замены других традиционных видов материалов.

Использование плазменных генераторов низкотемпературной плазмы позволяет создать на поверхности материалов значительные градиенты температуры, и при кратковременном воздействии на поверхность изменения претерпевают только тонкие поверхностные слои изделий, а внутренние слои не затрагиваются. Поэтому покрытия, получаемые воздействием низкотемпературной плазмы, имеют высокие декоративные, эксплуатационные и физико-механические свойства.

В Минском НИИ строительных материалов совместно с институтом физики и др. была разработана технология плазменного оплавления композитов (бетонов) на созданной установке плазменной обработки бетона. Установка состоит из машины термической резки, выпускаемой НПО «Кислородмаш» (Одесса), плазменного генератора ПС-2П, изготовленного СКТБ с ОП института физики и источников тока АПР-404, выпускаемых ПО «Электронагрев» [3].

Для защиты от вредных воздействий аэрозолей и токсичных газов, выделяемых при плазменной обработке бетона, была спроектирована и смонтирована вентиляционная станция. Она обеспечивала отсос вредных воздействий не с нижней и боковой, а с верхней плоскости обрабатываемого плазмой изделия при перемещении суппорта установки в любую точку изделия. При этом скорость потока во всасывающем факеле и у источника выделения вредных веществ должна быть не ниже 1,5 м/с, т.е. в зоне работы плазменного генератора должно отсасываться 6000 м³/ч загрязненного воздуха.

На ОЭП Минского НИИСМ были выпущены опытные партии образцов плит, панелей, оплавленные на установке плазменного оплавления.

Из слоев с оплавленной поверхностью выпилены образцы плиток для определения адгезионной прочности, морозостойкости, долговечности и проведения петрографических исследований микроструктуры оплавленного слоя.

Адгезионная прочность покрытия определялась путем отрыва стальной пластины диаметром 30 мм, которая приклеивалась к оплавленной поверхности клеем на основе эпоксидной смолы. Величина адгезионной прочности составляет 1,6-2,3 МПа.

Водонепроницаемость оплавленного покрытия после 24 ч капиллярного подсоса составляет 2,1-2,7 л/м², что несколько ниже, чем через поверхность бетона.

Проведены также испытания на морозостойкость покрытия непосредственным замораживанием и оттаиванием и комплексные исследования долговечности покрытия в камере искусственной погоды, в которой искусственный свет, близкий к солнечному, орошение водой и температура среды обусловлены заданными климатическими условиями средней полосы СНГ.

Образцы прошли 45 циклов попеременного замораживания и оттаивания без видимых дефектов оплавленной поверхности.

Коэффициент диффузного отражения образцов определялся при помощи блескомера фотоэлектрического типа БФ-2. Изменение цвета покрытия к 25 условным годам эксплуатации составляет 18-30% от первоначального.

Термический анализ образцов позволил выявить эндотермические эффекты, обусловленные дегидратацией гидросиликатов кальция и диссоциацией кальцита, которые имеют место при нагревании образцов как с неоплавленным, так и с оплавленными слоями.

При температуре 400⁰ имеет место начало оплавления неоплавленного слоя, а оплавленный слой начинает оплавляться при температуре 340⁰ С. Эндотермические эффекты имеют место при температурах 570-575⁰С (имеет место полиморфный переход модификаций α кварца в β кварц), при температурах 750-760⁰С происходит диссоциация кальцита, а при более высоких температурах – 840-890⁰ С образуются новые фазы из продуктов распада гидросиликатов кальция.

Проведенные замеры проб воздуха на рабочем месте оператора при плазменном оплавлении панелей на предмет наличия вредных веществ показали, что цианистый водород и диоксид азота не обнаружены, а наличие пыли, окиси и двуокиси углерода не превышают предельно допустимых концентраций.

Качественное оплавление поверхности обеспечивается при влажности поверхностного слоя не более 6%. В противном случае необходимо поверхностный слой предварительно подсушить путем однократного или двухкратного прохождения плазматрона над обрабатываемой поверхностью [3].

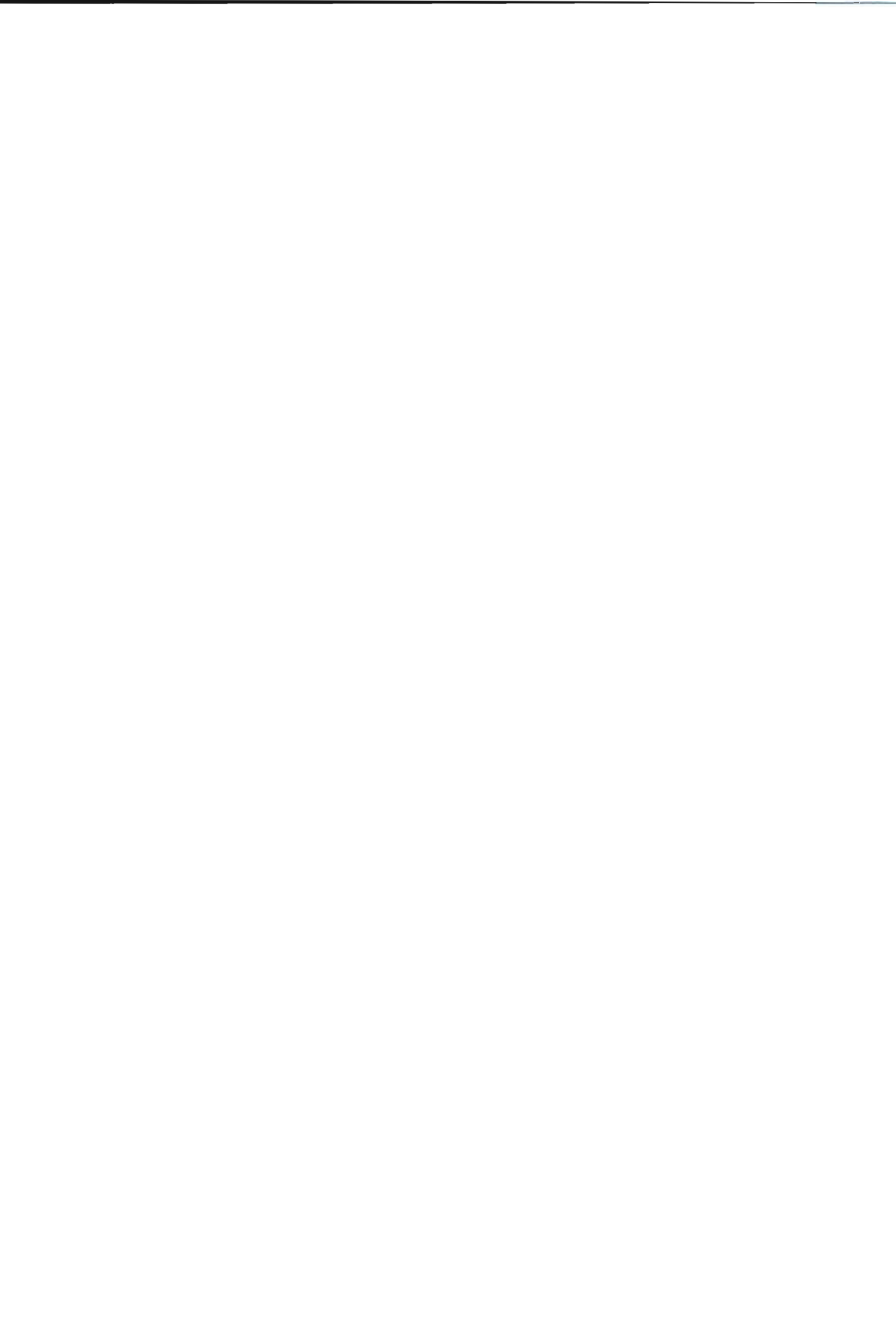
Были определены технические требования к плазменной отделке и составлен технологический регламент.

Недостаточное внедрение метода плазменного оплавления сдерживается на практике следующим:

1. Значительным непропорциональным ростом стоимости электроэнергии и ее ограничениями во многих промышленных центрах.
2. Недостаточная потребность у строителей в высокой технологической культуре, желание получить результаты простыми, старыми способами.
3. Отсутствие прямой связи заводов стройиндустрии, выпускающих новые высококачественные изделия, со строителями объектов, внедряющими изделия с плазменной отделкой.
4. Применяют плазменные технологии также для укрепления грунтовых оснований [4].

Литература

- [1] Плазменные процессы в производстве изделий электронной техники. В 3-х т. Т.3 А.П.Достанко, С.П.Кундас, С.В.Бордусов и др. – Мн.: ФУАинформ, 2001 – с.85, 138.
- [2] Данилов В. О плазменной очистке воды/ Строительство и недвижимость, Мн., 4.02.2003, №5(394), с.15.
- [3] Формирование газотермических покрытий: теория и практика/ А.Ф.Ильющенко, В.А.Оковитый, С.П.Кундас, Б.Форманек.- Мн.: Бестпринт, 2002.- 480 с.
- [4] Подлозный Э.Д. Плазменная технология оплавления композита – новый вид наружной отделки зданий / Информационная среда вуза. IX Международная научно-техническая конференция, 20-21.11.2002. Сб. статей, Ивановская государственная архитектурно-строительная академия, Иваново, 2002, с.253-258.
- [5] Сиротюк В.В. Плазменная технология термического укрепления грунтовых оснований зданий и сооружений. Автореферат диссертации д-ра техн.наук: 05.23.08/ Сибирская государственная автомобильно-дорожная академия.- Омск, 2000. 39 с.



REFERATY SPONSOROWANE

Na prawach rękopisu



WYBRANE ZAGADNIENIA PROJEKTOWE DOTYCZĄCE KONSTRUKCJI I WYPOSAŻENIA POMPOWNI ŚCIEKÓW, WYNIKAJĄCE Z AKTUALNYCH NORM I PRZEPISÓW

Streszczenie

Referat opisuje zagadnienia konstrukcji pompowni ścieków w powiązaniu z obowiązującymi normami i przepisami. W opracowaniu zawarto szczegółowe informacje dotyczące konstrukcji i wyposażenia pompowni ścieków w odniesieniu do najnowszych jak i starszych norm i przepisów. Szczególną uwagę zwrócono na zmiany, które wprowadzono zarówno w stosowanych materiałach jak i sposobach konstrukcji pompowni ścieków w odniesieniu do poprzedniej dekady. Następujący tu dokument może być traktowany jako zestawienie obowiązujących norm i przepisów mających fundamentalny wpływ na projektowanie pompowni ścieków.

Wstęp

Od roku 1990 nastąpił w Polsce wyraźny postęp w rozwoju systemów kanalizacyjnych, w szczególności obszarów wiejskich, skanalizowanych wcześniej w bardzo niewielkim stopniu. Postęp ten miał charakter nie tylko ilościowy, ale także jakościowy, co wiązało się z uzyskaniem dostępu do nowoczesnych technologii i urządzeń stosowanych znacznie wcześniej w krajach zachodnich.

W budowanych wcześniej systemach raczej unikano pompowni kanalizacyjnych, stosując tego typu urządzenia tylko w przypadkach niezbędnych. Urządzenia te z konieczności wykonywano przy wykorzystaniu pomp instalowanych w suchych pomieszczeniach, co zawsze wiązało się z koniecznością poniesienia sporych nakładów inwestycyjnych.

Ze względu na bardzo ograniczony dostęp do pomp z silnikami zatapialnymi, wcześniej rzadko budowano tego typu pompownie.

Uzyskanie szerokiego dostępu do zaawansowanych rozwiązań zagranicznych spowodowało, że w zasadzie zdecydowana większość pompowni zaczęła być budowana jako urządzenia zbiornikowe wykorzystujące pompy zatapialne. Powodem tego były z reguły mniejsze nakłady inwestycyjne związane z wykonaniem tego typu urządzeń w porównaniu z kosztami budowy pompowni z pompami suchostojącymi.

Wiejskie systemy kanalizacyjne, ze względu na ich rozległość oraz występowanie wielu długich odcinków tranzytowych, praktycznie w każdym przypadku wymagają zastosowania jednej lub kilku pompowni kanalizacyjnych, nawet jeżeli w zdecydowanej większości przewodów ścieki przepływają grawitacyjnie. Na wielu obszarach częścię stosowane są też systemy ciśnieniowe wyposażone w bardzo dużą liczbę pompowni.

Brak tradycji w stosowaniu małych pompowni kanalizacyjnych, a w szczególności w wykonaniu zbiornikowym zaowocował również brakiem spójnych przepisów i norm krajowych związanych z ich budową oraz eksploatacją. Dopiero w ostatnich latach, w związku z koniecznością ujednoczenia polskiego prawa i normalizacji z rozwiązaniami stosowanymi w Unii Europejskiej, jako Polskie Normy przyjęto normy europejskie dotyczące planowania, stosowania i eksploatacji pompowni ścieków.

Zakres referatu obejmuje omówienie zagadnień związanych z konstrukcją i wyposażeniem pompowni z pompami zatapialnymi, w aspekcie obowiązujących przepisów oraz norm, przy zwróceniu szczególnej uwagi na urządzenia stosowane w systemach grawitacyjno-ciśnieniowych, stosowanych przede wszystkim na obszarach wiejskich.

W referacie pominięto kwestie związane z obliczeniami hydraulicznymi oraz doborem pomp, ponieważ zagadnienia te poruszano w publikowanych wcześniej referatach autorów [2], [3].

I. Omówienie obowiązujących przepisów i norm

Przed 1990 rokiem, oprócz ogólnych przepisów dotyczących instalacji i sieci kanalizacyjnych oraz bezpieczeństwa i higieny pracy, w prawodawstwie polskim nie funkcjonowały w zasadzie żadne przepisy ani normy dotyczące zbiornikowych pompowni ścieków. Dopiero w 1993 roku zostało wydane rozporządzenie w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy w oczyszczalniach ścieków [15] dotyczące konstrukcji i eksploatacji urządzeń pozostających w dyspozycji zakładów pracy zajmujących się eksploatacją systemów kanalizacyjnych. Rozporządzenie

określa nie tylko zasady BHP związane z eksploatacją pompowni ścieków (w tym między innymi z pompami zatapialnymi), ale również zawiera szereg wymagań dotyczących ich konstrukcji w zakresie bezpieczeństwa użytkowania urządzeń. Rozporządzenie to jest (oprócz ogólnych przepisów dotyczących BHP, warunków technicznych dotyczących budynków oraz ich usytuowania oraz przepisów ochrony środowiska) dotychczas jedynym przepisem prawnym bezpośrednio określającym pewne elementy budowy pompowni.

W procesie ujednocnienia dokumentów normalizacyjnych PKN przyjął i zatwierdził szereg norm europejskich dotyczących m. in. pompowni ścieków. Są to normy:

- dotyczące systemów kanalizacji wewnątrz budynków (PN-EN 12056 część od 1 do 4), z których norma PN-EN 120056-4 [14] dotyczy wewnętrznych, niewielkich pompowni ścieków;
- dotyczące przepompowni w budynkach i ich pobliżu, przetłaczających ścieki do wyżej położonych grawitacyjnych kolektorów ściekowych (normy serii PN-EN 12050 część od 1 do 4 [10], [11], [12], [13]), dotyczących zarówno pompowni przetłaczających ścieki z fekaliami (PN-EN 12050-1 [10]), jak i bez nich;
- dotyczące zewnętrznych systemów kanalizacyjnych (normy serii PN-EN 752 części 1-6), z których norma PN-EN 752-6 [8] dotyczy instalacji pompowych;
- dotyczące systemów kanalizacji ciśnieniowej (norma PN-EN 1671 [9]).

Oprócz norm dotyczących pompowni ścieków oraz ich projektowania, wymienić należy normy dotyczące studni kanalizacyjnych, ponieważ precyzują one wymagania dotyczące komór pompowni ścieków, pełniących również rolę studzienek kanalizacyjnych. Są to głównie normy:

- PN-B-10729 [4] dotycząca studzienek kanalizacyjnych,
- PN-EN 124 [6] dotycząca zwieńczeń studni kanalizacyjnych,
- PN-EN-1610 [5] dotycząca budowy i badań przewodów kanalizacyjnych.

W dalszej części rozważań zagadnienia związane z konstrukcją i wyposażeniem pompowni ścieków omawiane będą głównie na podstawie rozporządzenia [15] oraz norm PN-EN 752-6, PN-EN 12050-1 oraz PN-B-10729.

2. Konstrukcja i wyposażenie pompowni

2.1. Komora pompowni i jej wyposażenie

Zagadnienia mające wpływ na wybór rozwiązania konstrukcyjnego oraz materiałowego komory pompowni omawiają normy PN-EN 752-6, PN-B-10729 oraz PN-EN-124, a także rozporządzenie [15].

W myśl normy PN-B-10729 komora pompowni powinna być wykonana z materiałów trwałych, przy czym zaleca się stosowanie betonu hydrotechnicznego, kręgów betonowych lub żelbetowych łączonych na zaprawę cementową lub uszczelki, cegły kanalizacyjnej lub tworzywa sztucznych. W praktyce większość komór wykonywana jest z elementów prefabrykowanych – kręgów betonowych lub żelbetowych (średnice do 2,5 m) albo tworzywa sztucznych (polimerobetonu, PE, żywic poliestrowych zbrojonych włóknem szklanym). Kręgi betonowe mogą być łączone na uszczelki lub zaprawę cementową, przy czym w drugim przypadku spoiny powinny być zatarte na gładko zarówno wewnątrz, jak i na zewnątrz komory. Ściany zewnętrzne komory pompowni powinny być pokryte środkami bitumicznymi, przy czym uwzględnić należy stopień agresywności wód gruntowych. Ze względu na konieczność zachowania odpowiedniej szczelności wymaganej normami, przy stosowaniu komór z kręgów żelbetowych zalecane jest wykonanie komory czerpnej pompowni (części znajdującej się poniżej wlotu ścieków) w postaci monolitu. Zarówno w normie PN-EN 752-6, jak i PN-B-10729 zwraca się uwagę na uwzględnienie właściwości korozyjnych ścieków przy doborze materiału komory, względnie zabezpieczeniu jej powierzchni przed korozją. W obu normach zwraca się jednocześnie uwagę na konieczność uwzględniania przy projektowaniu zarówno parcia gruntu, jak i możliwości wypierania komory przez siły wyporu wód gruntowych. W praktyce w studniach betonowych bardzo rzadko istnieje konieczność dociążania ze względu na dużą masę elementów obudowy. Jednak stosowanie lżejszych obudów (z polimerobetonu, a w szczególności bardzo lekkich obudów z PE czy żywicy) wymaga znacznie częściej wykonania płyty fundamentowej i kotwienia obudów, względnie stosowania betonowych elementów dociążających.

Przy projektowaniu wymiarów komór pompowni w rzucie (na ogół dotyczy to określenia średnicy zbiornika) należy wziąć pod uwagę wymagania normy PN-EN 752-6 związane z koniecznością zapewnienia dostępu do urządzeń wymagających konserwacji lub wymiany. Ponieważ komora pompowni pełni jednocześnie rolę studni rewizyjnej dla sieci kanalizacyjnej, jej wymiary wewnętrzne (średnica minimalna) powinny spełniać również wymagania normy PN-B-10729 uzależniające jej średnicę wewnętrzną od średnicy rurociągów doprowadzających ścieki do tej pompowni. Z normy wynika, że średnica wewnętrzna pompowni powinna wynosić minimum 1,2 m, a w przypadku zgody przyszłego użytkownika dopuszczalne jest stosowanie komory o średnicy 1,0 m. W praktyce nawet najmniejsze pompownie z 2 pompami zatapialnymi dla zapewnienia prawidłowej eksploatacji wymagają zastosowania komory o średnicy 1,2 m.

W myśl normy PN-EN 752-6 wymagane jest również ograniczenie objętości retencyjnej oraz martwych przestrzeni w pompowni. Wymagania te wiążą się z koniecznością zmniejszenia do minimum średnicy obudowy oraz różnicy poziomów sterujących pracą pomp, a także odpowiedniego ukształtowaniem dna pompowni w sposób ograniczający gromadzenie się osadów w martwych strefach (w formie leja).

Zgodnie z normą PN-B-10729 wszystkie przejścia przewodów przez ścianę pompowni powinny być z jednej strony całkowicie szczelne, z drugiej zaś na tyle elastyczne, aby umożliwić nierównomierne osiadanie obudowy i rurociągów kanalizacyjnych.

Zgodnie z rozporządzeniem MGPIB [15] wymiar włączów powinien być dostosowany do wymiarów pomp i armatury oraz umożliwić sprawną ewakuację pracownika w przypadku jego zasłabnięcia. Z doświadczeń wynika, że dla pompowni z dwiema pompami zatapialnymi na ogół najbardziej odpowiednie są włązy kwadratowe lub prostokątne, w których światło znajdują się uchwyty prowadnic. Jeden włącz okrągły o średnicy 600 lub 800 mm w praktycznie nigdy nie zapewnia łatwego demontażu pomp. Zgodnie z normą PN-B-10729 minimalna średnica włązu okrągłego nie powinna być przy tym mniejsza od 600 mm. W myśl normy poziom górnej powierzchni włązu w nawierzchni utwardzonej powinien być równy z nią, natomiast poza ciągami komunikacyjnymi powinien znajdować się ponad terenem (na ogół ok.15 cm). Studzienki zabudowane w ciągach komunikacyjnych powinny posiadać zwieńczenia zgodne z normą PN-EN 124, a włązy takich studzienek powinny być odpowiednie dla występujących obciążeń użytkowych.

Zgodnie z rozporządzeniem [15] oraz normą PN-B-10729 komory pompowni powinny być wyposażone w stopnie złazowe lub drabiny o szerokości min. 30 cm, widoczne w świetle włązu. W myśl rozporządzenia [15] zbiorniki o głębokości większej niż 6 m powinny być dodatkowo wyposażone w pomosty pośrednie.

Norma PN-EN 752-6 wymaga, aby uwzględnić konieczność zapewnienia skutecznej wentylacji komory pompowni w celu uniknięcia gromadzenia się toksycznych lub wybuchowych gazów. Dodatkowo rozporządzenie [15] wymaga, aby była to wentylacja grawitacyjna, zapewniająca co najmniej dwie wymiany powietrza w ciągu godziny, a jednocześnie, aby była możliwość zamontowania wentylatorów przewoźnych o wydajności zapewniającej co najmniej 10 wymian na godzinę. Norma PN-EN 12050-1 określa ponadto minimalną średnicę przyłącza przewodów wentylacyjnych na DN 50.

2.2. Pompy, armatura, rurociągi

Zagadnienia związane z wymaganiami dotyczącymi pomp, armatury i rurociągów poruszane są przede wszystkim w normach PN-EN 752-6 oraz PN-EN 12050-1.

W myśl normy PN-EN 752-6 w pompowni powinny być przynajmniej dwie pompy, przy czym należy rozważyć wymaganie użycia pomp rezerwowych w celu ograniczenia skutków awarii. Z kolei w normie PN-EN 12050-1 jednoznacznie stwierdza się, że „w przypadku, kiedy nie jest możliwe przerwanie dopływu ścieków do przepompowni w czasie normalnego użytkowania, przepompownię należy wyposażyć w pompę awaryjną o takiej samej wydajności, która włączy się automatycznie, jeżeli będzie to konieczne”. Z powyższych zapisów wynika, że w zdecydowanej większości przypadków (w komunalnych i wiejskich systemach kanalizacyjnych praktycznie zawsze) powinny być stosowane co najmniej 2 pompy, z których jedna stanowi pełną rezerwę. W myśl normy PN-EN 752-6 na etapie planowania powinien być brany pod uwagę rozwój systemów kanalizacyjnych, a więc w niektórych przypadkach mogą być stosowane więcej niż 2 pompy, przy czym każda pompa awaryjna powinna mieć wydajność jednej pompy roboczej. Parametry do doboru pompy (wydajność i wymagana wysokość podnoszenia) powinny być wyznaczone zgodnie z normą PN-EN 752-4, przy czym obliczenia hydrauliczne powinny być wykonane dla rurociągów w pompowni w powiązaniach z zewnętrznymi przewodami tłocznymi.

Zgodnie z normą PN-EN 752-6 pompy oraz ich napędy powinny być dobrane nie tylko na podstawie wymaganego punktu pracy (wydajność, wysokość podnoszenia), ale również odpowiednio do właściwości i składu pompowanych ścieków. Zgodnie z normą pompy powinny posiadać zdolność do pompowania części stałych o dopuszczalnych wielkościach bez ryzyka zapychania. Z kolei norma PN-EN 12050-1 nie zaleca stosowania urządzeń rozdrabniających, ograniczając ich zastosowanie do przypadków, kiedy ze względów ekonomicznych konieczne jest zastosowanie przewodów o małych średnicach.

W myśl normy PN-EN 752-6 napędy pomp mogą mieć stałą lub regulowaną prędkość obrotową. W przypadku uznania komory pompowni za strefę zagrożenia wybuchem silniki powinny posiadać wykonanie przeciwybuchowe.

Poprzez odpowiednie ukształtowanie wlotu ścieków do pompowni należy zapewnić stabilne warunki dopływu ścieków do pompy, a w szczególności zabezpieczyć je przed porywaniem powietrza. Należy również odpowiednio ustalić poziomy włączenia i wyłączenia pomp tak, aby z jednej strony pompy były zawsze zalane, z drugiej zaś nie była przekraczana dopuszczalna częstotliwość włączeń pomp określona przez producenta.

Należy również przewidzieć urządzenia do bezpiecznego montażu i demontażu pomp, co wynika nie tylko z wymagań normy, ale także rozporządzenia [15].

W myśl normy PN-EN 752-6 w pompowniach ścieków mogą być stosowane różne typy armatury, w tym:

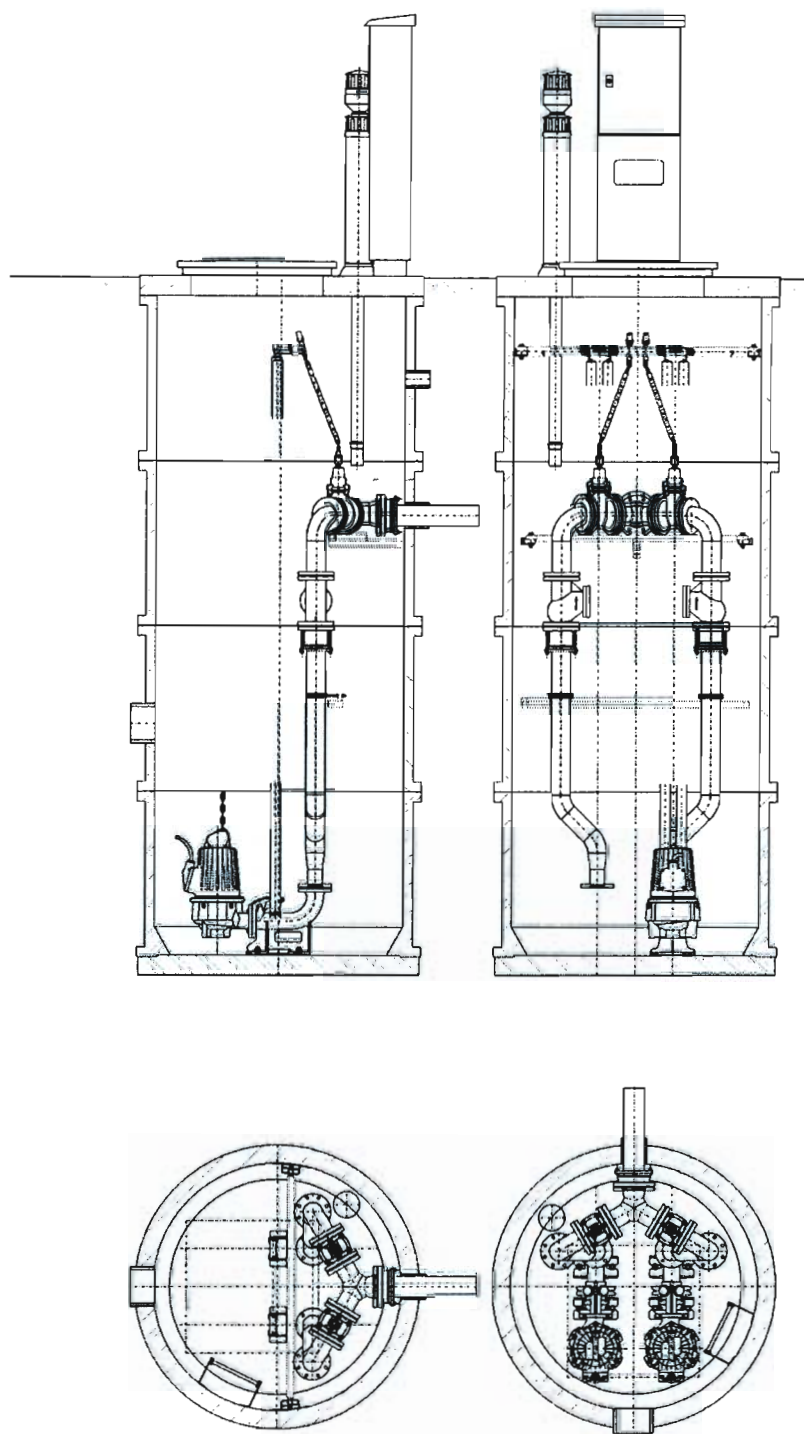
- zawory odcinające (w celu umożliwienia wymiany odcinka przewodu, zaworu, pomp bez opróżniania z całego przewodu tłocznego),
- zawory zwrotne w celu ochrony przed przepływem zwrotnym,
- zawory spustowe w celu umożliwienia opróżnienia przewodu tłocznego,
- zawory odpowietrzające w najwyższych punktach.

Szczególnie ważną rolę pełnią zawory (zasuw) odcinające i zawory zwrotne, przy czym powinny być one przystosowane do pracy ze ściekami (umożliwiać przepływ części stałych), w pozycji całkowitego otwarcia nie powinny zakłócać przepływu ścieków, nie powinny też powodować uderzeń hydraulicznych w czasie zamykania lub otwierania. Dodatkowo norma PN-EN 12050-4 określa wymagania w stosunku do zaworów zwrotnych – wolny przeswit tych zaworów nie powinien być mniejszy niż 80% wewnętrznej średnicy przewodu odpływowego pomniejszonego o 4 mm, a zawory o średnicy DN 80 i większej powinny być wyposażone w otwory rewizyjne.

W rozporządzeniu [15] stwierdza się, że zasuw odcinające powinny być obsługiwane z powierzchni terenu. Z praktyki wynika, że w większości przypadków zapis rozporządzenia nie był dotychczas na ogół dotrzymywany ze względu na to, że rozwiązanie takie wymaga na ogół budowania oddzielnej komory zasuw, co w znacznym stopniu

zwiększało powierzchnię zabudowy oraz koszty inwestycyjne związane z budową pompowni. W ostatnim czasie pojawiło się rozwiązanie wykorzystujące przeguby Cardana do napędu trzpieni zasuw (opisane w zgłoszeniach patentowych [16], [17]), pozwalające na otwieraniu zasuw z poziomego terenu bez konieczności budowy dodatkowej komory, a także zwiększania wymiarów pompowni i ingerowania w konstrukcję jej pokrywy. Przykładowe porównanie obu rozwiązań przedstawiono na rysunkach 1 a i b.

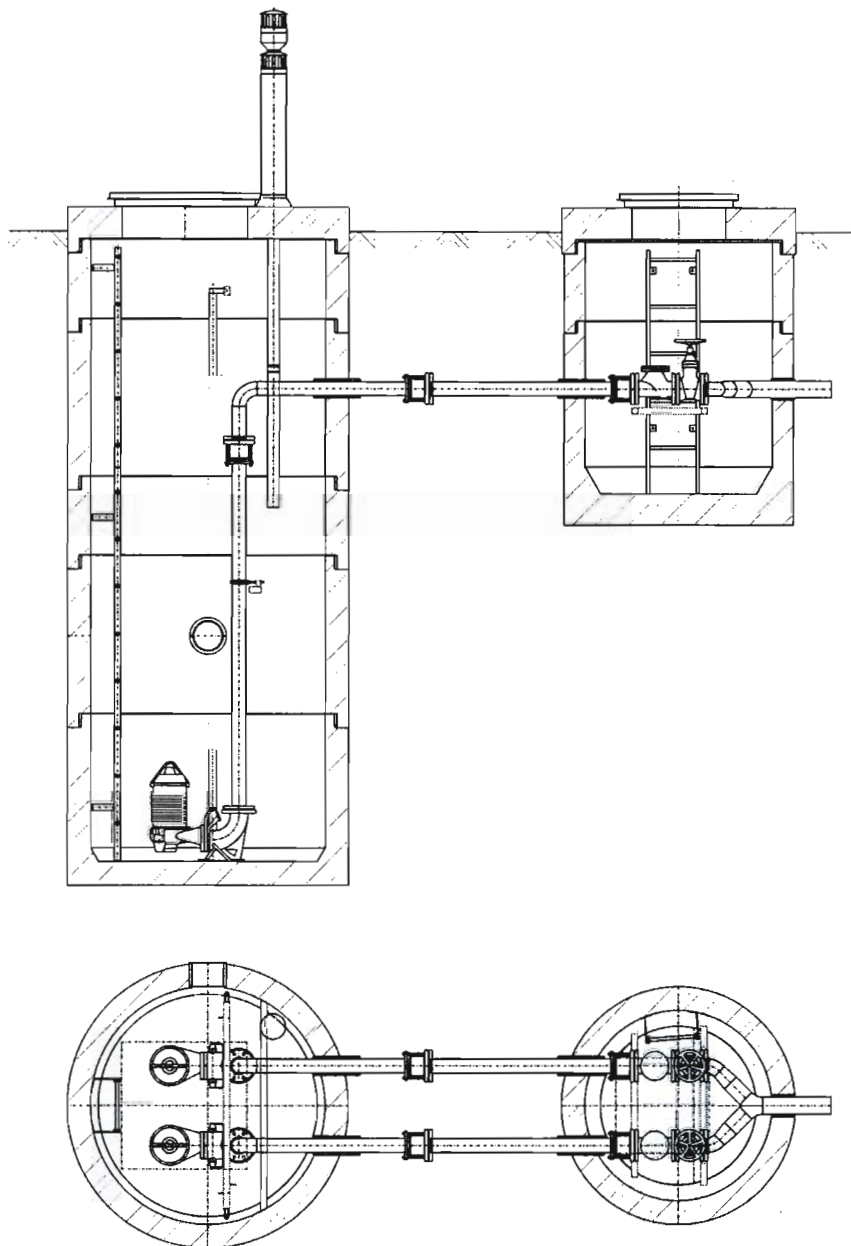
Rysunek 1a. Obsługa zasuw z wykorzystaniem przegubów Cardana



Średnice rurociągów tłocznych w pompowni powinny być według normy PN-EN 752-6 dobierane według kryteriów ekonomicznych, przy czym należy wziąć pod uwagę minimalną prędkość samooczyszczania przewodów wynoszącą 0,7 m/s wg normy PN-EN 752-4 i PN-EN 12050-1.

W czasie projektowania przewodów tłocznych należy uwzględnić możliwość występowania uderzeń hydraulicznych we wszystkich warunkach pracy. Z praktyki autorów wynika ponadto, że siły powstające podczas uderzeń hydraulicznych należy uwzględnić także przy projektowaniu wszelkich konstrukcji wsporczych wewnątrz pompowni.

Rysunek 1b. Pompownia ścieków z wydzieloną komorą zasuw



Norma PN-EN 12050-1 określa średnice przyłączy odpływowych (przewodów tłocznych pomp) dla różnych typów pompowni. I tak powinny one wynosić co najmniej:

- DN 80 dla pompowni bez urządzenia rozdrabniającego (przelot zaworu zwrotnego min. 60 mm),
- DN 50 dla pompowni bez urządzenia rozdrabniającego w przypadkach szczególnych,
- DN 32 dla pompowni z urządzeniem rozdrabniającym.

Zarówno w normie PN-EN 752-4, jak i PN-EN 12050-1 znajduje się zalecenie dotyczące doboru materiałów odpornych na korozję spowodowaną właściwościami ścieków. W normie PN-EN 12050-1 znajduje się tabela z wyszczególnieniem zalecanych materiałów (w tym żeliwo, stal odporna na korozję wg PN-EN 10088-1, tworzywa sztuczne, beton odporny na siarczany). Zaleca się aby grubość ścianki materiałów, które w kontakcie ze ściekami nie są odporne na korozję powinna być nie mniejsza niż 4 mm.

2.3. Zasilanie energetyczne, automatyka i sygnalizacja awarii

Zagadnienia opisane w niniejszym rozdziale najpełniej charakteryzuje norma PN-EN 752-6 oraz rozporządzenie MGPIB [15].

Zgodnie z wymaganiami normy obwody elektryczne poszczególnych pomp powinny być rozdzielone, a każda z pomp powinna posiadać osobny wyłącznik. Pompy powinny być sterowane w zależności od poziomu ścieków przy wykorzystaniu różnego typu czujników – pływaków, czujników ultradźwiękowych, przetworników ciśnienia. Pompy powinny pracować naprzemiennie. Układy mogą być także wyposażone w punkt do podłączenia zasilania rezerwowego (awaryjnego) – agregatu prądotwórczego.

Szafy sterownicze powinny być konstrukcjami modułowymi. W zależności od warunków powinny być zabudowane w obudowie przeciwwilgociowej lub w wykonaniu przeciwybuchowym (jeżeli tylko jest to wymagane) i zabezpieczone przed dostępem osób niepowołanych.

Zgodnie z rozporządzeniem [15] praca pomp powinna być zautomatyzowana, a instalacje pompowni ścieków powinny być wyposażone w urządzenia umożliwiające łatwą ocenę prawidłowości ich pracy. Norma wymienia przykładowo tego typu urządzenia – mogą być to wskaźniki działania pomp, liczniki czasu pracy pomp, amperomierze, urządzenia do pomiaru poziomu ścieków ew. woltomierze, urządzenia do pomiaru współczynnika mocy, ciśnieniomierze, czujniki gazu i przepływomierze itp. Praktycznie funkcję urządzenia kontrolnego w łatwy sposób pełnić może sterownik mikroprocesorowy sterujący jednocześnie pracą pomp, monitorujący pompownię i pozwalający na wyświetlanie wymaganych parametrów. Zgodnie z zaleceniami normy wszystkie informacje, alarmy i instrukcje mogą być przesyłane z i do centrali poprzez dwustronny system telemetryczny.

Norma wyszczególnia przykładowe sytuacje alarmowe, które powinny być sygnalizowane – np. występowanie gazów łatwopalnych, pożar, wysoki poziom ścieków, temperatura silnika, awarie pompy, awarię zasilania, wandalizm, przy czym alarmy takie powinny być przekazywane telemetrycznie do centrali. Zgodnie z rozporządzeniem instalacje służące do zapobiegania i usuwania awarii powinny być wyposażone w sygnalizację zdolną do przesyłania danych na odległość.

W praktyce szeroko dostępny jest tylko system bezprzewodowej transmisji danych (drogą radiową lub poprzez modem GSM), ze względu na konieczność układania kabli w przypadku transmisji przewodowej (np. poprzez łącza telekomunikacyjne). Łącza radiowe są stosunkowo drogie pod względem inwestycyjnym i tanie w eksploatacji – stąd też nadają się w szczególności do ciągłego monitorowania ważnych obiektów. Systemy transmisji danych z wykorzystaniem łącza telefonii komórkowej są znacznie tańsze pod względem inwestycyjnym, ale monitoring pracy przy ich wykorzystaniu jest bardzo drogi. Tego typu systemy nadają się w szczególności do przesyłania informacji o alarmach, okresowego zbierania zbiorczych danych o pracy pompowni oraz monitoringu awaryjnego.

Podsumowanie

Celem referatu była próba syntetycznego przedstawienia wymagań wynikających z obowiązujących przepisów oraz unormowań, mających zasadniczy wpływ na projektowanie i wykonanie poszczególnych elementów pompowni ścieków oraz ich wyposażenie. W dotychczasowej praktyce bardzo często tego typu urządzenia uchodziły za bardzo proste i nie mające wielkiego wpływu na jakość działania całego systemu kanalizacyjnego. Mają one jednak decydujący wpływ na prawidłowe funkcjonowanie systemów grawitacyjno-ciśnieniowych i ciśnieniowych. W rozległych sieciach kanalizacyjnych pompownie pracują najczęściej w układzie szeregowym, stąd też awaria, czy też nieprawidłowe funkcjonowanie jednej z nich powoduje poważne zakłócenia w pracy wszystkich odcinków kanalizacji znajdujących się w strefie, z której dopływają ścieki do tej pompowni.

Celem budowy systemów kanalizacyjnych jest wzrost komfortu życia mieszkańców oraz ochrona środowiska naturalnego przed zanieczyszczeniem, a w wielu przypadkach zdecydowana poprawa stanu wód powierzchniowych i podziemnych oraz gruntu na kanalizowanych obszarach. Stąd też praca takich systemów musi być w najwyższym stopniu bezawaryjna, gdyż skutkami awarii i nieprawidłowej pracy jest zalewanie użytkowników fekaliami i wtórne zanieczyszczenie środowiska, co budzi zawsze pytanie o celowość budowy takich, skądinąd bardzo drogiej systemów.

Prawidłowe projektowanie i wykonywanie pompowni, zgodne z przedstawionymi wyżej przepisami i normami, przyczynić się może do znacznego podniesienia pewności ich działania, bezpieczeństwa eksploatacji oraz wieloletniego użytkowania przy ograniczeniu awarii do minimum. Powszechne stosowanie systemów monitoringu i sygnalizacji stanów alarmowych w znacznym stopniu może zapobiec poważniejszym awariom lub też w znacznym stopniu ograniczyć jej skutki.

Literatura

- [1] Derwich A., Giełda J., Kachel E., *Nowoczesne pompownie ścieków wiejskich w systemach kanalizacyjnych*, w: *Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych*, Rajgród 1997.
- [2] Giełda J., Kachel-Kowalska E., *Algorytm doboru pompowni ścieków w wiejskich systemach kanalizacyjnych*, w: *Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych*, Augustów 1999.
- [3] Giełda J., Kachel-Kowalska E., *Algorytm doboru pompowni ścieków z wykorzystaniem technik komputerowych*, w: *Sieci kanalizacyjne i pompownie ścieków na terenach niezurbanizowanych*, Wisła 1999.
- [4] PN-B-10729:1999 – Kanalizacja. Studzienki kanalizacyjne.
- [5] PN-EN 1610:2002 – Budowa i badania przewodów kanalizacyjnych.
- [6] PN-EN 124:2000 – Zwieńczenia wpustów i studzienek kanalizacyjnych do nawierzchni dla ruchu pieszego i kołowego. Zasady konstrukcji, badania typu, znakowanie, sterowanie jakością.
- [7] PN-EN 752-4:1997 – Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Obliczenia hydrauliczne i oddziaływanie na środowisko.
- [8] PN-EN 752-6:1998 – Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Instalacje pompowe.
- [9] PN-EN 1671:2001 – Zewnętrzne systemy kanalizacji ciśnieniowej.
- [10] PN-EN 12050-1:2001 – Przepompownie ścieków w budynkach i ich otoczeniu. Zasady budowy i badania – Część 1: Przepompownie ścieków zawierających fekalia.
- [11] PN-EN 12050-2:2000 – Przepompownie ścieków w budynkach i ich otoczeniu. Zasady budowy i badania – Część 2: Przepompownie ścieków bez fekalii.

- [12] PN-EN 12050-3:2001 – Przepompownie ścieków w budynkach i ich otoczeniu. Zasady budowy i badania – Część 3: Przepompownie ścieków zawierających fekalia do ograniczonego zakresu stosowania.
- [13] PN-EN 12050-4:2001 – Przepompownie ścieków w budynkach i ich otoczeniu. Zasady budowy i badania – Część 4: Zawory zwrotne do przepompowni ścieków bez i z fekaliami.
- [14] PN-EN 12056-4:2000 – Systemy kanalizacji grawitacyjnej wewnątrz budynków. Część 4: Pompownie ścieków – Projektowanie układu i obliczenie.
- [15] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 1 października 1993 w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy w oczyszczalniach ścieków (Dz.U. z 15 października 1993).
- [16] Zgłoszenie wynalazku nr P-352410 pt. Przepompownia zbiornikowa, zwłaszcza ścieków. Urząd Patentowy RP, kwiecień 2002.
- [17] Zgłoszenie wynalazku nr P-353411 Zespół napędu ręcznego zawieradła. Urząd Patentowy RP, kwiecień 2002.

SELECTED PROJECT ISSUES CONCERNING WASTEWATER LIFTING PLANT CONSTRUCTION AND EQUIPMENT RESULTING FROM CURRENT STANDARDS AND REGULATIONS

Summary

This paper describes the issues of wastewater lifting plant construction in connection with the laws and regulations currently in force. The study contains detailed information concerning wastewater lifting plant construction and equipment according to the latest standards and regulations as well as the older ones. Particular attention has been given to the changes introduced in the materials used as well as the methods of construction of wastewater lifting plants with reference to those from the previous decade. The following paper can be treated as a breakdown of laws and regulations currently in force, which have a fundamental influence on wastewater lifting plant designing.

TECHNOLOGIA SUSZENIA OSADÓW W WARSTWIE FLUIDALNEJ SUSZARKI TYPU SFO FIRMY KLIMAPOL

Wstęp

Dominującym sposobem pozbywania się osadów ściekowych jest w tej chwili ich deponowanie na składowiskach. Metoda ta ma jednak kilka istotnych wad. Pojemność istniejących składowisk nie jest nieograniczona, zaś produkcja osadów w skali kraju jest duża. Osady ściekowe poddane jedynie typowej obróbce technologicznej, jak fermentacja i odwodnienie mechaniczne są materiałem sanitarnie niebezpiecznym, a często także toksycznym. Składowanie tego typu substancji nie jest z ekologicznego punktu widzenia dobrym rozwiązaniem. Również koszty związane z deponowaniem nie są małe. W niedalekiej przyszłości można się spodziewać dalszego wzrostu opłat związanych ze składowaniem w wyniku dostosowywania polskiego ustawodawstwa do standardów europejskich. Alternatywą dla składowania osadów jest ich przyrodnicze wykorzystanie lub utylizacja termiczna.

Surowy osad nadmierny ma wartość opałową suchej masy dochodzącą do 20 MJ/kg, zaś osad stabilizowany beztlenowo około 11 MJ/kg [1]. Są to wartości porównywalne z węglem brunatnym czy też niskim torfem [2] i pozwalają na traktowanie osadu ściekowego jako paliwa alternatywnego. W Anglii i Austrii spalane jest obecnie około 30% osadów [2]. Coraz mocniej promowanym rozwiązaniem w krajach Europy Zachodniej (np. w Szwajcarii) jest współspalanie osadów ściekowych w piecach cementowniczych. Ze względu na bardzo wysoką temperaturę panującą we wnętrzu takiego pieca rozwiązuje to problem większości emisji organicznych (w tym PCDD i PCDF). Nie ma również problemu z popiołem pozostającym po spalaniu w innych piecach. Zastosowanie tych sposobów utylizacji osadów wymaga jednak ich wcześniejszego wysuszenia.

Termiczna obróbka odwodnionych osadów ściekowych stwarza nowe możliwości ich utylizacji poprzez wykorzystanie w rolnictwie (nawóz), przemyśle (jako wypełniacz przy produkcji cementu, cegły, mas bitumicznych) lub jako paliwo alternatywne. W wyniku działania podwyższonej temperatury następuje higienizacja osadów. Odparowanie wody powoduje kilkukrotnie zmniejszenie objętości i masy, co znacznie zmniejsza koszty transportu i ewentualnego składowania.

Niniejsze opracowanie zawiera informację na temat technologii oraz budowy fluidalnej suszarki do osadów typu SFO stosowanych przez firmę Klimapol. Opisana technologia oraz poszczególne rozwiązania techniczne urządzeń są objęte procedurą patentową w kraju i za granicą.

I. Charakterystyka technologii suszenia osadu powietrzem w złożu fluidalnym

Suszarka fluidalna umożliwia suszenie osadów odwodnionych mechanicznie lub materiałów podobnych do poziomu ponad 90% s.m.o. Minimalna wilgotność produktu uzyskana w czasie eksploatacji technologii wynosiła 1%. Urządzenie sprawdza się również w przypadku suszenia najtrudniejszego technologicznie osadu: surowego osadu nadmiernego odwodnionego wstępnie do wartości s.m.o. około 16% .

Suszarka podzielona jest poziomym sitem fluidyzacyjnym charakteryzującym się niskim oporem na:

- część znajdującą się pod nim (komora nadmuchu),
- część bezpośrednio nad nim (komora suszenia),
- komorę powietrzną znajdującą się nad komorą suszenia.

Czynnikiem suszącym jest gorące powietrze, które wtłaczane jest do komory nadmuchu przez wentylator.

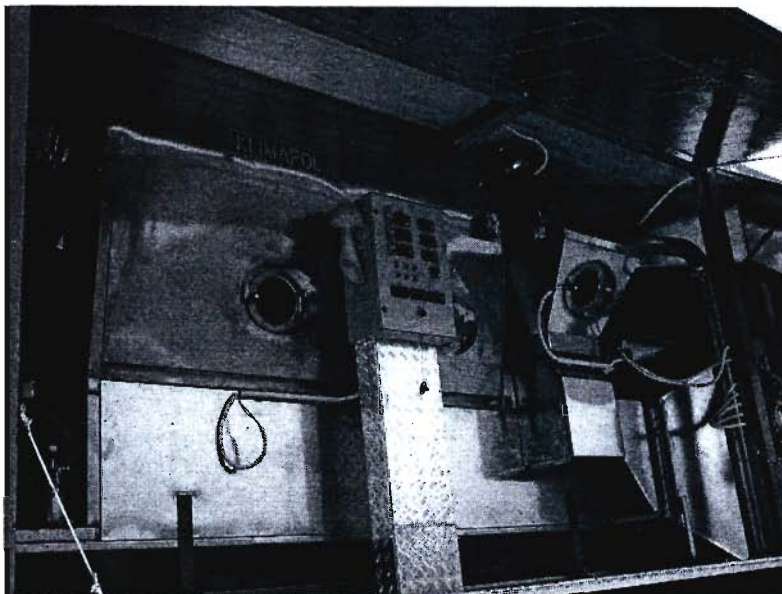
Gorące powietrze przepływając następnie przez specjalne sito i znajdującą się na nim warstwę osadu powoduje jego intensywne mieszanie, unoszenie nad sitem, a w końcu przejście w stan fluidyzacji.

Można więc powiedzieć, że powietrze pełni potrójną rolę:

- nośnika energii cieplnej – dostarcza energii cieplnej do odparowania wody z osuszanego osadu,
- nośnika energii kinetycznej – dostarcza energii niezbędnej do fluidyzacji złoża suszonego osadu,
- nośnika odparowanej wody z osuszanego osadu – służy do ewakuacji odparowanej wody z osadu na zewnątrz suszarki.

Bardzo ważną operacją jednostkową jest rozdrobnienie osadu na granulki o wielkości kilku milimetrów. Bezpośrednio po uformowaniu granulki na powierzchni wytwarza się cienka warstewka wysuszonego materiału, co zapobiega powtórnemu sklejanemu się. Jest to bardzo ważny szczegół technologiczny, który pozwala na ominięcie tzw. problemu fazy kleistej.

Rysunek 1. Suszarka fluidalna SFO 750/2.9M - wersja przewoźna



Na końcu komory suszenia znajduje się wysyp suchego produktu zaopatrzonego w zastawkę regulującą grubość warstwy osadu. Poprzez podpiętrzenie złoża zwiększa się czas zatrzymania materiału w suszarce i tym samym stopień jego wysuszenia. W ten sposób możliwa jest prosta i skuteczna regulacja wilgotności produktu.

Osad trafia następnie do specjalnego zespołu dosuszającego. Jego zadanie polega na przetrzymaniu rozgrzanego osadu jeszcze przez pewien czas w podwyższonej temperaturze. Umożliwia to usunięcie resztek wilgoci pozostałej we wnętrzu granulek osadu oraz zapewnia higienizację materiału. Wysuszony produkt w formie granulek o średnicy około 5 mm można odbierać z suszarki w dowolny sposób.

Do podgrzewania powietrza można wykorzystać różne dostępne na rynku przeponowe nagrzewnice powietrza (np. wyposażone w palniki olejowe, gazowe, wymienniki spaliny-powietrze czy też zasilane parą). Wentylator wyciągowy wytwarza niewielkie podciśnienie w suszarce, co zwiększa higienę pracy. Wentylator ten zapewnia również przepływ wilgotnego powietrza przez układ oczyszczania i odzysku ciepła.

2. Zalety technologii pneumatycznego suszenia z warstwą fluidalną

2.1. Ominięcie problemu „fazy kleistej”

Poddawany suszeniu osad ściekowy wykazuje zwiększoną kleistość oraz tendencję do agregacji w przedziale wilgotności od 35 do 55%. Zjawisko to bardzo utrudnia przeprowadzanie wszelkich operacji mechanicznych na osadzie. W większości znanych suszarek problem ten jest rozwiązywany poprzez mieszanie osadu odwodnionego mechanicznie z wysuszonym produktem tak, aby wchodząca do urządzenia mieszanka miała wilgotność mniejszą niż 35%. Takie rozwiązanie wiąże się jednak z koniecznością zastosowania układu przenośników i mieszalnika a więc z komplikacją instalacji i dodatkowym zużyciem energii. Oznacza to również, że często ponad 2/3 produktu musi być zawracane – a więc mimo znacznego strumienia materiału przechodzącego przez suszarkę jej wydajność jest w istocie niewielka.

W suszarce proponowanej przez firmę Klimapol problem „fazy kleistej” nie występuje. Dzieje się tak dlatego, że rozdrobniony osad znajdując się w zawieszeniu nie ma bezpośredniego kontaktu z urządzeniem, a więc nie przykleja się do niego. Kluczowym jest tu fakt wytworzenia opisanej wcześniej warstewki suchego osadu na powierzchni granulki w procesie wstępnego podsuszania.

Dzięki temu możliwe jest suszenie osadu odwodnionego mechanicznie do końcowej wilgotności poniżej 10% bez recyrkulacji części produktu. Wpływa to znacząco na stopień komplikacji instalacji, jej bezawaryjność, zmniejszenie wymiarów oraz zużycie energii przez napędy.

2.2. Ograniczenie ilości części ruchomych

Rozdrobniony osad w stanie fluidyzacji przypomina wrzącą ciecz. Podawany przez dozownik przepływa samoczynnie w kierunku wysypu. Dzięki temu w suszarce znajduje się bardzo niewiele ruchomych części, które mogłyby ulec uszkodzeniu. Jedyne mechaniczne urządzenia mające kontakt z osadem wchodzi w skład układu dozującego i są to: pompa ślimakowa oraz podajnik fluidalny. Dzięki temu technologię cechuje niska awaryjność, prostota obsługi i konserwacji oraz minimalne zużycie energii elektrycznej do zasilania napędów.

2.3. Higienizacja materiału

Jak wiadomo, osad ściekowy nawet po stabilizacji uznawany jest za materiał niebezpieczny sanitarnie ze względu na zawartość mikroorganizmów, jaj i form przetrwalnikowych organizmów patogennych oraz ewentualne skażenie substancjami toksycznymi. W celu higienizacji osadu stosuje się instalacje do wapnowania.

Higienizacja osadów możliwa jest także na drodze termicznej. Konieczne jest jednak podgrzanie osadu do temperatury około 85°C i utrzymanie jej przez pewien czas. Aby uzyskać taką temperaturę materiału należy zastosować czynnik grzewczy o odpowiednio wyższej temperaturze. Suszarka oferowana przez firmę Klimapol spełnia ten warunek poprzez zastosowanie specjalnego układu dosuszającego, który wydłuża czas oddziaływania podwyższonej temperatury na osad.

2.4. Ochrona atmosfery

Podczas suszenia powstaje frakcja pylasta wynoszona wraz z powietrzem z suszarki. Ilość powstających pyłów zależy od indywidualnych własności osadu, które mogą bardzo się różnić w poszczególnych przypadkach. Z doświadczeń firmy Klimapol wynika jednak, że w oferowanej suszarce pył powstaje jedynie w niewielkiej ilości, którą można skutecznie usunąć z zastosowaniem prostych urządzeń odpylających. Użyto do tego celu specjalnych modułów odpylających ADM, które charakteryzują się niewielkimi gabarytami, wysoką skutecznością oraz bezawaryjnością.

Osad ściekowy zawiera dużą ilość substancji organicznych. Podgrzanie go może powodować emisję organicznych zanieczyszczeń w formie aerozoli lub gazów charakteryzujących się uciążliwością zapachową. Problem ten nasila się wraz z zwiększaniem temperatury czynnika suszącego. Stosowane w omawianej suszarce temperatury powodują wystąpienie problemu jedynie w niewielkim stopniu, a jednocześnie są na tyle wysokie, aby zapewnić higienizację osadu i wystarczającą szybkość suszenia.

Aby uniknąć ewentualnych problemów zdecydowano się na zastosowanie zamkniętego obiegu powietrza. Po przejściu przez złożo osadu powietrze poddawane jest odpyleniu i osuszeniu, a następnie ponownie podgrzewane i włączane do suszarki.

Ze względu na możliwą po pewnym czasie kumulację gazów w obiegu suszącym niewielka część powietrza (około 5% całego obiegu) może być oddzielona i spalona w płomieniu palnika nagrzewnic powietrza. Jednocześnie obieg jest uzupełniany odpowiadającą ilością świeżego powietrza z zewnątrz.

2.5. Niskie zużycie energii

Ze względu na zamknięty obieg powietrza suszącego oraz zastosowanie wysokiej jakości materiałów izolujących cała instalacja charakteryzuje się stosunkowo niskim zapotrzebowaniem na energię cieplną. W porównaniu z obiegiem otwartym, w którym całość powietrza po przejściu przez złożo fluidalne wypuszczana jest do atmosfery wymagana moc cieplna nagrzewnic powietrza jest ponad 2 razy mniejsza.

2.6. Krótki czas rozruchu i zatrzymania instalacji

Procedury startu i zatrzymania instalacji zajmują jedynie kilkanaście minut. Jest to czas potrzebny na rozgrzanie powietrza suszącego do temperatury procesowej oraz wystudzenie obiegu w przypadku zatrzymywania suszarki. Umożliwia to eksploatację instalacji w sposób nieciągły. Urządzenie może również pracować przez 24h/d.

2.7. Zwartość konstrukcji

Rysunek 2. Zwarta konstrukcja suszarni przewoźnej prezentowanej na krakowskiej oczyszczalni „Kujawy”



Brak konieczności stosowania układu do recyrkulacji suchego produktu, pionowa zabudowa komór suszarni oraz istota technologii pozwoliły na stworzenie instalacji o zwartej konstrukcji i małej masie całkowitej. Świadczy o tym najlepiej fakt istnienia przewoźnej suszarni osadów o przemysłowej wydajności, która zainstalowana jest na naczepie niskopodwoziowej.

2.8. Czysty kondensat odparowanej wody

Do usuwania wody zawartej w powietrzu suszącym zastosowano specjalny skraplacz z przeponową chłodnicą powietrza, która może być zasilana ściekami oczyszczonymi. W przeciwieństwie do większości spotykanych rozwiązań czynnik chłodzący nie ma bezpośredniego kontaktu z powietrzem suszącym. Dzięki temu nie następuje wtórne zanieczyszczenie ścieków oczyszczonych i mogą one być bezpośrednio po użyciu odprowadzone do odbiornika ścieków oczyszczonych.

Tabela 1. Podstawowe wskaźniki zanieczyszczeń kondensatu zmierzone podczas próby technicznej w dniu 11.06.2002 na oczyszczalni „Hajdów” w Lublinie

Wskaźnik	Wartość	Jednostka
BZT ₅	95	mg O ₂ /l
ChZT	285	mg O ₂ /l
pH	9,0	-
Fosfor ogólny	5,3	mg/l
Azot amonowy	87,4	mg/l
TKN	90,2	mg/l
Zawiesina ogólna	36,0	mg/l

Z instalacji odprowadzany jest jedynie czysty kondensat odparowanej z osadu wody w ilości odpowiadającej zdolności odparowywania suszarki. Charakteryzuje się on bardzo niskim stężeniem zawiesiny ogólnej (na poziomie kilkunastu – kilkudziesięciu mg/dm³) oraz wskaźnikiem ChZT zbliżonym do nieoczyszczonych ścieków dopływających do oczyszczalni. Ze względu na niewielką ilość powstającego kondensatu nie stanowi on jednak istotnego obciążenia dla oczyszczalni.

Literatura

- [1] Gromiec M., Korczak-Niedzielska M., *Wykorzystanie suszonych termicznie komunalnych osadów ściekowych*, Inżynieria i Ochrona Środowiska 2000 nr 1-2, t.3, s.211-218.
- [2] Kowalik P., *Termiczne wykorzystanie osadów ściekowych*, Dodatek branżowy „Kierunki zagospodarowywania osadów ściekowych” Przegląd Komunalny 1/2000.

NISKOTEMPERATUROWE INSTALACJE DO SUSZENIA OSADÓW KULT

I. Instalacja do suszenia osadu HUBER

Instalacja do suszenia osadu HUBER zapewnia proste technologicznie i o niskich kosztach inwestycyjnych suszenie poprzez odparowanie. Instalacja do suszenia osadów HUBER charakteryzuje się następującymi parametrami pracy:

- temperatura w instalacji $\leq 50^{\circ}\text{C}$, która zapewnia zużycie energii na podgrzanie powietrza, jest niska i waha się w granicach 0,8-1,0 kWh/kg odparowanej wody
- temperatura osadu w instalacji $\leq 30^{\circ}\text{C}$ – tak niska temperatura eliminuje stosowanie chłodzonych transporterów osadu po suszeniu
- zamknięty obieg powietrza w suszarce z możliwością odprowadzenia części powietrza do atmosfery,
- parametry powietrza odlotowego odpowiadające wymogom i przepisom
- płynna regulacja czasu suszenia
- gwarancja nie pylenia osadu w procesie suszenia
- możliwość wprowadzenia do suszenia osadu o konsystencji stałej i stężeniu suchej masy powyżej 20% – brak recyrkulacji osadu wysuszonego
- gwarancja nie występowania efektu „klejenia” osadu
- w procesie suszenia nie powstają ścieki
- możliwość cyklicznej pracy instalacji w ciągu doby
- możliwość suszenia osadu do stężenia suchej masy 60-90%
- do podgrzania powietrza wykorzystywane jest ciepła odpadowego, ciepła sieci ciepłowniczej lub ze spalania osadów.

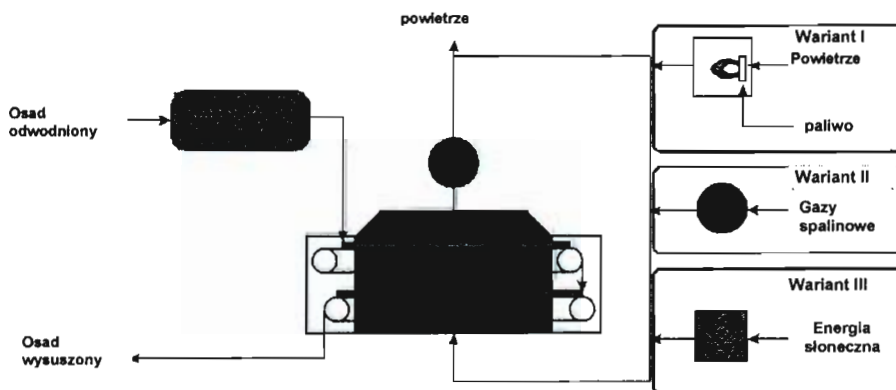
Grubość warstwy osadu waha się ok. 5-15 cm. Stosuje się dwa rozwiązania rozdrabniania osadu:

Typy - Wydajności

Typ	Szybkość odparowania [kg H ₂ O/h]	Zawartość SM na wejściu [%]	Wydajność(kg/h) (suszenie od 25 do 80% SM)
KULT 20	150	25	220
KULT 40	300	25	440
KULT 60	450	25	650
KULT 80	600	25	870
KULT 100	750	25	1.090

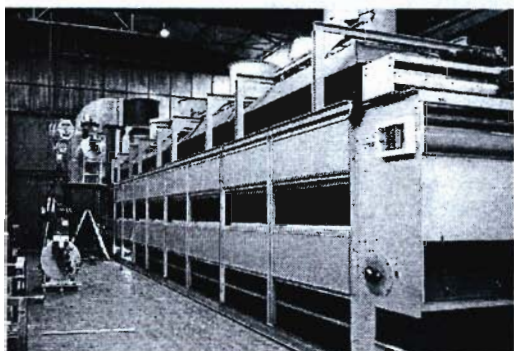
Instalacja do suszenia osadu Huber o modułowej konstrukcji jest dostępna w modułach uzależnionych od parametru szybkości parowania – jeden moduł o szybkości parowania =150 kg H₂O. Decydującym współczynnikiem dla procesu suszenia jest szybkość odparowania w kg H₂O/h. Możliwe jest zwiększenie wydajności suszenia jeżeli osad na wejściu ma podwyższoną zawartość suchej masy.

Rysunek 1. Przebieg procesu suszenia osadu w instalacji do suszenia osadu Huber



Fotografia 1.

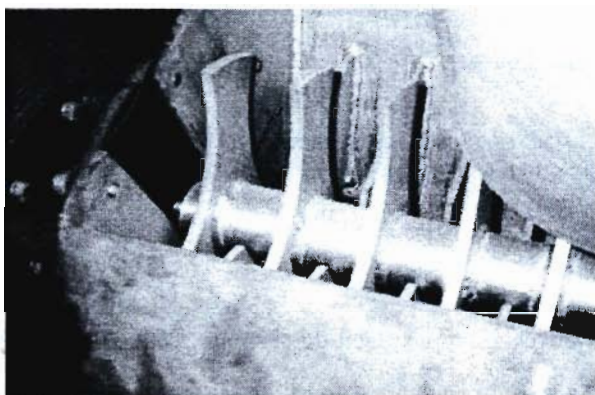
KULT – Arezzo



I.1. Rozdrabniarka osadu

Ten typ rozdrabniarki stosuje się dla osadów o zawartości suchej masy od 25-30%. Urządzenie do rozdrabniania osadu (Fot. 2) zbudowane jest z szybkoobrotowego wałka z przymocowanymi łopatkami. Rozdrobniony osad transportowany jest do przenośnika ślimakowego a następnie na górną taśmę suszarni.

Fotografia 2. Urządzenie do rozdrabniania osadu



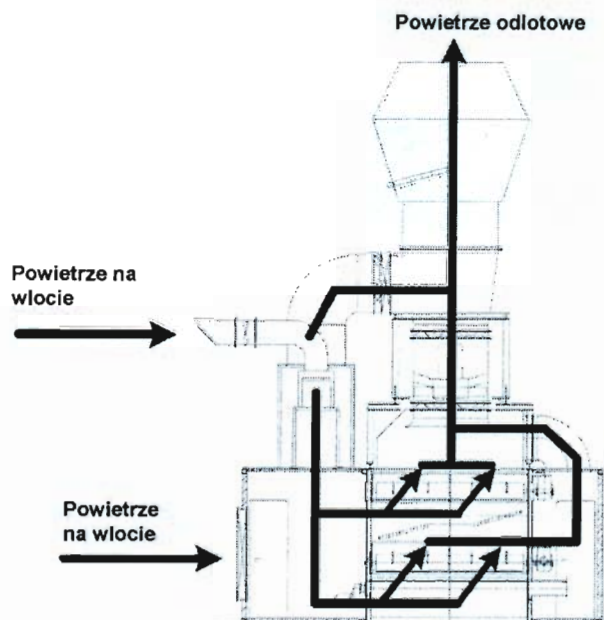
I.2. Nitkowanie osadu

Fotografia 3. Urządzenie do nitkowania i rozprowadzania osadu na taśmie



Dla osadów o większej zawartości suchej masy niż 25% stosowane jest nitkowanie osadu. Podsuszony osad opada z górnej taśmy na dolną. Wentylatory wymuszają obieg powietrza przez warstwę osadu. Powietrze absorbuje wilgoć z suszonego osadu. System kanałów obiegowych umożliwia recyrkulację części powietrza odlotowego. Taki sposób prowadzenia procesu znacznie ogranicza koszty zużycia energii.

Rysunek 2. Obieg powietrza w instalacji do suszenia osadu



Powietrze do suszenia osadów musi posiadać odpowiednie parametry technologiczne (temperatura i wilgotność), w przypadku dużej wilgotności lub zbyt niskiej temperatury powietrza stosuje się podgrzewanie powietrza. Przyjmuje się, że maksymalna temperatura powietrza wynosi 50°C.

1.3. Wpływ parametrów pracy i procesu

Przy doborze parametrów technologicznych pracy instalacji do suszenia osadu Huber należy brać pod uwagę następujące parametry:

- Zawartość suchej masy w osadzie na wlocie
- Temperaturę i wilgotność powietrza
- Grubość warstwy osadu
- Wymaganą zawartość suchej masy na wlocie

Parametry powietrza otaczającego są badane w sposób ciągły. Na ich podstawie automatycznie ustawiane są parametry technologiczne takie jak:

- Ilość powietrza recyrkulowanego
- Szybkość przesuwu taśm
- Temperatura powietrza w suszarni
- Stopień recyrkulacji powietrza odlotowego

Niska temperatura powietrza do suszenia umożliwia zastosowanie alternatywnych źródeł energii do jego podgrzania np.

- Ciepła woda z elektrociepłowni
- Gazy odlotowe
- Ciepła woda i para z procesów przemysłowych

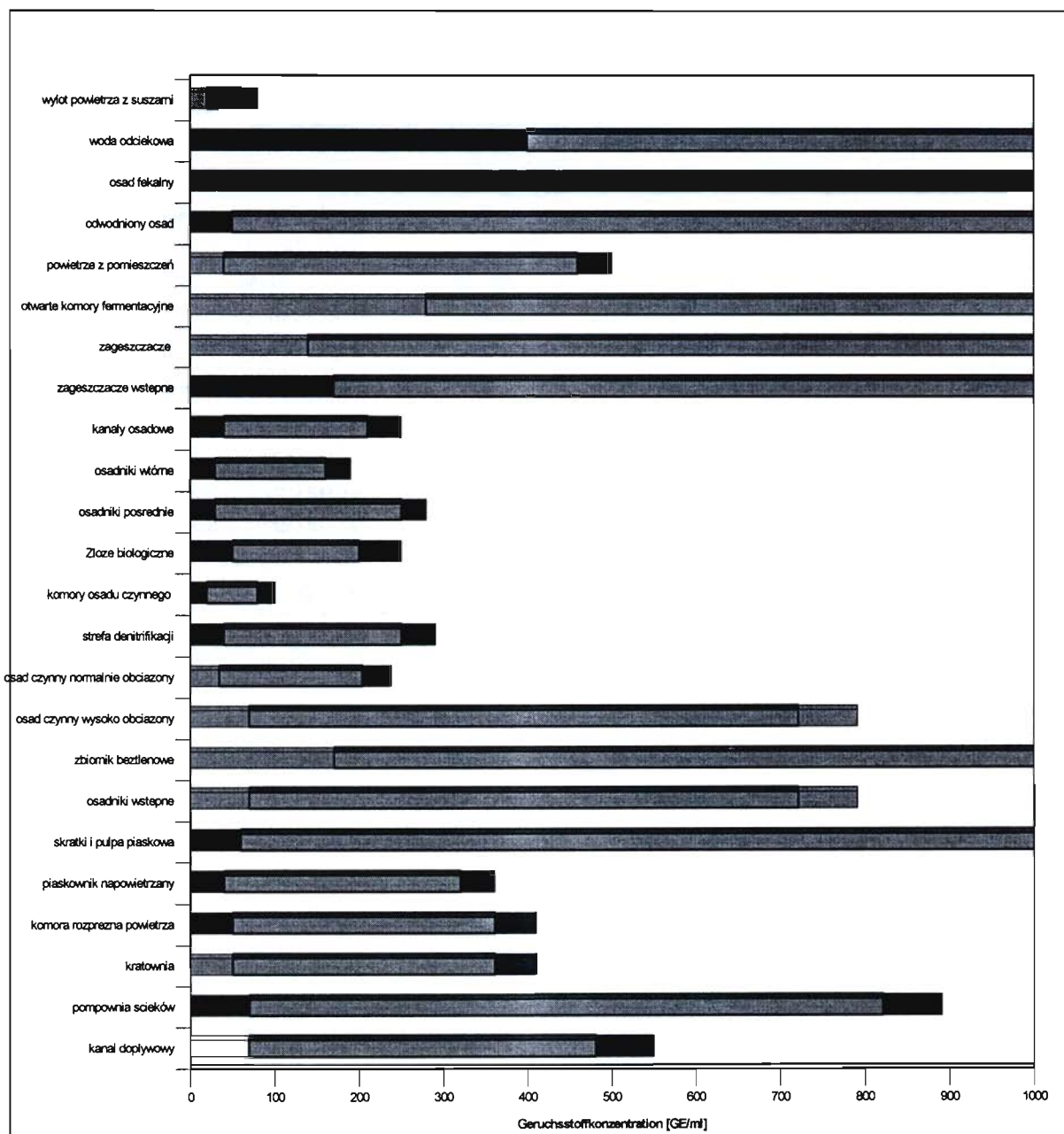
Jak pokazano na schemacie *Przebiegu procesu suszenia* możliwe jest korzystanie z ciepła z różnych źródeł podczas całego roku.

2. Emisje

Warunki procesu instalacji do suszenia osadu Huber: niska temperatura i duży strumień powietrza wlotowego powodują, że zawartość zanieczyszczeń w powietrzu wylotowym jest dużo niższa od norm dopuszczalnych. Przeprowadzone testy wykazują iż zawartość drobnoustrojów w gazach wylotowych nie różni się od ilości ich w powietrzu na wlocie. Emisja odorów powietrza odlotowego w instalacji do suszenia osadów jest niska w porównaniu z odorami emitowanymi w poszczególnych fazach oczyszczalni ścieków.

Rysunek 3 pokazuje emisje odorów w oczyszczalni ścieków i gazach odlotowych instalacji do suszenia osadów. Pomiarzy zostały wykonane przez Państwowy Instytut Higieny Bawarii/w Saksonii.

Rysunek 3. Emisja odorów z różnych źródeł w oczyszczalni ścieków



Emisja odorów z instalacji do suszenia osadów jest dużo poniżej emisji z innych źródeł. Dla przypomnienia emisja zapachów ok. 100 ppm jest już bardzo wyczuwalna.

Lista referencyjna instalacji do suszenia osadów

Firma	Kraj	Typ instalacji	Szybkość Odpar. [kg/h]	Zawartość SM na wylocie [%]	Branża	Data instalacji
Juist	D	KULT 24	100	85	Miejska Oczyszcz. Ścieków	01. 91
Höhr Grenzhäuser	D	KULT 30	240	80 - 90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	06. 92
Ransbach-Baumbach	D	KULT 48	220	80 -90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	07. 92
Sösetal	D	KULT 50	200	85	Oczyszczalnia Ścieków	04. 94
Bruckmühl	D	KULT 40	250	80 - 90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	06. 94
Bruchmühlbach	D	KULT 32	240	80 - 90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	02. 95
Wallmerod	D	KULT 24	100	85	Miejska Oczyszcz. Ścieków	05. 95
Enkenbach	D	KULT 40	320	80	Miejska Oczyszcz. Ścieków	08. 95
Weißenhorn	D	KULT 48	220	80	Miejska Oczyszcz. Ścieków	11. 95
Firma Windel	D	KULT 60	130	80 - 90	Przemysł tekstylny	03. 96
Firma Heiler Läder	D	KULT 60	300	80	Przemysł skórzaný	08. 96
Bayr. Untermain	D	3x KULT 100	1.500	90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	12. 96
St. Peter Ording	D	KULT 60	200	85	Miejska Oczyszcz. Ścieków	06. 97
Granetal	D	2 x KULT 50	500	85	Oczyszczalnia Ścieków	08. 97
Oerbke	D	KULT 18	100	80	Miejska Oczyszcz. Ścieków	11. 97
Karnische Region	A	KULT 60	300	80	Miejska Oczyszcz. Ścieków	04. 98
Bergen-Hohne	D	KULT 30	150	60 - 80	Miejska Oczyszcz. Ścieków	04. 00
Salamander	D	KULT 60	250	60	Przemysł skórzaný	06. 00
Arezzo	I	KULT 100	700	90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	03.01
Zavragia	CH	KULT 20	100	90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	03.01
Schwyz	CH	KULT 40	240	90	Miejska Oczyszcz. Ścieków	01. 02

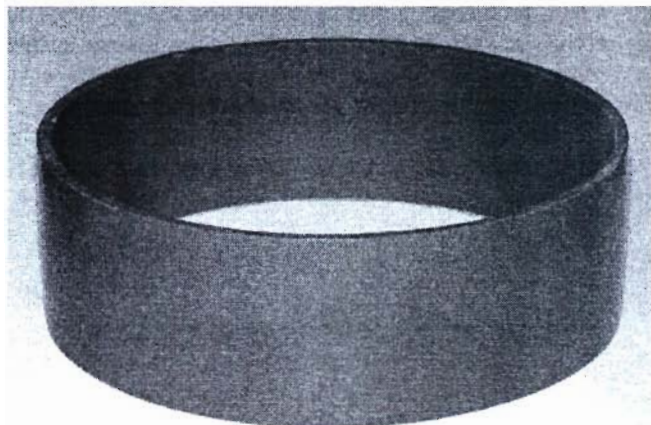
RURY KANALIZACYJNE Z PVC-U W ASPEKTCIE DOKUMENTÓW NORMALIZACYJNYCH

Streszczenie

W chwili obecnej w Polsce istnieje tylko jedna norma dotycząca rur kanalizacyjnych z tworzyw sztucznych. Jest to PN-EN 1401-1 *Podziemne bezciśnieniowe systemy przewodowe z niezmiękczonego poli (chlorku winylu) (PVC-U) do odwadniania i kanalizacji*. Dotyczy ona rur PVC-U o ściance jednorodnej. Rury kanalizacyjne PVC-U o ściance warstwowej lub profilowej są z tą normą niezgodne i ich producenci zgodnie z Prawem Budowlanym muszą posiadać stosowne aprobaty techniczne.

Na przełomie lat pięćdziesiątych XX wieku dynamiczny rozwój przemysłu chemicznego, a w szczególności przemysłu tworzyw sztucznych, spowodował wprowadzenie do budowy sieci kanalizacyjnych rur z polichlorku winylu, polietylenu oraz polipropylenu. Rury te wraz z upływem czasu znalazły uznanie wśród wykonawców i inwestorów ze względu na swe niewątpliwe zalety jakimi są niski ciężar, łatwość montażu, szczelność połączeń, duża gładkość powierzchni oraz wysoka odporność na ścieranie. Wraz ze wzrostem popularności rur tworzywowych nastąpił ich rozwój technologiczny. Wprowadzono szereg zmian i ulepszeń konstrukcyjnych. Koncentrowały się one przede wszystkim na budowie ścianki rury. Zaczęto odchodzić od jednorodnej budowy ścianki na rzecz ścianek warstwowych i profilowych. Nowe rozwiązania konstrukcyjne ścianek pozwoliły na dodatkowe obniżenie ciężaru rur oraz na zwiększenie ich sztywności obwodowej. W chwili obecnej na rynku krajowym najszerze zastosowanie w budowie sieci kanalizacyjnych, szczególnie małych średnic, znajdują rury z polichlorku winylu (PVC-U). Występują one w trzech rodzajach, różniących się głównie konstrukcją ścianki. W związku z wątpliwościami i sprzecznymi interpretacjami dotyczącymi dokumentacji normalizacyjnej dla poszczególnych rodzajów rur oraz przypadkami świadomego wprowadzania w błąd klientów przez nierzetelnych producentów, przedstawiamy Państwu charakterystykę poszczególnych rodzajów rur i nasze stanowisko w przedmiotowej sprawie poparte opiniami kompetentnych instytucji.

Rura ze ścianką o konstrukcji jednorodnej (litej). Cała ścianka jest wykonana z jednorodnego twardego PVC – przekrój ścianki posiada jednolity, ceglasto-pomarańczowy kolor. Ten rodzaj rur, który pojawił się jako pierwszy na rynku krajowym, jest zgodny z PN-EN 1401-1.



Rura ze ścianką o konstrukcji warstwowej. Zwana rurą trójwarstwową lub rurą ze ścianką z rdzeniem spienionym. Ścianka składa się z trzech warstw: wewnętrznej i zewnętrznej wykonanej z twardego PVC oraz środkowej wykonanej ze spienionego PVC. W przekroju ścianki po dokładnym obejrzeniu, można zauważyć środkową warstwę o jaśniejszym kolorze w stosunku do wewnętrznej i zewnętrznej warstwy. Rodzaj rur wizualnie bardzo podobny do rur ze ścianką jednorodną – rozróżnienie tych rodzajów rur wymaga znajomości tematu i dokładnego obejrzenia przekroju ścianki. Rury trójwarstwowe są niezgodne z PN-EN 1401-1 w dwóch punktach:

Punkt 8.1 *Właściwości fizyczne rur*, tablica 12. Właściwość – Odporność na dichlorometan w określonej temperaturze; Wymagania – Brak oddziaływania na powierzchnię próbek. **Dichlorometan oddziałuje na spienione PVC.**

Załącznik B *Ogólne właściwości dotyczące rur i kształtek z PVC-U*. Punkt B.2 „Właściwości materiału”. Materiał stosowany do produkcji rur i kształtek, zgodnych z niniejszą normą ma następujące właściwości – średnia gęstość $\approx 1,4 \text{ g/cm}^3$. **Materiał stosowany do produkcji rur ze ścianką z rdzeniem spienionym posiada dużo niższą średnią gęstość.**

Ponadto PN-EN 1401-1 nie określa grubości poszczególnych warstw z jakich zbudowana jest ścianka rury a jest to istotny parametr wpływający na sztywność obwodową oraz żywotność rur w aspekcie ścieralności ich wewnętrznej powierzchni. W świetle podanych powyżej sprzeczności z PN-EN 1401-1, zgodnie z Prawem Budowlanym, zachodzi konieczność posiadania przez producentów przedmiotowych rur, stosownych aprobat technicznych oraz produkowania, znakowania i wydawania deklaracji zgodności w oparciu o uzyskane aprobaty. Zostało to potwierdzone przez Polski Komitet Instalacyjny „INSTAL” Warszawa (zainteresowanym tematem udostępniamy kopie stosownych pism). Niestety zdarzają się przypadki oferowania klientowi zamawiającemu rury zgodne z PN-EN 1401-1, rur trójwarstwowych oznakowanych na zgodność z Polską Normą co jest niezgodne z Prawem Budowlanym. Nierzetelni producenci, wykorzystując wizualne podobieństwo obydwu rodzajów rur, świadomie wprowadzają klienta w błąd ze względu na mniejsze koszty produkcji rur trójwarstwowych. Niejednokrotnie w celu dodatkowego obniżenia kosztów producenci zaniżają grubości warstw ścianki z jenerodnego PVC co wpływa ujemnie na sztywność obwodową rur oraz ich żywotność w aspekcie ścierania powierzchni wewnętrznej.



Rura ze ścianką o konstrukcji profilowej. Przekrój ścianki posiada kształt określonego profilu. Na rynku krajowym występuje kilka odmian tego rodzaju rur, GAMRAT S.A. produkuje je pod nazwą KORGAM. Są łatwe do rozpoznania ze względu na charakterystyczny kształt powierzchni zewnętrznej (pofalowany). Konstrukcja ścianki zapewnia wysoką sztywność obwodową.

Rury niezgodne z PN-EN 1401-1, ich produkowanie wymaga uzyskania stosownych aprobat technicznych.



W chwili obecnej w Polsce istnieje tylko jedna norma dotycząca rur kanalizacyjnych z tworzyw sztucznych. Jest to **PN-EN 1401-1 Podziemne beczśnienniotowe systemy przewodowe z niezmiękczonego poli (chlorku winylu) (PVC-U) do odwadniania i kanalizacji**. Dotyczy ona rur PVC-U o ściance jednorodnej. Rury kanalizacyjne PVC-U o ściance warstwowej lub profilowej są z tą normą niezgodne i ich producenci zgodnie z Prawem Budowlanym muszą posiadać stosowne aprobaty techniczne.

PVC-U SEWAGE PIPES IN AN ASPECT OF STANDARIZATION DOCUMENTS

Summary

Nowadays in Poland there is only one standard regarding the plastic sewage pipes. It is PN-EN 1401-1 „Plastics piping systems for non-pressure underground drainage and sewerage - Unplasticized poly (vinyl chloride) (PVC-U)”

It refers to the PVC-U pipes of solid wall. The PVC-U sewage pipes of profiled or multilayer walls are not in compliance with that standard, and acc. to the Building Law, the manufacturers of such pipes have to have appropriate Technical Approvals.