

POLSKA AKADEMIA NAUK – Oddział w Krakowie
KOMISJA TECHNICZNEJ INFRASTRUKTURY WSI

POLISH ACADEMY OF SCIENCES – Cracow Branch
COMMISSION OF TECHNICAL RURAL INFRASTRUCTURE

INFRASTRUKTURA I EKOLOGIA TERENÓW WIEJSKICH

1/I

INFRASTRUCTURE AND ECOLOGY OF RURAL AREAS

Krzysztof Chmielowski

**SKUTECZNOŚĆ OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW
W PRZYDOMOWEJ OCZYSZCZALNI Z WYKORZYSTANIEM
ZMODYFIKOWANEGO FILTRU ŻWIROWO-PIASKOWEGO**

***THE EFFECTIVENESS OF DOMESTIC SEWAGE TREATMENT
IN A HOUSEHOLD SEWAGE TREATMENT PLANT WITH
A MODIFIED GRAVEL AND SAND FILTER***

Rozprawa habilitacyjna

Kraków 2013

RADA PROGRAMOWA – RESEARCH COUNCIL

Radomir Adamovský (*Praga*), Atilgan Atilgan (*Isparta*), Waclaw Bieda,
Wilhelm Opitz von Boberfeld (*Giessen*), Károly Bodnár (*Szeged*), Jerzy Gruszczyński,
Bent Hasholt (*Kopenhaga*), Jozsef Horvath (*Szeged*), Dušan Húska (*Nitra*),
Stanisław Krzanowski (*przewodniczący*), Csaba Juhász (*Debrecen*),
Josep Maria Llop-Torné (*Lleida*), Antoni T. Miler, Pavel Neuberger (*Praga*),
Ferenc Pál-Fám (*Kaposvár*), Jan Pawelek, Štefan Pogran (*Nitra*), Artur Radecki-Pawlik,
Jerzy Ratomski, Stanisław Rolbiecki, Czesław Rycąbel, Ulas Senyigit (*Isparta*),
Janusz L. Siemiński, Mirosław J. Skibniewski (*Maryland-College Park*),
Stefan Stojko (*Lwów*), Rastislava Stolična (*Bratysława*), Ryszard Ślizowski,
Emilio V. Carral Vilarino (*Santiago de Compostela*), Gerlind Weber (*Wiedeń*),
Stanisław Węglarczyk, Andrzej Woźniak, Zdzisław Wójcicki

Recenzenci: **prof. dr hab. inż. Jan Pawelek**
prof. dr hab. inż. Janusz Ryszard Rak

ISSN 1732-5587

Monografię wykonano w Katedrze Inżynierii Sanitarnej i Gospodarki Wodnej
Uniwersytetu Rolniczego im. Hugona Kołłątaja w Krakowie

W pracy wykorzystano wyniki badań prowadzonych w ramach projektu badawczego własnego,
finansowanego z Narodowego Centrum Nauki (Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego),
N N523 411838, realizowanego w latach 2010-2013.

WYDAWCA – EDITOR

Komisja Technicznej Infrastruktury Wsi PAN w Krakowie
Stowarzyszenie Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich

© Copyright by:
Stowarzyszenie Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich,
ul. św. Jana 28, 31-018 Kraków

SPIS TREŚCI

1.	Wprowadzenie	11
2.	Cel, zakres i tezy pracy	13
3.	Przegląd literatury.....	17
3.1.	Jakość ścieków bytowych na terenach wiejskich.....	17
3.2.	Potrzeby związane z realizacją przydomowych oczyszczalni ścieków.....	18
3.3.	Klasyczne filtry piaskowe o przepływie pionowym.....	24
3.3.1	Informacje ogólne	24
3.3.2	Charakterystyka materiałów używanych do budowy.....	37
3.3.3	Kolmatacja złoża filtracyjnego.....	41
3.3.4	Redukcja zanieczyszczeń.....	43
4.	Opis obiektów badań	46
4.1.	Badania modelowe	46
4.1.1	Wstępny model wycinkowy „M1”	46
4.1.2	Model „R1” – komora rozdzielcza.....	49
4.1.3	Finalny model wycinkowy „M2”.....	51
4.2.	Badania terenowe	53
4.2.1	Położenie obiektu badań	53
4.2.2	Osadnik gnilny	54
4.2.3	Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy „F1”	55
4.2.3.1	Uwagi wstępne.....	55
4.2.3.2	Komora rozdzielcza	57
4.2.3.3	Układ rozprowadzający ścieki	59
4.2.3.4	Warstwy filtracyjne.....	61
4.2.3.5	Układ napowietrzający złoża filtracyjne.....	63
4.2.3.6	Urządzenia do poboru próbek ścieków	63
5.	Metodyka badań.....	65
5.1.	Uwagi wstępne	65
5.2.	Badania modelowe	65
5.2.1	Wstępny model wycinkowy „M1”	65
5.2.2	Model „R1” – komora rozdzielcza.....	67
5.2.3	Finalny model wycinkowy „M2”.....	67
5.3.	Badania terenowe – prototyp „F1”	67
6.	Wyniki badań i ich analiza	77
6.1	Analiza wyników badań laboratoryjnych	77
6.1.1	Analiza wstępnych wyników badań laboratoryjnych – model „M1”.....	77
6.1.1.1	Uwagi wstępne.....	77
6.1.1.2	Analiza wartości stężeń oraz redukcji zanieczyszczeń.....	77

6.1.1.3	Określenie istotności różnic między średnimi wartościami badanych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach.....	91
6.1.1.4	Określenie wpływu obciążenia hydraulicznego na jakość ścieków oraz na redukcję zanieczyszczeń	95
6.1.1.5	Określenie wpływu liczby dawek ścieków w ciągu doby na ich jakość oraz redukcję zanieczyszczeń....	100
6.1.2	Analiza wyników badań uzyskanych z modelu „R1”	106
6.1.3	Analiza wyników badań z modelu „M2”	109
6.2.	Analiza wyników badań terenowych – prototyp „F1”	117
6.2.1	Analiza temperatury ścieków	117
6.2.2	Analiza ilości ścieków dopływających do prototypu „F1”	124
6.2.3	Analiza wartości badanych wskaźników w ściekach dopływających i odpływających z prototypu „F1”	133
6.2.4	Mięszość warstwy filtracyjnej jako czynnik różnicujący wartość wskaźników zanieczyszczenia ścieków	166
6.2.5	Analiza redukcji badanych wskaźników	174
6.2.6	Kinetyka reakcji w prototypie „F1”	185
6.2.7	Analiza mikrobiologiczna ścieków	191
6.2.8	Analiza niezawodności działania prototypu „F1”	201
7.	Podsumowanie i wnioski	204
	Bibliografia	208
	Streszczenie	217
	Załącznik nr 1	221
	Załącznik nr 2	223

CONTENTS

1.	Introduction	11
2.	Aim and scope of research.....	13
3.	Literature review.....	17
3.1.	Quality of domestic sewage in rural areas.....	17
3.2.	Needs related to the implementation of household sewage treatment plants.....	18
3.3.	Classical vertical flow sand filters.....	24
3.3.1	General information	24
3.3.2	Characteristics of the materials used for construction.....	37
3.3.3	Colmatage of the filter bed.....	41
3.3.4	Efficiency of pollutant reduction	43
4.	Description of research objects.....	46
4.1.	Model research	46
4.1.1	Preliminary fragmentary “M1” model	46
4.1.2	“R1” model – distribution chamber	49
4.1.3	Final fragmentary “M2” model.....	51
4.2.	Field research	53
4.2.1	Location of the object of research.....	53
4.2.2	Septic tank.....	54
4.2.3	Modified “F1” gravel and sand filter	55
4.2.3.1	Introductory remarks.....	55
4.2.3.2	Distribution chamber.....	57
4.2.3.3	Sewage distribution system.....	59
4.2.3.4	Filtration layers.....	61
4.2.3.5	Filter bed ventilation system	63
4.2.3.6	Sewage sampling equipment.....	63
5.	Research methodology.....	65
5.1.	Introductory remarks.....	65
5.2.	Model research	65
5.2.1	Preliminary fragmentary “M1” model	65
5.2.2	“R1” model – distribution chamber	67
5.2.3	Final fragmentary “M2” model	67
5.3.	Field research – “F1” prototype	67
6.	Results and analysis.....	77
6.1.	Analysis of laboratory test results	77
6.1.1	Analysis of preliminary laboratory test results – “M1” model.....	77
6.1.1.1	Introductory remarks	77
6.1.1.2	Analysis of concentrations and efficiency of pollutant reduction	77
6.1.1.3	Determination of significance of differences between mean values of the examined pollution indicators in sewage.....	91

6.1.1.4	Determination of the effect of hydraulic load on the sewage quality and efficiency of pollutant reduction	95
6.1.1.5	Determination of the effect of sewage dosage per day on its quality and efficiency of pollutant removal	100
6.1.2	Analysis of results obtained from “R1” model	106
6.1.3	Analysis of results obtained from “M2” model	109
6.2.	Analysis of field research results – “F1” prototype	117
6.2.1	Analysis of sewage temperature	117
6.2.2	Analysis of the amount of sewage flowing into “F1” prototype	124
6.2.3	Analysis of the examined indicators in sewage flowing into and out of “F1” prototype	
6.2.4	Filtration layer thickness as a factor differentiating sewage pollution indicators	166
6.2.5	Analysis of the efficiency of the examined pollutant reduction	174
6.2.6	Reaction kinetics in “F1” prototype	185
6.2.7	Microbiological analysis of sewage	191
6.2.8	Analysis of the reliability of “F1” prototype	201
7.	Summary and conclusions	204
	Bibliography	208
	Summary	219
	Attachment no. 1	221
	Attachment no. 2	223

SPIS WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

LIST OF THE MOST IMPORTANT SYMBOLS

- BZT₅ – biologiczne zapotrzebowanie tlenu / *BOD₅ – biological oxygen demand* [$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$],
- ChZT_{Cr} – chemiczne zapotrzebowanie tlenu / *COD_{Cr} – chemical oxygen demand* [$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$],
- df – liczba stopni swobody / *df – degrees of freedom*,
- dS₀ – różnica wartości wskaźnika zanieczyszczeń przypadająca na przyrost czasu filtracji / *difference between values of pollution indicator per the increase in filtration time*,
- d_t – przyrost czasu filtracji / *increase in the filtration time*,
- F- wartość empiryczna sprawdzianu testu / *empirical value of the statistics*,
- „F1” – prototyp zmodyfikowanego filtra zwirowo-piaskowego o przepływie pionowym (zakryty) / *prototype of the modified vertical flow gravel and sand filter (covered)*,
- H – miąższość złoża / *thickness of the bed* [mm],
- jtk- jednostki tworzące kolonie / *CFU – colony forming units*,
- k₀ – stała kinetyki reakcji zerowego rzędu / *constant of zero-order reaction kinetics* [$\text{mg dm}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$],
- k₁ – stała kinetyki reakcji pierwszego rzędu / *constant of first-order reaction kinetics* [d^{-1}],
- k₂ – stała kinetyki reakcji drugiego rzędu / *constant of second-order reaction kinetics* [$\text{d}^{-1} \cdot \text{mg}^{-1} \cdot \text{dm}^{-3}$],
- „M1” – model badawczy (do badań wstępnych) / *research model (for preliminary research)*,
- „M2” – model badawczy wtórny – odwzorowujący prototyp „F1” / *secondary research model – replicating the “F1” prototype*,
- Max – wartość maksymalna / *maximum value*,
- m_e – mediana / *median*,
- miano – najmniejsza objętość badanej próby, w której stwierdzono obecność oznaczanych wskaźników / *The smallest volume of the sample, which revealed the presence of the determined indicators*
- Min – wartość minimalna / *minimum value*,
- MS – średnia suma kwadratów / *mean squares*,
- N – liczba próbek [szt.] / *number of samples* [pcs.],
- N_{dmax} – współczynnik nierównomierności maksymalnego dobowego dopływu ścieków / *coefficient of nonuniformity of maximum daily sewage inflow*,

N_{dmin}	współczynnik nierównomierności minimalnego dobowego dopływu ścieków / <i>coefficient of nonuniformity of minimum daily sewage inflow</i> ,
$N-NH_4$	azot amonowy / <i>ammonium nitrogen</i> [$mgN-NH_4 \cdot dm^{-3}$],
N_{Kj}	azot Kjeldahla / <i>Kjeldahl nitrogen</i> [$mgN_{Kj} \cdot dm^{-3}$],
$N-NO_2$	azot azotynowy / <i>nitrite nitrogen</i> [$mgN-NO_2 \cdot dm^{-3}$],
$N-NO_3$	azot azotanowy / <i>nitrate nitrogen</i> [$mgN-NO_3 \cdot dm^{-3}$],
N_{og}	azot ogólny / <i>total nitrogen</i> [$mgN_{tot} \cdot dm^{-3}$],
N_{org}	azot organiczny / <i>organic nitrogen</i> [$mgN_{org} \cdot dm^{-3}$],
NPL	najbardziej prawdopodobna liczba / <i>most probable number</i> ,
p	prawdopodobieństwo testowe p / <i>p test probability</i> [-],
P_{og}	fosfor ogólny / <i>total phosphorus</i> [$mgP_{tot} \cdot dm^{-3}$],
POŚ	przydomowa oczyszczalnia ścieków / <i>domestic sewage treatment plant</i> ,
$PPW_{\%vol}$	polowa pojemność wodna gruntu / <i>field capacity of the ground</i> [%],
q	dawka ścieków / <i>dose of sewage</i> [$mm \cdot d^{-1}$],
Q_{dmax}	maksymalny średni dobowy dopływ ścieków / <i>maximum average daily sewage inflow</i> [$dm^3 \cdot d^{-1}$],
Q_{dmin}	minimalny średni dobowy dopływ ścieków / <i>minimum average daily sewage inflow</i> [$dm^3 \cdot d^{-1}$],
$Q_{dśr}$	średni dobowy dopływ ścieków / <i>average daily sewage inflow</i> [$dm^3 \cdot d^{-1}$],
$Q_{hśr}$	średni godzinowy dopływ ścieków / <i>average hourly sewage inflow</i> [$dm^3 \cdot h^{-1}$],
„R1”	model do badania komory rozdzielczej / <i>research model of distribution chamber</i> ,
R^2	współczynnik determinacji / <i>coefficient of determination</i> ,
RLM	Równoważna Liczba Mieszkańców / <i>Population Equivalents</i> ,
RS	specjalny współczynnik korelacji / <i>special correlation coefficient</i> [-]
R_{xy}	współczynnik korelacji / <i>correlation coefficient</i> ,
$S_{2mśr}$	wartość średnia wskaźnika na odpływie z modelu / <i>average value of the indicator at the outflow of the model</i> ,
$S_{2pśr}$	wartość średnia wskaźnika na odpływie z pomiarów / <i>average value of the indicator at the outflow from measurements</i> ,
S_o	wartość danego wskaźnika zanieczyszczeń na wyjściu z modelu / <i>value of a given pollution indicator at the output of the model</i> [$mg \cdot dm^{-3}$],
S_s	wartość danego wskaźnika zanieczyszczeń na wejściu do modelu / <i>value of a given pollution indicator at the input to the model</i> [$mg \cdot dm^{-3}$],
SS-Effect	suma kwadratów (suma kwadratów odchyłeń od średniej) / <i>sum of squares (sum of squared deviations from the mean)</i> ,
S-W	wartość testu Shapiro-Wilka / <i>Shapiro-Wilk's test value</i> [-],
t	wartość statystyki t-Studenta / <i>Student's t-test value</i> ,
T_p	temperatura powietrza / <i>air temperature</i> [$^{\circ}C$],
t_r	czas zatrzymania ścieków z złożu / <i>time of sewage retention in the bed</i> [d],
$T_{śd}$	temperatura ścieków dopływających do filtru „F1” / <i>temperature of sewage flowing into the “F1” filter</i> [$^{\circ}C$],
$T_{śo}$	temperatura ścieków odpływających z filtru „F1” / <i>temperature of sewage flowing out of the “F1” filter</i> [$^{\circ}C$],

t_{akr}	wartość krytyczna testu na poziomie istotności α / <i>critical value of the test at the significance level α</i> ,
V	połowa pojemność wodna całego złoża filtracyjnego / <i>field capacity of the whole filter bed [m³]</i> ,
V_{zm}	współczynnik zmienności / <i>coefficient of variability [-]</i> ,
WBR	względny średniokwadratowy błąd resztowy / <i>relative mean squared residual error [-]</i> ,
WN	współczynnik niezawodności / <i>reliability coefficient [-]</i> ,
X_{dop}	wartość dopuszczalna / <i>admissible value</i> ,
\bar{X}	wartość średnia / <i>mean value</i> ,
α	poziom istotności / <i>level of significance</i> ,
σ	odchylenie standardowe / <i>standard deviation</i> ,
μ	odsączalność gruntu / <i>gravity drainage capacity of the ground [-]</i> ,
ε	porowatość złoża filtracyjnego / <i>porosity of the filter bed [-]</i> .

1. WPROWADZENIE

Nieoczyszczone ścieki bytowe na terenach wiejskich stanowią nadal poważne zagrożenie dla środowiska naturalnego. Ścieki surowe charakteryzują się znacznym zakresem zmienności wartości wskaźników zanieczyszczenia [Bugajski 2010, Chmielowski 2008b, Chmielowski i Ślizowski 2008e, Chmielowski i Ślizowski 2009b, Chmielowski i in. 2009a, Chmielowski i in. 2009b, Chmielowski i Ślizowski 2010, Obarska-Pempkowiak 1996, Szpindor 1998, Sikorski 1989, Sikorski 1994a, Sikorski 1994b, Wałęga i in 2010]. Brak jednoczesnej budowy systemów wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach wiejskich przyczynił się do powstania znacznych dysproporcji pomiędzy zaopatrzeniem w wodę, a odprowadzeniem ścieków [Rak i in 1989a, Kucharski i Rak 1991a, Klugiewicz i Tomczyk 1995, Ciupa 1995, Błaszczuk 1999, Eymontt 2000, Pawełek i in. 2004]. Ścieki surowe wprowadzone do naturalnego odbiornika powodują szybką degradację życia w odbiorniku i przyczyniają się do zachwiania równowagi biologicznej w środowisku. Ścieki nieoczyszczone mogą doprowadzić do pogorszenia jakości wody w studniach indywidualnych, a nawet doprowadzić do całkowitego jej skażenia [Gruszczyński i Kwapisz 2000a, Rak i in. 1989b, Kucharski i Rak 1991b]. Na terenach gdzie nie można zastosować kanalizacji zbiorczej alternatywą pozostaje budowa dołów asenizacyjnych lub przydomowych oczyszczalni ścieków. Na terenach gdzie nie można wykonać kanalizacji grawitacyjnej, dobrą alternatywą staje się kanalizacja ciśnieniowa lub podciśnieniowa [Myczka 2001]. Natomiast w przypadku, gdy nie można zastosować wyżej podanych rozwiązań, a budowa szczelnego dołu bezodpływowego (szamba) w aspekcie eksploatacji jest nieopłacalna, doskonałym rozwiązaniem okazuje się budowa przydomowej oczyszczalni ścieków [Błażejewski 1997, Błażejewski 2000b, Jucherski 2000, Świgoń 2001].

Rozwój przydomowych oczyszczalni ścieków w Polsce obserwuje się od kilkudziesięciu lat. W roku 1998 zarejestrowanych przydomowych oczyszczalni było 4000 podczas gdy w 1999 roku liczba ta wzrosła do 18054 szt. [Świgoń 2003]. Intensywny wzrost obserwowano w latach kolejnych, gdzie w 2008 roku zarejestrowanych było 51 943 oczyszczalni przydomowych [GUS 2009], w 2010 liczba ta wzrosła do około 81 tysięcy [GUS 2011], a w 2011 zarejestrowano około 103 tysiące [GUS 2012]. Potencjalny właściciel posesji musi wziąć pod uwagę możliwość podłączenia do kanalizacji zbiorowej w przyszłości. Jeżeli ze względów na ukształtowanie terenu, rodzaj zabudowy w dłuższym okresie czasu nie ma takiej możliwości to ekonomicznie uzasadnione staje się

wybudowanie przydomowej oczyszczalni ścieków. Należy mieć na uwadze, że budowa dołu asenizacyjnego (bezodpływowego) oraz jego przyszła eksploatacja staje się znacznym obciążeniem ekonomicznym i czasowym dla właściciela. W gminach zdarzają się sytuacje, w których wybudowane z rozmachem systemy kanalizacyjne są bardzo kosztowne w eksploatacji a część tych kosztów jest pokrywana przez potencjalne osoby korzystające ze zbiorczego systemu kanalizacyjnego. Przyczyną tego stanu są często nieracjonalne rozwiązania projektowe, które były wymuszone przez programy dofinansowania inwestycji. Bowiem zdarzały się takie przypadki, że budowane były systemy kanalizacyjne na terenach o zróżnicowanej konfiguracji terenu z licznymi przepompowniami tylko dlatego, aby uzyskać dofinansowanie na budowę większego systemu kanalizacyjnego. Niejednokrotnie okazywało się, że koszty eksploatacyjne takich systemów kanalizacyjnych są duże, a to z kolei powodowało znaczne opłaty za odprowadzane ścieki. Należy, zatem z rozwagą przeprowadzić koncepcję różnych wariantów odprowadzenia ścieków tak aby w przyszłości było to racjonalne rozwiązanie. Zgodnie z Krajowym Programem Oczyszczania Ścieków Komunalnych zastosowanie zbiorczego systemu kanalizacyjnego jest uzasadnione wówczas, gdy na 1 km sieci kanalizacyjnej (nie biorąc pod uwagę długości przykanalików) przypada nie mniej niż 120 mieszkańców [Heidrich i Stańko 2008]. W Polsce na terenach wiejskich zabudowa rozproszona stanowi 26%, gdzie odległości między zagrodami wynoszą więcej niż 100 m [Sadecka 2008]. Budowa przydomowej oczyszczalni ścieków wymaga zainwestowania na początek pewnych środków, ale późniejsza eksploatacja ogranicza się jedynie do opróżniania raz do roku osadnika gnilnego. Błażejewski [2000a] podaje, że budowa przydomowych oczyszczalni ścieków jest ekonomicznie uzasadniona, gdy średnia długość grawitacyjnego kolektora kanalizacyjnego przypadająca na jednego mieszkańca przekracza kilkanaście metrów. Z kolei Martijnse [1999] proponuje budowę przydomowej oczyszczalni ścieków, gdy długość kolektora doprowadzającego do sieci kanalizacyjnej, przeliczona na jednego równoważnego mieszkańca przekracza 30 m.

Niniejsza praca dotyczy prototypu oczyszczalni ścieków przeznaczonej dla pojedynczego gospodarstwa lub kilku gospodarstw o łącznym przepływie nie przekraczającym $1,0 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$. W Polsce opracowano kilka nowatorskich rozwiązań oczyszczania ścieków dla pojedynczych budynków [Dzikiewicz 1994, Kuczewski 1993, 1991, Kuczewski i Paluch 1994, Łomotowski Wiśniewski 1993, Sikorski 1998, 1994a, 1994b, Szpindor 1994, Wierzbicki 1995]. Należą do nich oczyszczalnie torfowe (złoże biologiczne), tarczowe złoże biologiczne oraz gruntowo korzeniowe oczyszczalnie ścieków z wierzwą wiciową i trzcina polną.

2. CEL, ZAKRES I TEZY PRACY

Celem pracy była analiza skuteczności działania prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym. Cel pracy został zrealizowany poprzez wykonanie wstępnych badań laboratoryjnych z wykorzystaniem modelu wycinkowego „M1” w skali 1:1, a następnie wykonanie prototypu zmodyfikowanego filtra „F1” w terenie i określenie skuteczności działania w warunkach terenowych. Na tej podstawie autor zaproponował nowatorskie rozwiązanie, zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym. Obecnie trwają procedury związane ze zgłoszeniem patentowym prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego.

Badania laboratoryjne na modelu „M1” przeprowadzono dla 3 wariantów dawkowań ścieków (4, 12, 24 razy na dobę). Dla każdego z wariantów dawkowań zastosowano cztery obciążenia hydrauliczne złoża filtracyjnego (38, 77, 100, 135 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$). Model „M1” składał się z dwóch zasadniczych warstw. Pierwszą stanowiła warstwa zabezpieczająca wykonana z drobnego żwiru o średnicy miarodajnej $d_{10}=1,66$ mm oraz o miąższości wynoszącej 50 cm. Zadaniem tej warstwy było zmniejszenie zanieczyszczeń jakie dopływały do właściwej warstwy filtracyjnej. Drugą warstwę stanowił piasek o średnicy miarodajnej $d_{10}=0,40$ mm i miąższości 60 cm. Zasadniczym celem wstępnych badań laboratoryjnych było określenie wartości wskaźników zanieczyszczeń po przesączeniu przez poszczególne warstwy i na tej podstawie określenie skuteczności oczyszczania. Analizie fizykochemicznej zostały poddane następujące wskaźniki zanieczyszczenia ścieków: BZT₅, ChZT_{Cr} oraz zawiesina ogólna. Autor podjął próbę określenia, czy warstwa drobnego żwiru w istotny sposób zmniejszy zanieczyszczenia jakie dopływają do modelu, a co za tym idzie zabezpieczy właściwą warstwę filtracyjną przed kolmatacją. Dodatkowo określono wpływ liczby dawkowań ścieków do modelu w ciągu doby na jakość ścieków oczyszczonych oraz na redukcję zanieczyszczeń.

Autorskie rozwiązanie filtra piaskowego o przepływie pionowym polegało na:

- wprowadzeniu przed właściwą warstwą filtracyjną (piaskową) warstwy zabezpieczającej z drobnego żwiru,
- zastosowaniu innowacyjnego układu rozprowadzającego ścieki w postaci autorskiego rozwiązania,
- zmniejszeniu powierzchni filtra w stosunku do rozwiązań klasycznych.

Klasyczne filtry piaskowe o przepływie pionowym zajmują znaczą powierzchnię (25-30 m² dla pięcioosobowego gospodarstwa). W pracy podjęto próbę zmniejszenia wymiarów filtru w planie. Ważnym elementem modyfikacji złoża jest zaprojektowanie odpowiedniego systemu rozprowadzania ścieków tak, aby wykorzystać warstwę filtracyjną w jak najwyższym stopniu. Rozstawa drenów rozprowadzających ścieki po powierzchni złoża filtracyjnego w konwencjonalnych rozwiązaniach jest bardzo duża i wynosi według Heidricha [1998] 200 cm. Przy miąższości właściwej warstwy filtracyjnej wynoszącej od 60 do 100 cm może dochodzić do nierównomiernego obciążenia złoża filtracyjnego. Poprzez zwiększenie wykorzystania warstwy filtracyjnej oraz wprowadzenie dodatkowej warstwy zabezpieczającej (z drobnego żwiru) można znacznie zmniejszyć wymiary filtru piaskowego o przepływie pionowym, przy równoczesnym zachowaniu jakości filtratu na dopuszczalnym poziomie.

Na podstawie wstępnych badań modelowych został zaprojektowany prototyp zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego, a następnie wybudowany w terenie. W oparciu o analizy fizyko-chemiczne ścieków dopływających do filtru oraz oczyszczonych zostały przedstawione wartości stężeń ścieków w badanym okresie. Dodatkowo wykonano analizy fizyko-chemiczne ścieków pobranych z różnych głębokości złoża. Dokonano również zestawienia skuteczności zmniejszenia badanych wskaźników na poszczególnych głębokościach filtru. Określona została ilość ścieków przepływająca przez prototyp oczyszczalni, a także temperatura powietrza, ścieków wstępnie oczyszczonych oraz oczyszczonych. Na podstawie zebranych danych dokonano szczegółowej ich analizy i interpretacji.

W ramach badań laboratoryjnych z wykorzystaniem modelu „M1” podjęto próbę określenia:

- stężenia badanych wskaźników w ściekach dopływających do modelu oraz odpływających z komory „A” (warstwa drobnego żwiru) i komory „B” (właściwa warstwa filtracyjna wykonana z piasku),
- skuteczności zmniejszenia zanieczyszczeń po komorze „A”, po komorze „B” oraz całkowitej dla modelu,
- wpływu liczby dawek na jakość ścieków oczyszczonych po komorze „A” i „B”,
- wpływu liczby dawek na redukcję zanieczyszczeń po komorze „A” i „B”,
- skuteczności zmniejszenia zanieczyszczeń przy zadanych obciążeniach hydraulicznych.

W ramach przeprowadzonych badań terenowych z wykorzystaniem prototypu filtru „F1” określono:

- ilość ścieków bytowych dopływających do filtru,
- temperaturę powietrza oraz temperaturę ścieków dopływających i odpływających z filtru,

– wartości wskaźników fizyko-chemicznych zanieczyszczenia w ściekach dopływających oraz odpływających z filtru: BZT₅, ChZT_{Cr}, tlen rozpuszczony, zawiesina ogólna, odczyn pH, fosfor ogólny, azot amonowy N-NH₄, azot organiczny, azot całkowity Kjeldahla, azot azotynowy N-NO₂, azot azotanowy N-NO₃ oraz azot ogólny, (dodatkowo określono wartości wskaźników fizyko-chemicznych ścieków pobranych z następujących głębokości złoża filtracyjnego: 10, 30, 50, 90 cm),

– wartości wskaźników mikrobiologicznych zanieczyszczenia ścieków: bakterie grupy *coli*, *Escherichia coli*, Enterokoki, *Salmonella sp.*, *Shigella sp.* oraz *Clostridium perfringens* w ściekach dopływających do filtru, na odpływie z warstwy żwirowej oraz na odpływie z warstwy piaskowej,

– redukcję zanieczyszczeń fizyko-chemicznych w filtrze,
– redukcję zanieczyszczeń mikrobiologicznych w filtrze,
– niezawodność działania filtru w zakresie spełnienia wymogów jakościowych stawianych ściekom oczyszczonym (zgodnie z Rozporządzeniem [2006]),
– stałe kinetyki reakcji dla różnych rzędów.

W związku z tym, że pod względem konstrukcyjnym model „M1” różnił się od wybudowanego w terenie prototypu „F1” następującymi elementami:

- układem rozprowadzającym ścieki po powierzchni złoża,
- układem napowietrzającym złożo,
- oddzieleniem warstwy zabezpieczającej od właściwej warstwy filtracyjnej poprzez komorę powietrzną (rysunek 19),

Autor zdecydował się wybudować w laboratorium model „M2” odwzorowujący prototyp „F1”. W ramach przeprowadzonych badań laboratoryjnych z wykorzystaniem modelu „M2” określono:

– wartości badanych wskaźników zanieczyszczenia ścieków dopływających do modelu i ścieków oczyszczonych przy zadanych obciążeniach hydraulicznych złoża filtracyjnego (analizie poddano trzy wskaźniki: BZT₅, ChZT_{Cr} oraz zawiesinę ogólną),
– redukcję zanieczyszczeń przy zadanych obciążeniach hydraulicznych,
– czas zatrzymania ścieków przy zadanych obciążeniach hydraulicznych.

W ramach rozprawy przyjęto do zweryfikowania następujące tezy:

w przypadku badań laboratoryjnych z wykorzystaniem modeli „M1”, „R1” oraz „M2”

– żwirowa warstwa zabezpieczająca w istotnym stopniu redukuje wartości badanych wskaźników zanieczyszczenia ścieków,
– liczba dawkowań w ciągu doby wpływa na jakość ścieków oczyszczonych i skuteczność zmniejszania zanieczyszczeń,
– średnica przewodów rozprowadzających w głowicy rozdzielczej wpływa na równomierne rozdzielenie dawki ścieków,

- wzrost obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego powoduje zwiększenie wartości wskaźników w ściekach oczyszczonych.

w przypadku badań terenowych z wykorzystaniem prototypu „F1”

- miąższość złoża filtracyjnego w istotny sposób wpływa na stężenie ścieków oczyszczonych na poszczególnych głębokościach,
- badane wskaźniki fizyko-chemiczne najintensywniej redukowane są w początkowych głębokościach złoża filtracyjnego,
- żwirowa warstwa zabezpieczająca w istotnym stopniu redukuje wartości badanych wskaźników mikrobiologicznych,
- zmodyfikowany filtr piaskowy w istotnym stopniu redukuje wartości wskaźników mikrobiologicznych.

Badania wykonano w Katedrze Inżynierii Sanitarnej i Gospodarki Wodnej, na Wydziale Inżynierii Środowiska i Geodezji Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie. Badania zostały wykonane w ramach projektu badawczego własnego (N N523 411838), realizowanego w latach 2010-2013 pt. „Innowacyjne rozwiązania w zakresie wymiarowania i konstruowania filtrów piaskowych o przepływie pionowym w przydomowych oczyszczalniach ścieków”. Projekt badawczy finansowany był przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego (od 2011 roku przez Narodowe Centrum Nauki w Krakowie).

3. PRZEGLĄD LITERATURY

3. 1. JAKOŚĆ ŚCIEKÓW BYTOWYCH NA TERENACH WIEJSKICH

Ścieki bytowe to wody zanieczyszczone o zmienionych parametrach fizycznych, chemicznych i bakteriologicznych zużyte w wyniku działalności życiowej i produkcyjnej człowieka. Pochodzą one z WC jako ścieki fekalne, z umywalek, kuchni, pralek itp. Ścieki bytowe mogą powstawać w gospodarstwach domowych, instytucjach użyteczności publicznej, zakładach przemysłowych (w wyniku funkcjonowania personelu). Surowe ścieki bytowe, pochodzące z pojedynczego gospodarstwa charakteryzują się znaczną zmiennością jakości pod względem zanieczyszczeń organicznych jak również ilości powstających ścieków [Ślizowski i Chmielowski 2007, Chmielowski i Ślizowski 2008d, Chmielowski 2009, Chmielowski i Ślizowski 2009a].

Jakość ścieków można scharakteryzować za pomocą dwóch parametrów [Osmulska-Mróż 1995]:

- stężenia zanieczyszczeń,
- ładunku zanieczyszczeń.

Stężenie zanieczyszczeń można określić na podstawie jednostkowego ładunku zanieczyszczeń oraz jednostkowej średniej dobowej ilości ścieków:

$$S = \frac{S_x}{q_{dsr}} [g \cdot m^{-3}] \quad (1)$$

gdzie:

- S_x – jednostkowy ładunek zanieczyszczeń x przypadający na jednego mieszkańca [$g \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$],
- q_{dsr} – jednostkowa średnia dobowa ilość ścieków przypadająca na jednego mieszkańca [$m^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$].

W związku z ekonomicznym zużywaniem wody wodociągowej można spodziewać się, że stężenie ścieków będzie wzrastać. Według Sikorskiego [1998] utrzymuje się stała tendencja większych stężeń zanieczyszczeń w ściekach z kanalizacji zagrodowych, w porównaniu ze stężeniem zanieczyszczeń w ściekach z kanalizacji zbiorowych.

Drugim parametrem określającym jakość ścieków jest ładunek zanieczyszczeń, który można obliczyć z następującej zależności:

$$L = S \cdot q_{d\text{sr}} \quad [\text{g} \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}] \quad (2)$$

gdzie:

S – stężenie zanieczyszczeń $[\text{g} \cdot \text{m}^{-3}]$,

q_{sr} – jednostkowa średnia dobowo ilość ścieków przypadająca na jednego mieszkańca $[\text{m}^3 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}]$.

Średnie jednostkowe ładunki zanieczyszczeń dla wybranych wskaźników według różnych autorów przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Średnie jednostkowe ładunki zanieczyszczeń wg różnych autorów
Table 1. Average unit pollutant loads by various authors

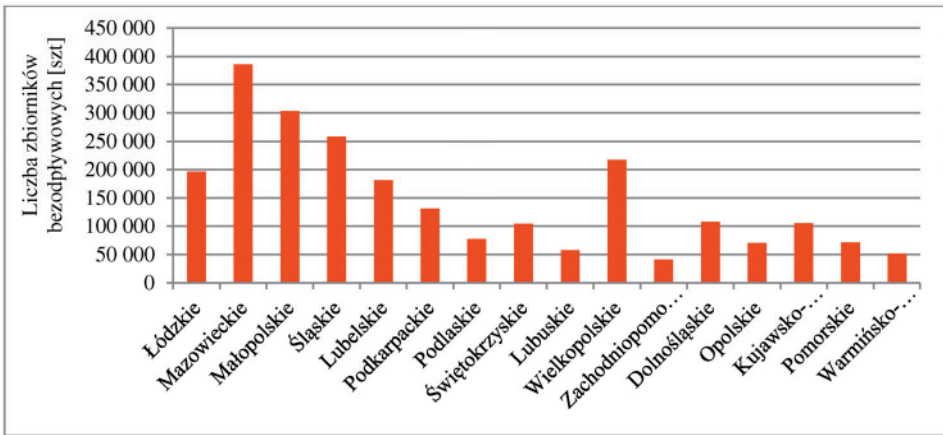
Wskaźnik	Jednostka	Wartość wg autora				
		[Henze i inni 1995]	[Sikorski 1994a]	[Błażejowski 1994]	[Metcalf i Eddy 1991]	[Szwedzki urząd ochrony przyrody 1990]
BZT ₅	$\text{gO}_2 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$	57,0	45-50	55-85	80	-
ChZT	$\text{gO}_2 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$	-	55-60	120-210	-	150
Zawiesiny ogólne	$\text{g} \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$	71,5	45-50	60-95	90	70
Azot ogólny (N _{og})	$\text{g} \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$	12,8	10-12	10-18	12,3	12
Fosfor ogólny (PO ₄)	$\text{g} \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$	2,7	10-12	2-7	2,7	2,5

W zależności od źródła danych wartość BZT₅ waha się od 45 do 80 $\text{gO}_2 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$. ChZT przyjmuje wartości od 55 do 210 $\text{gO}_2 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$. Jest to szeroki zakres danych wynikający z różnej ilości zużywanej wody oraz czynności wykonywanych w domu. Jednostkowy ładunek fosforu ogólnego według wyżej wymienionych autorów kształtuje się od 2,5-2,7 $\text{gPO}_4 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$.

3.2. POTRZEBY ZWIĄZANE Z REALIZACJĄ PRZYDOMOWYCH OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW

Według danych GUS [2012] liczba zbiorników bezodpływowych (tzw. szamb), w których czasowo składowane są nieczystości ciekłe, spadła z 2 406 756 szt. w 2010 roku do 2 359 439 szt. w roku 2011. Są to w dalszym ciągu bardzo duże liczby niebezpiecznych miejsc punktowego skażenia środowiska naturalnego. Eksploatacja potencjalnego dołu wybieralnego w dłuższym okresie czasu jest kosztowna. Często zdarza się, że właściciele tego typu urządzeń przepom-

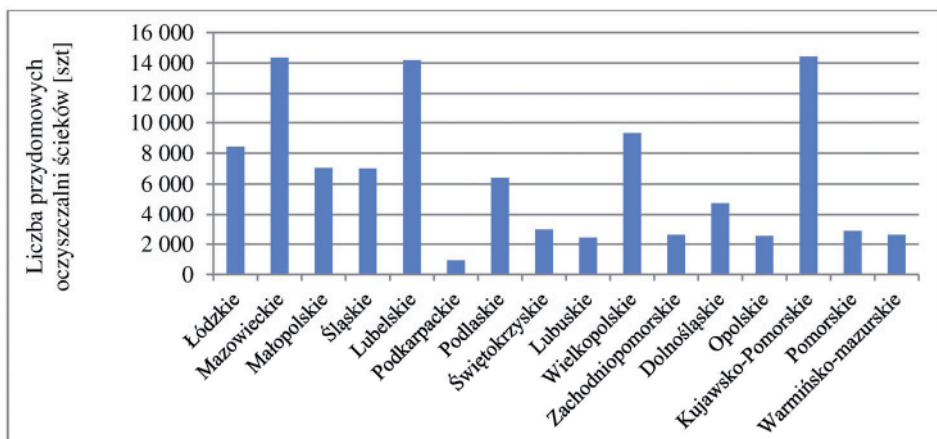
powują nieczystości ciekłe bezpośrednio na pola lub do przydrożnych rowów. Dużo do życzenia pozostawia szczelność samych dołów bezodpływowych. Na rysunku 1 zestawiono liczbę zbiorników bezodpływowych w poszczególnych województwach Polski w 2011 roku. Największą liczbę zbiorników obserwuje się w województwie mazowieckim (398 411 szt.), a najmniejszą w województwie zachodniopomorskim (40 447 szt.). Tak duża liczba świadczy o ogromnym zapotrzebowaniu na przydomowe oczyszczalnie ścieków. Według Sadeckiej [2008] 26% polskich wsi charakteryzuje się zabudową rozproszoną. Józwiakowski [2012] szacuje, że jeżeli na tych terenach będą wybudowane wyłącznie przydomowe oczyszczalnie ścieków to ich liczba może wynieść ponad 669 tysięcy.



Rysunek 1. Liczba zbiorników bezodpływowych w poszczególnych województwach w 2011 roku [GUS 2012]

Figure 1. Number of septic tanks in each voivodeship in 2011 [CSO 2012]

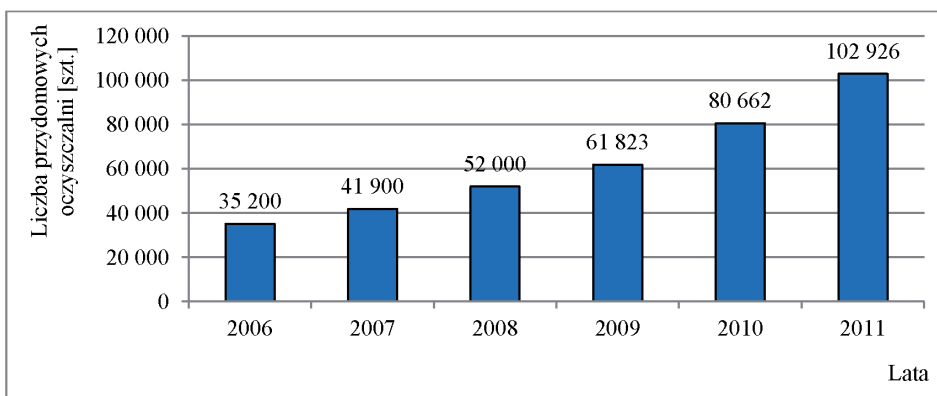
Na rysunku 2 przedstawiono liczbę przydomowych oczyszczalni ścieków zarejestrowanych w gminach z podziałem na województwa w roku 2011. Najwięcej POŚ zarejestrowano w województwie mazowieckim (14 437 szt.), a najmniej w województwie podkarpackim (930 szt.) Na zróżnicowanie liczby POŚ w poszczególnych województwach może mieć stopień ich skanalizowania i zwodociągowania, a także charakter zabudowy oraz ukształtowanie terenu [Józwiakowski, Pytka 2010].



Rysunek 2. Liczba przydomowych oczyszczalni ścieków w poszczególnych województwach w 2011 roku [GUS 2012]

Figure 2. Number of domestic sewage treatment plants in each voivodeship in 2011 [CSO 2012]

Na uwagę zasługuje wzrastająca z roku na rok liczba zarejestrowanych POŚ. Na rysunku 3 zestawiono liczbę zarejestrowanych POŚ w gminach w latach 2006-2011.

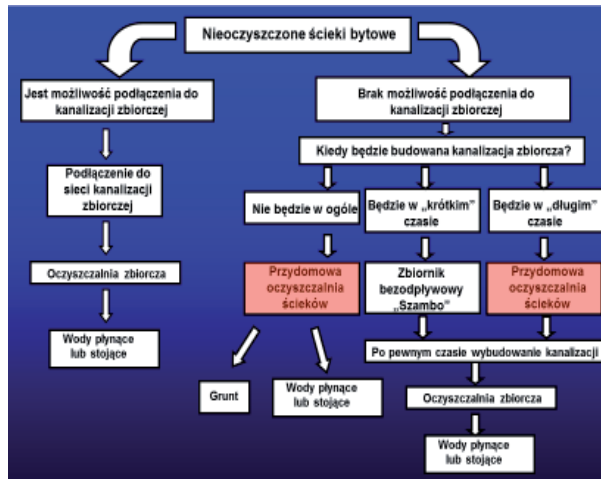


Rysunek 3. Liczba przydomowych oczyszczalni ścieków zarejestrowanych w gminach w latach 2006-2011 [GUS 2007, GUS 2008, GUS, 2009, GUS 2010, GUS 2011, GUS 2012]

Figure 3. Number of domestic sewage treatment plants registered in municipalities in 2006-2011 [CSO 2007, CSO 2008, CSO, 2009, CSO 2010, CSO 2011, CSO 2012]

Obecnie jest zarejestrowanych blisko 103 tysiące przydomowych oczyszczalni ścieków, w najbliższych latach będzie obserwowany gwałtowny rozwój budowy POŚ.

Na rysunku 4 przedstawiono uproszczony schemat postępowania przy wyborze sposobu unieszkodliwiania ścieków.



Rysunek 4. Etapy postępowania przy wyborze rozwiązania zagospodarowania ścieków
Figure 4. Stages of procedures when choosing sewage management solutions

Podjmując decyzję o wyborze rozwiązania problemu ze ściekami bytowymi na terenach wiejskich należy wziąć pod uwagę czy będzie budowana kanalizacja w terenie, z którego mają być odprowadzane ścieki. Informacje takie można uzyskać w Urzędzie Gminy. Jeżeli dla danego terenu jest opracowany Plan Zagospodarowania Przestrzennego to jest sytuacja ułatwiona, bo jest tam informacja na temat sanitacji danego terenu. Jeżeli brak jest takich planów można korzystać z informacji zawartych w Warunkach Zabudowy. Jeżeli jest istniejąca kanalizacja zbiorowa to należy się do niej podłączyć. W przypadku gdy nie ma kanalizacji zbiorczej należy się zorientować kiedy i czy w ogóle będzie budowana kanalizacja. Jeżeli nie będzie budowanej kanalizacji w ogóle lub w „długim” okresie czasu wówczas racjonalne jest wybudowanie POŚ.

Jako „długi” okres należy traktować czas, w którym nakłady poniesione na budowę POŚ będą mniejsze lub zrównają się z kosztami poniesionymi na budowę dołu wybieralnego (szamba) wraz z kosztami wywozu nieczystości taborem asenizacyjnym.

Jako podstawę wyboru rozwiązania systemu odprowadzania ścieków można zastosować wskaźniki efektywności techniczno-ekonomicznej inwestycji.

Według zaleceń Błażejewskiego [2003] można stosować jedną z dwóch metod wyboru rozwiązania unieszkodliwiania ścieków:

- metoda wartości bieżącej netto NPV (Net Present Value),
- metoda rocznego kosztu oczekiwanego.

Przy wyborze optymalnego rozwiązania technologicznego przydomowej oczyszczalni ścieków można się kierować kryteriami zrównoważonego rozwoju, obejmującymi w sposób zintegrowany aspekty technologiczne, środowiskowe, ekonomiczne i społeczne zaproponowane przez Muchę i Mikosza [2009].

Na rynku krajowym jest obecnie wielu producentów przydomowych oczyszczalni ścieków, oferujących najróżniejsze rozwiązania. Najogólniej można na rynku wyróżnić następujące rodzaje przydomowych oczyszczalni ścieków:

A. Oczyszczające ścieki w warunkach sztucznych:

- a) osad czynny (niskoobciążony),
- b) SBR,
- c) złoża biologiczne.

B. Oczyszczające ścieki w środowisku gruntowym:

- a) drenaż rozsączający,
- b) filtr piaskowy o przepływie pionowym,
- c) filtr piaskowy o przepływie poziomym,
- d) oczyszczalnie hydrobotaniczne.

Normy europejskie z dziedziny oczyszczania ścieków opracowuje komitet Techniczny CEN/TC 165 „Wastewater Engineering”. Pierwszą normą europejską z zakresu oczyszczania małych ilości ścieków jest PN-EN 12566 – Małe oczyszczalnie ścieków dla obliczeniowej liczby mieszkańców (OLM) do 50. Norma ta podzielona jest na 6 części:

- PN-EN 12566-1:2004/A1:2006 Część 1: Prefabrykowane osadniki gnilne,
- EN 12566-2 Część 2: Systemy infiltracji do gruntu,
- PN-EN 12566-3+A1:2009/Ap1:2012 Część 3: Kontenerowe i/lub montowane na miejscu przydomowe oczyszczalnie ścieków,
- PN-EN 12566-4:2009 Część 4: Osadniki gnilne budowane na miejscu z elementów prefabrykowanych – warunki wykonania i odbioru,
- EN 12566-5:2004 Część 5: Systemy filtrowania wstępnie oczyszczonego odpływu (włączając filtry piaskowe),
- metody testowania efektywności oczyszczania ścieków na działce użytkownika EN 12566-5.

Obecnie dostępne są trzy części przedmiotowej normy: Część 1, część 3 oraz część 4. Pozostałe części są w przygotowaniu i będą wprowadzone do stosowania w najbliższym czasie.

Warunki techniczne jakim powinny odpowiadać budynki [Rozporządzenie 2004] określają minimalne odległości zbiorników na ścieki i przydomowych oczyszczalni od innych obiektów, głównie ze względów sanitarnych:

- 7,5 m od granicy działki, drogi publicznej lub chodnika przy ulicy,
- 15 m od okien i drzwi budynków mieszkalnych i magazynów środków spożywczych.

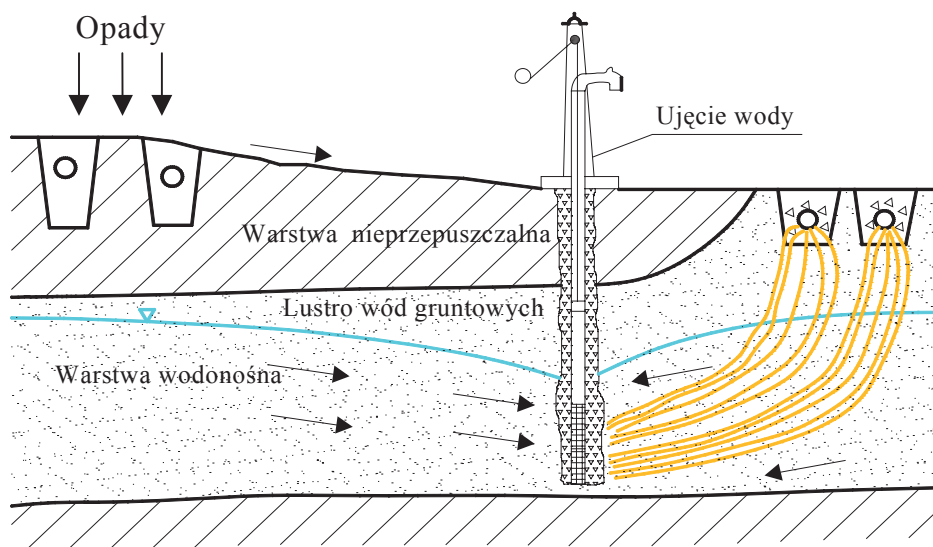
Studnia będąca ujęciem wody do picia powinna znajdować się w odległości co najmniej:

- 15 m od zbiorników do gromadzenia nieczystości oraz podobnych szczelnych urządzeń,
- 70 m od drenażu rozsączającego.

Niemniej jednak bezpieczne odległości studni od urządzeń kanalizacyjnych zależą w dużym stopniu od wodoprzepuszczalności gruntu i kierunku przepływu wód gruntowych.

W Polsce jednym z najprostszych i najczęściej stosowanych rozwiązań w zakresie POŚ jest układ osadnika gnilnego z drenażem rozsączającym. Według Błażejewskiego [2005] takie rozwiązanie stanowi w Polsce blisko 63% POŚ. Niestety jest to układ o wątpliwej jakości i może stanowić poważne zagrożenie dla środowiska naturalnego. Ponadto nie ma możliwości w normalnych warunkach eksploatacji pobrania próbek ścieków oczyszczonych w celu stwierdzenia jakości ścieków oczyszczonych. Na początku lat 90-tych XX wieku drenaże rozsączające były budowane we Francji, nie mniej jednak badania przeprowadzone w latach kolejnych wykazały pogorszenie jakości wód podziemnych. Z drenaży rozsączających wycofują się również Niemcy, gdzie likwiduje się istniejące obiekty i zastępuje inną technologią [MalarSKI 2000]. W Polsce zaczyna dominować opinia o zakazie stosowania drenażu rozsączającego ścieki jako II stopień oczyszczania [Błażejewski 1995, Jucherski i Walczowski 2001]. Zalecenia projektowe, opis budowy i zasady działania systemów rozsączania ścieków przedstawiono w licznych pracach [CUGW 1971, Reed i in 1989, Tabernacki i in. 1990, Kalenik i Grzyb 2001, Siemieniec i Krzanowski 2001, Van Cuyk i in 2001].

Odprowadzanie ścieków do gruntu za pomocą studni chłonnych lub drenaży rozsączających może nieść za sobą wiele problemów środowiskowych. Migracja zanieczyszczeń w środowisku gruntowym, a co za tym idzie zanieczyszczenie wód gruntowych, stanowi poważny problem dla układów odprowadzania ścieków do środowiska gruntowego. Na rysunku 5 przedstawiono drogi migracji zanieczyszczeń pochodzących z systemów podziemnego rozsączania ścieków [Błażejewski 1997].



Rysunek 5. Drogi migracji zanieczyszczeń pochodzących z systemów podziemnego rozsączania ścieków [Błażejewski 1997]

Figure 5. Migration routes of pollutants from underground sewage percolation systems [Błażejewski 1997]

Według Błażejewskiego [1997] zanieczyszczenia mogą przedostawać się do wód podziemnych w dwojaki sposób:

- spływając po powierzchni i wnikając pionowo w dół wzdłuż cembrowiny studni i innych nawierconych otworów,
- infiltrując w głąb gruntu z powierzchni (wraz z wodami opadowymi) lub urządzeń do podziemnego rozsączania ścieków.

Według zaleceń amerykańskich [Bicki i Brown 1991] minimalna powierzchnia działki, na której dokonuje się podziemne rozsączanie ścieków zależy między innymi od warunków gruntowych.

3.3. KLASYCZNE FILTRY PIASKOWE O PRZEPLYWIE PIONOWYM

3.3.1. Informacje ogólne

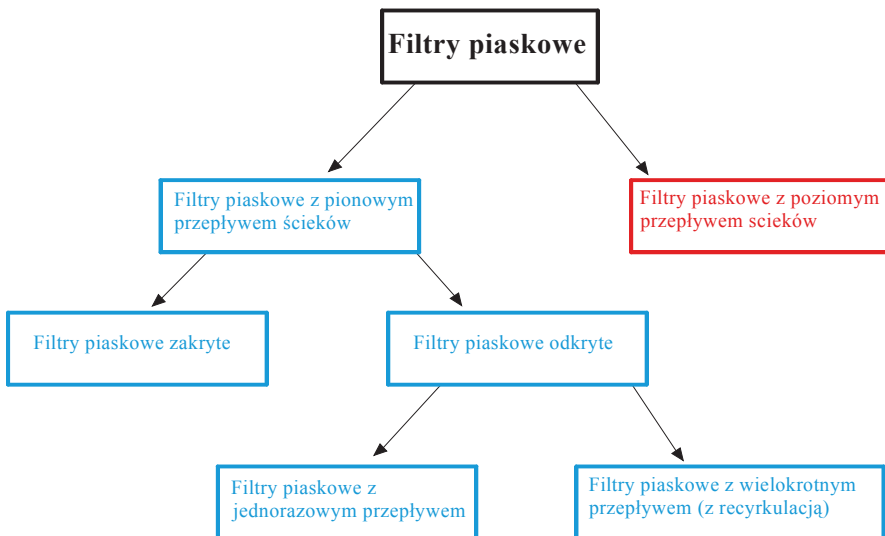
Filtr piaskowy to urządzenie stosowane najczęściej po osadniku gnilnym. Stanowi on jedno z najbardziej popularnych rozwiązań unieszkodliwiania ścieków. Filtry piaskowe okresowo zalewane wprowadzono do techniki oczyszczania ścieków w 1868 roku [Osmulska – Mróz 1995]. Można wyróżnić trzy rodzaje filtrów piaskowych okresowo zalewanych:

- filtry podziemne, nazywane często filtrami gruntowymi,
- filtry o swobodnej powierzchni,
- filtry z recyrkulacją.

Według Błażejewskiego [1994] filtry piaskowe można podzielić na:

- filtry z pionowym przepływem ścieków, wśród których możemy wyróżnić filtry pionowe zakryte i filtry pionowe odkryte z jednorazowym przepływem ścieków oraz wielokrotnym przepływem ścieków (recyrkulacja),
- filtry piaskowe z poziomym przepływem ścieków.

Na rysunku 6 przedstawiono w formie graficznej podział filtrów piaskowych według Błażejewskiego [1994].

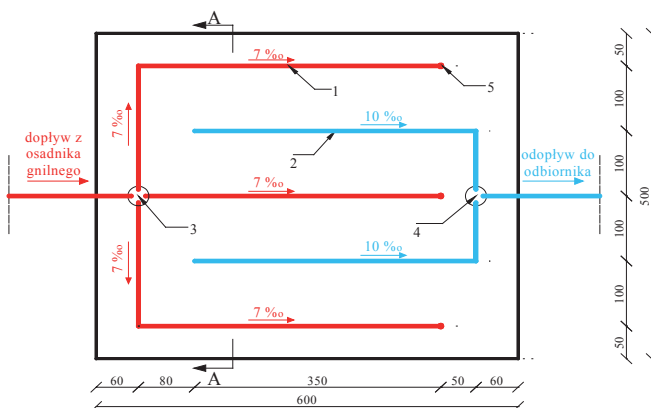


Rysunek 6. Podział filtrów piaskowych wg Błażejewskiego [1994]

Figure 6. Division of sand filters according to Błażejewski [1994]

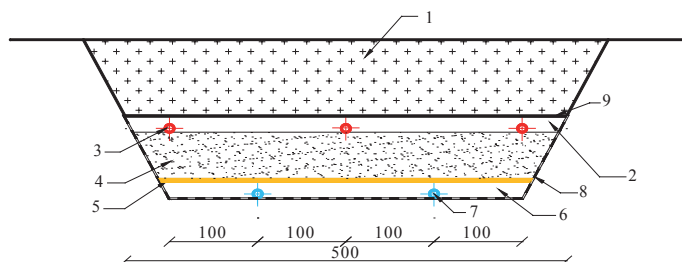
Filtry piaskowe o przepływie pionowym wykonuje się jako złoża filtracyjne lub jako rowy filtracyjne. W pierwszym przypadku wykopuje się grunt rodzimy na całej szerokości filtry i wprowadza się materiał o odpowiednim uziarnieniu, najczęściej piasek lub drobny żwir. W przypadku rowów filtracyjnych wykopuje się w gruncie rodzimym rowy o głębokości przesiąkania minimum 60 cm, szerokości 50 cm, które wypełniane są podobnie jak w przypadku złoża, materiałem o odpowiednich parametrach. W Saksonii buduje się zoptymalizowane rowy filtracyjne, w których grubość warstwy przesiąkania ścieków wynosi aż 120 cm. Zbudowane są one z trzech warstw filtracyjnych: górnej i dolnej wykonanej z dużych ziaren oraz części środkowej wypełnionej drobnym żwirem [Kunst i Kayser 2000].

Jednym z najprostszych układów oczyszczania małych ilości ścieków jest połączenie osadnika gnilnego z filtrem piaskowym. Filtry te zapewniają wysoki stopień oczyszczania ścieków z nityfikacją, ale bez wysokiej defosfatacji i denityfikacji [Bartoszewski 1997]. Klasyczne rozwiązanie filtru piaskowego przedstawiono na rysunkach 7 i 8.



Rysunek 7. Filtr piaskowy o przepływie pionowym – widok z góry. (1- przewód rozprowadzający, 2- przewód zbierający, 3- studzienka rozdzielcza, 4- studzienka zbiorcza, 5- rura wywiewna) [Ślizowski i Chmielowski 2005]

Figure 7. Vertical flow sand filter – view from above. (1- distribution pipe, 2- collecting pipe, 3- distribution manhole, 4- collective manhole, 5- exhaust pipe) [Ślizowski and Chmielowski 2005]



Rysunek 8. Filtr piaskowy o przepływie pionowym – przekrój poprzeczny [Heidrich 2008]

Figure 8. Vertical flow sand filter – cross section [Heidrich 2008]

1 – grunt rodzimy,

2 – żwirowa warstwa rozprowadzająca – żwir ϕ 4-15 mm, grubość 20 cm,

- 3 – układ perforowanych przewodów rozprowadzających,
- 4 – właściwa warstwa filtracyjna - piasek ϕ 0,25-1,0 mm, grubość 60 cm,
- 5 – żwirowa warstwa podtrzymująca - piasek ϕ 1,0-2,0 mm, grubość 5 cm,
- 6 – warstwa zbierająca - żwir ϕ 8-10 mm, grubość 20 cm,
- 7 – układ perforowanych przewodów zbierających, ułożonych w dolnej części filtru i obsypanych żwirem,
- 8 – folia z tworzywa sztucznego,
- 9 – geowłóknina.

Czas zatrzymania ścieków w filtrze piaskowym o przepływie pionowym według Błażejewskiego [2003] można określić ze wzoru:

$$t_r = \frac{V}{Q_d} = \frac{PPW_{\%vol} \cdot H}{100q} = \frac{(\varepsilon - \mu) \cdot H}{q} \quad [-] \quad (3)$$

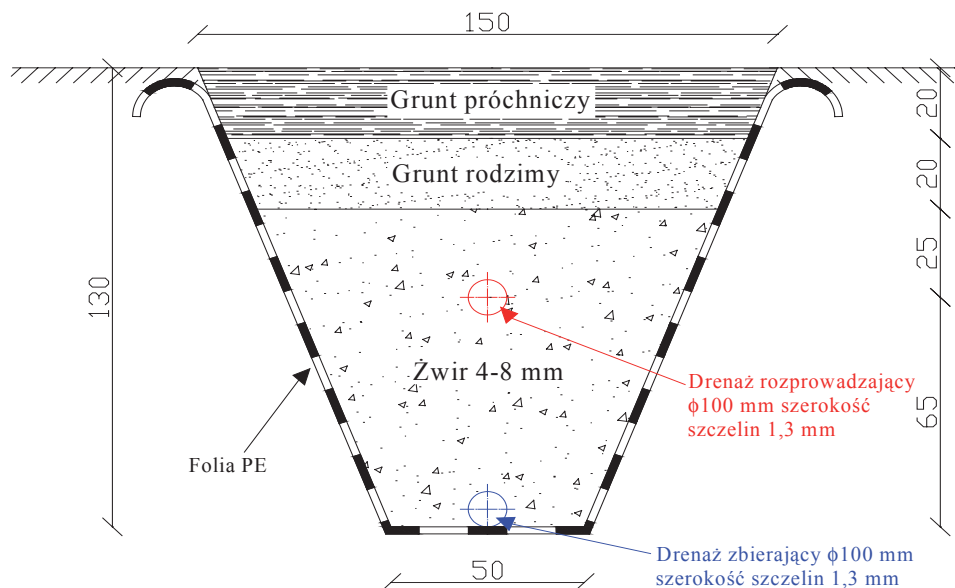
gdzie:

- V – połowa pojemność wodna całego złoża filtracyjnego [m^3],
- Q_d – natężenie dopływu ścieków [$m^3 \cdot d^{-1}$],
- $PPW_{\%vol}$ – połowa pojemność wodna gruntu [%], (dla piasku grubego 6-10 % objętości, dla piasku drobnego 10-15%),
- H – miąższość złoża [mm],
- q – dawka ścieków [$mm \cdot d^{-1}$],
- μ – odsączalność gruntu [-],
- ε – porowatość [-].

Według Błażejewskiego [2009] dozowanie cykliczne powoduje skrócenie czasu zatrzymania ścieków w złożu w stosunku do ciągłego doprowadzania ścieków, powodem tego stanu jest w mniejszym stopniu wykorzystywana pojemność wodna gruntu. Jeżeli mamy do czynienia z dojrzałym złożem, kiedy to rozwinięta jest błona biologiczna na powierzchni ziaren filtru ruch ścieków jest prawie tłokowy co oznacza, że średni czas przebywania ścieków nie ulega większym zmianom.

Mało rozpowszechnioną w Polsce jest Niemiecka odmiana filtrów piaskowych o przepływie pionowym, a mianowicie filtry w rowach. Niemiecka norma DIN 4261 przedstawia przykład filtrów piaskowych wykonanych w rowach (rysunek 9).

Filtry tego rodzaju wykonuje się przez wykopanie rowów o szerokości dna 50 cm. Następnie uszczelnia się filtr przez wyłożenie dna i ścian rowu folią z tworzywa sztucznego. Na dnie rowu układa się drenaż odwadniający w postaci rury perforowanej z tworzywa sztucznego. Rów wypełnia się materiałem filtracyjnym, który stanowi żwir o średnicy 4-8 mm. Ścieki rozprowadzane są za pomocą drenażu rozprowadzającego z tworzywa sztucznego. Przykrycie filtru stanowi warstwa gruntu rodzimego oraz gruntu próchnicznego.



Rysunek 9. Filtr piaskowy w rowach wg DIN 4261 (wymiary w cm)
Figure 9. Sand filter in ditches according to DIN 4261

Zastrzeżenia budzi bardzo duża średnica ziarn warstwy filtracyjnej. Z badań przeprowadzonych przez Autora pracy, maksymalna średnica d_{10} warstwy filtracyjnej w filtrach piaskowych o przepływie pionowym nie powinna przekraczać 1,65 mm. Zastosowanie dużej średnicy uziarnienia warstwy filtracyjnej powoduje znaczne pogorszenie jakości filtratu, dotyczy to głównie BZT_5 i zawiesiny ogólnej (tabela 2).

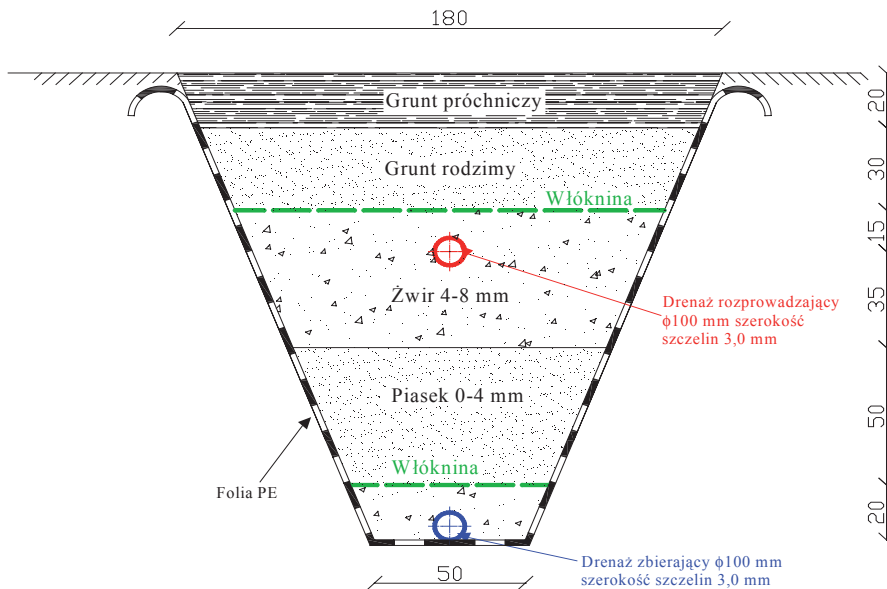
Table 2. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych BZT_5 ścieków oczyszczonych dla badanych wielkości zastępczej średnicy d_{10} uziarnienia złoża filtracyjnego [Chmielowski i Ślizowski 2008a]

Table 2. Summary of basic descriptive statistics of BOD_5 of treated sewage for the analyzed values of equivalent diameter d_{10} of the filter bed grain size [Chmielowski and Ślizowski 2008a]

Statystyka opisowa BZT_5	Jednostka	Zastępcza średnica uziarnienia złoża filtracyjnego				
		$d_{10}=0,28$ mm	$d_{10}=1,29$ mm	$d_{10}=1,65$ mm	$d_{10}=2,84$ mm	$d_{10}=4,28$ mm
Średnia wartość	$mgO_2 \cdot dm^{-3}$	4,25	8,94	16,86	25,45	45,61
Minimalna wartość	$mgO_2 \cdot dm^{-3}$	2,00	2,00	6,00	8,00	18,00
Maksymalna wartość	$mgO_2 \cdot dm^{-3}$	10,00	20,00	34,00	60,00	98,00

Jak widać w tabeli 2, już przy średnicy uziarnienia $d_{10}=2,84$ mm warstwy filtracyjnej wartość BZT_5 w filtracie przekracza wartość dopuszczalną przez Rozporządzenie [2006].

Ulepszeniem filtru piaskowego w rowach wg DIN 4261 jest filtr piaskowy w rowach systemu Rennera [Ebers i Bischofsberger 1992]. Zastosowano w nim dodatkową warstwę filtracyjną o średnicy uziarnienia od 0 do 4 mm. Najwyraźniej autor tej modyfikacji zaobserwował wadliwy dobór średnicy uziarnienia warstwy filtracyjnej i wprowadził dodatkowo znacznie mniejszą frakcję (rysunek 10).



Rysunek 10. Filtr piaskowy w rowach systemu Rennera [Ebers i Bischofsberger 1992] (wymiar w cm)

Figure 10. Sand filter in ditches of the Renner system [Ebers and Bischofsberger 1992]

W tabeli 3 przedstawiono charakterystykę użytkową i eksploatacyjną najpopularniejszych metod oczyszczania ścieków bytowych w przydomowych oczyszczalniach. Z tabeli 3 można wywnioskować, że filtry piaskowe systemu Rennera odznaczają się niskimi kosztami wykonania przy średniej zajmowanej powierzchni, małej uciążliwości pracy i dużej stabilności pracy. Te parametry przydomowej oczyszczalni pozwalają na szerokie stosowanie filtrów piaskowych o przepływie pionowym w pojedynczych gospodarstwach lub niewielkich grupach gospodarstw. Zastosowanie dodatkowej warstwy w systemie Rennera

pozwoiliło na uzyskanie dużej stabilności w porównaniu z wytycznymi normy DIN 4261.

Table 3. Porównanie różnych typów przydomowych oczyszczalni ścieków [Kunst i Kayser 2000, Schmit 2000]

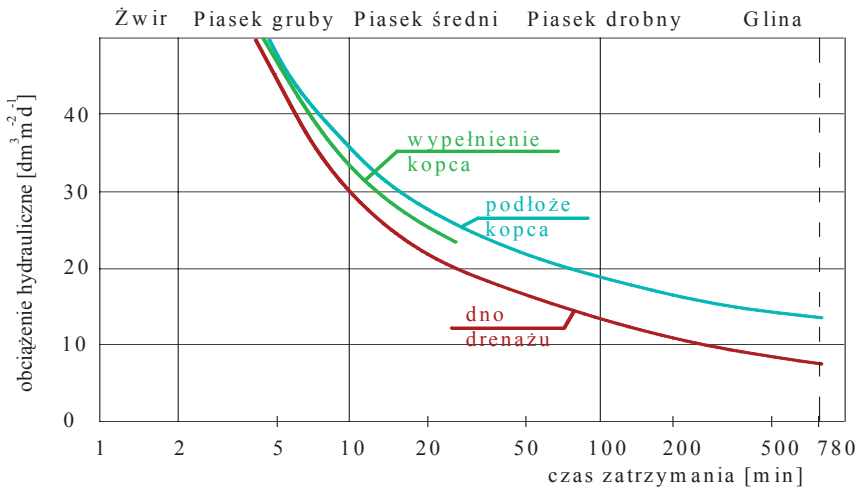
Table 3. Comparison of different types of sewage treatment plants [Kunst and Kayser 2000, Schmit 2000]

Typ oczyszczalni	Stabilność pracy	Uciążliwość obsługi	Koszty	Zajmowana powierzchnia
Osad czynny	mała	bardzo duża	bardzo wysokie	mała
Złóża zraszane	średnia	duża	wysokie	mała
Złóża tarczowe	średnia	duża	wysokie	mała
Złóża zanurzone napowietrzane	mała	duża	wysokie	mała
Złóża trzciniowe pionowe	duża	mała	średnie	średnia
Złóża trzciniowe poziome	średnia	mała	średnie	średnia
Filtry piaskowe w rowach wg DIN 4261	mała	mała	niskie	średnia
Filtry piaskowe w rowach systemu Rennera	duża	mała	niskie	średnia
Stawy ściekowe	duża	bardzo mała	niskie	duża
Drenaż rozsączający	niepewna	bardzo mała	niskie	duża

Na rysunku 11 przedstawiono wykres dopuszczalnego obciążenia hydraulicznego drenaży i kopców filtracyjnych [Błażejowski 1997]. Przy piaskach grubych dopuszczalne obciążenie hydrauliczne nie powinno przekraczać $45 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ i wraz ze zmniejszaniem się średnicy materiału wypełniającego złoża filtracyjne dla piasku drobnego nie powinno przekraczać $19 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Z poniższego wykresu widać wyraźnie, że wraz ze zmniejszeniem się średnicy uziarnienia złoża filtracyjnego czas zatrzymania ścieków wzrasta. Dla piasku grubego kształtuje się na poziomie 5-10 min natomiast dla gliny osiąga nawet 780 min.

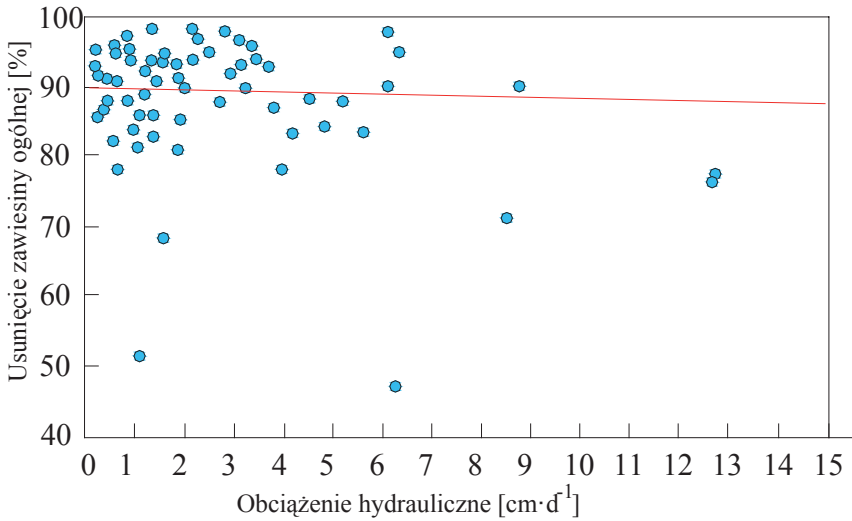
W przypadku zawiesiny ogólnej (rysunek 12) przy większych obciążeniach hydraulicznych Reed i in. [1995] zaobserwował spadek redukcji tego wskaźnika.

Badania w zakresie zależności ładunku usuniętego na złożu od ładunku doprowadzonego do złoża filtracyjnego przedstawił w swojej pracy Tanner [2000].



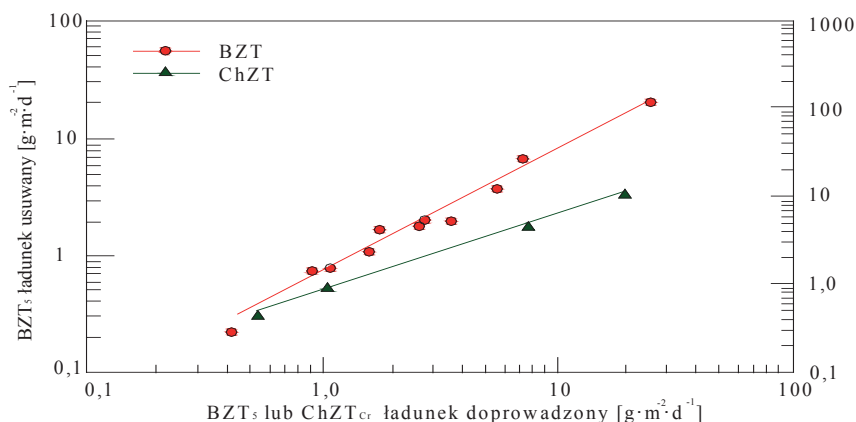
Rysunek 11. Dopuszczalne obciążenia hydrauliczne drenaży i kopców filtracyjnych [Błażejowski 1996]

Figure 11. Permissible hydraulic loads of filter drainage and mound systems [Błażejowski 1996]



Rysunek 12. Usuwanie zawiesiny ogólnej w zależności od obciążenia hydraulicznego złoża [Reed i inni 1995]

Figure 12. Removal of total suspended solids depending on the hydraulic load of the bed [Reed et al. 1995]

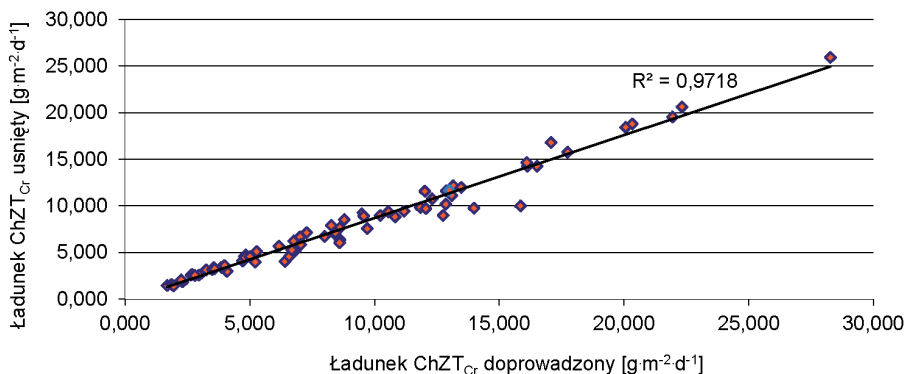


Rysunek 13. Obciążenie ładunkiem substancji organicznej wyrażonej w BZT₅ i ChZT_{Cr} oraz wydajności jej usuwania dla systemów gruntowych [Tanner 2000]

Figure 13. Load of organic matter expressed as BOD₅ and COD_{Cr} and its removal efficiency for ground systems [Tanner 2000]

Z rysunku 13 wyraźnie widać, że ze wzrostem ładunku doprowadzonego do złoża usunięty został większy ładunek zanieczyszczeń. Dotyczy to dwóch podstawowych wskaźników: BZT₅ oraz ChZT_{Cr}.

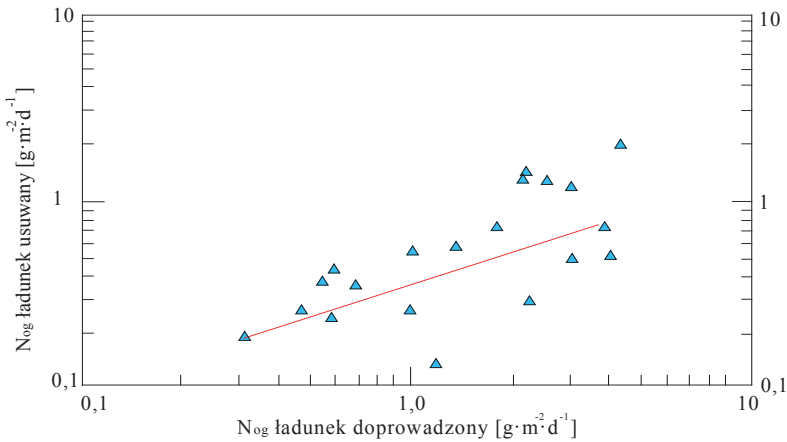
Bardzo silną zależność ($r_{xy}=0,986$) pomiędzy ładunkiem ChZT_{Cr} usuniętym a doprowadzonym (rysunek 14) uzyskano na podstawie badań przeprowadzonych na grupie filtrów piaskowych o przepływie pionowym [Chmielowski i Ślizowski 2008c].



Rysunek 14. Zależność ładunku ChZT_{Cr} usuniętego na złożu od ładunku doprowadzonego do złoża filtru piaskowego [Chmielowski i Ślizowski 2008c]

Figure 14. Dependency of COD_{Cr} load removed from the bed and the load supplied to the sand filter bed [Chmielowski and Ślizowski 2008c]

Podobna sytuacja występuje w przypadku azotu ogólnego, co przedstawiono na rysunku 15.



Rysunek 15. Obciążenie ładunkiem azotu ogólnego oraz wydajności jego usuwania dla systemów gruntowych [Tanner 2000]

Figure 15. Load of total nitrogen and its removal efficiency for ground systems [Tanner 2000]

W pracy [Chmielowski 2011] przedstawiono równanie określające zależność BZT₅ ścieków oczyszczonych od obciążenia ładunkiem BZT₅ złoża filtracyjnego filtrów piaskowych o przepływie pionowym:

$$S_{OBZT_5} = 5,258 \cdot L_{BZT_5} + 1,697 \quad [mgO_2 \cdot dm^{-3}] \quad (4)$$

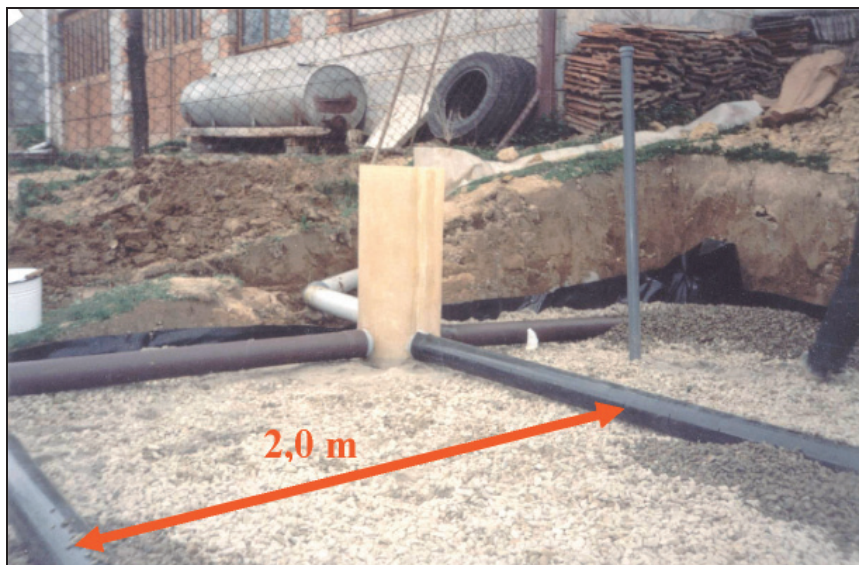
gdzie:

S_{OBZT_5} – BZT₅ ścieków oczyszczonych [$mgO_2 \cdot dm^{-3}$],

L_{BZT_5} – obciążenie ładunkiem BZT₅ złoża filtracyjnego [$g \cdot m^{-2} \cdot h^{-1}$].

Układ rozprowadzania ścieków po powierzchni złoża filtracyjnego

Rozstawa przewodów rozprowadzających ścieki w klasycznym rozwiązaniu filtrów piaskowych stosowanym w Polsce jest bardzo duża i wynosi nawet 2,0 m (fot. 1). Wyraźnie widać, że układ przewodów rozprowadzających ścieki jest mało efektywny pod względem równomiernego obciążenia całego złoża. Rozstawa, którą się proponuje projektantom jest zdecydowanie zbyt duża (2,0 m). Dwukrotnie mniejszą rozstawę proponuje się według norm francuskich [DTU 1992]. Na rysunku 16 przedstawiono układ przewodów rozsączających i zbierających według normy EN 12566-5:2004.



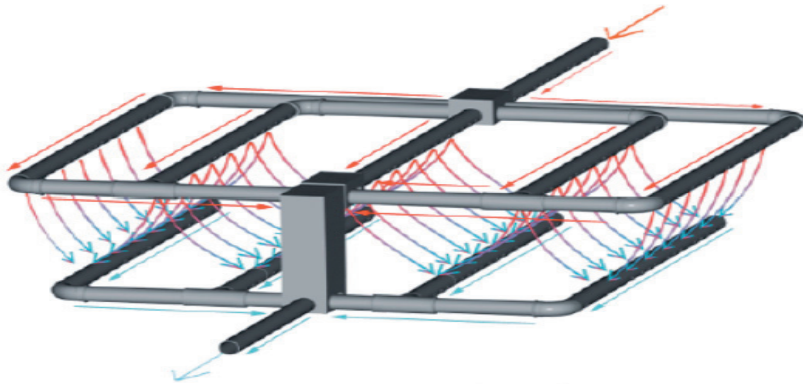
Fotografia 1. Filtr piaskowy o przepływie pionowym – faza montażu rur rozsączających nad właściwą warstwą filtracyjną – zaznaczona odległość pomiędzy drenami rozprowadzającymi ścieki wstępnie oczyszczone (fotografia własna)

Photo 1. Vertical flow sand filter – phase of percolation pipe fitting over the proper filtration layer – highlighted distance between drains distributing pre-treated sewage (own photography)

Na rysunku 16 przedstawiono drogę filtracji ścieków od przewodów rozprowadzających do zbierających z wyraźnymi przestrzeniami złoża nie uczestniczącymi w procesie oczyszczania. Również w tym przypadku nasuwa się pytanie o nierównomierne rozprowadzeniu ścieków po powierzchni złoża.

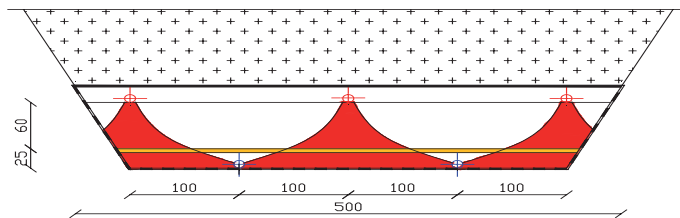
Z fotografii 1 i rysunku 17 wyraźnie widać dysproporcje w rozstawie drenów rozprowadzających ścieki, w stosunku do całkowitej szerokości filtru. Takie projektowanie powoduje nieefektywne wykorzystanie złoża filtracyjnego w procesie oczyszczania ścieków. Powoduje to również nierównomierne obciążenie złoża, co może sprzyjać szybszej kolmatacji złoża w pobliżu otworów w drenach.

Taka sytuacja może prowadzić do tego, że w jednej części filtru złożo jest nadmiernie obciążone, podczas gdy w innych odległych od drenu strefach są niewykorzystane przestrzenie. W związku z powyższym autor zdecydował się na opracowanie takiego rozwiązania w zakresie rozprowadzania ścieków, które pozwoli na optymalne wykorzystanie warstwy filtracyjnej. Optymalne rozwiązanie polega na równomiernym obciążeniu całej powierzchni złoża filtracyjnego, wówczas złożo będzie pracowało wydajniej i nie nastąpi lokalna zwiększona kolmatacja złoża.



Rysunek 16. Układ przewodów rozsączających i zbierających według normy EN 12566-5:2004 (norma w przygotowaniu)

Figure 16. Percolation and collection pipe system according to the standard EN 12566-5:2004 (standard in preparation)



Rysunek 17. Przekrój przez filtr piaskowy o przepływie pionowym – na czerwono zaznaczono obciążenie złoża filtracyjnego, (wymiary w cm) [Wieczysty 1982]

Figure 17. Cross section of the vertical flow sand filter –load of filter bed is marked in red [Wieczysty 1982]

Powierzchnia jednostkowa filtrów piaskowych

Według Heidricha i in. [2008] jednostkową powierzchnię filtrów piaskowych o przepływie pionowym można określić z warunków 5 i 6:

$$F_j = \frac{q_{d\max}}{q_F} [m^2 \cdot M^{-1}] \quad (5)$$

gdzie:

- F_j – jednostkowa powierzchnia filtru piaskowego [$m^2 \cdot M^{-1}$],
- $q_{d\max}$ – jednostkowa maksymalna dobowo ilość ścieków [$dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$],
- q_F – obciążenie hydrauliczne powierzchni filtru [$dm^3 \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$].

$$F_j = \frac{S_p}{A_F} [m^2 \cdot M^{-1}] \quad (6)$$

gdzie:

- F_j – jednostkowa powierzchnia filtru piaskowego [$m^2 \cdot M^{-1}$],
 S_p – jednostkowy ładunek zanieczyszczeń organicznych w ściekach po osadniku gnilnym [$gBZT_5 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$],
 A_F – obciążenie powierzchni filtru ładunkiem zanieczyszczeń [$gBZT_5 \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$].

Heidrich i in. [2008] podaje, że przy założeniach:

- $q_{dmax} = 120 \text{ dm}^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$,
 $q_F = 40 \text{ dm}^3 \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$,
 $S_p = 36 \text{ gBZT}_5 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$, (ładunek jednostkowy ścieków surowych wynosi 60 $gBZT_5 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$ a w osadniku gnilnym następuje 40% zmniejszenie BZT_5)
 $A_F = 5 \text{ gBZT}_5 \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$.

Jednostkowa powierzchnia filtru piaskowego o przepływie pionowym wyniesie odpowiednio 3,0 $m^2 \cdot M^{-1}$ dla warunku 5 oraz 7,2 $m^2 \cdot M^{-1}$ dla warunku 6.

Natomiast według Błażejewskiego [1997, 2003] jednostkowa powierzchnia zakrytego filtru piaskowego o przepływie pionowym może wynosić:

- 2,5 $m^2 \cdot M^{-1}$ - przy zużyciu wody 100 $dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$,
- 5,0 $m^2 \cdot M^{-1}$ - przy zużyciu wody 200 $dm^3 \cdot M^{-1} \cdot d^{-1}$.

Norma francuska [DUT 1992] podaje powierzchnię filtrów piaskowych o przepływie pionowym zależną od liczby mieszkańców (tabela 4).

Biorąc pod uwagę dane przedstawione w tabeli 4 widać wyraźnie, że jednostkowa powierzchnia filtrów piaskowych o przepływie pionowym jest zależna od liczby obsługiwanych mieszkańców. Przy dwóch mieszkańcach wynosi aż 7,5 $m^2 \cdot M^{-1}$, podczas gdy przy dziesięciu mieszkańcach jest ponad dwukrotnie mniejsza i wynosi 3,5 $m^2 \cdot M^{-1}$.

Podsumowując informacje zawarte w dostępnej literaturze należy stwierdzić znaczne różnice pomiędzy proponowanymi wartościami jednostkowej powierzchni filtru piaskowego o przepływie pionowym w zakresie od 2,5 do 7,5 $m^2 \cdot M^{-1}$.

Tabela 4. Zalecane parametry filtrów piaskowych o przepływie pionowym w zależności od liczby obsługiwanych mieszkańców [DUT 1992]

Table 4. Recommended parameters of vertical flow sand filters depending on the number of supported residents [DUT 1992]

Parametry filtru	Symbol	Jednostka	Liczba mieszkańców				
			≤ 2	4	5-6	7-8	9-10
Szerokość filtru	B	[m]	5	5	5	5	5
Długość filtru	L	[m]	3	4	5	6	7
Powierzchnia całkowita filtru	F_c	[m^2]	15	20	25	30	35
Powierzchnia jednostkowa filtru	F_j	[$m^2 \cdot M^{-1}$]	7,5	5,0	4,2	3,75	3,5

3.3.2. Charakterystyka materiałów używanych do budowy

Polska norma [PN-86/B-02480] określa pięć zasadniczych frakcji uziarnienia gruntów (tabela 5). Szkielet gruntowy składa się z ziaren i cząstek różnych rozmiarów i zazwyczaj różnych nieregularnych kształtów. Wielkości ziaren i cząstek są wyrażone za pomocą tzw. średnic zastępczych.

Tabela 5. Frakcje uziarnienia gruntów nie skalistych [PN-86/B-02480]

Table 5. Particle size fractions of non-rocky grounds [PN-86/B-02480]

Nazwa frakcji	Wymiary i zakres średnic zastępczych d [mm]
Kamienista (f_k)	$d > 40$
Żwirowa (f_z)	$40 \geq d > 2$
Piaskowa (f_p)	$2 \geq d > 0,05$
Pyłowa (f_π)	$0,05 \geq d > 0,002$
Iłowa (f_i)	$d \leq 0,002$

Grunty możemy podzielić na sypkie i spoiste. Grunty sypkie są klasyfikowane na podstawie zawartości poszczególnych frakcji (tabela 6), natomiast grunty spoiste dzieli się ze względu na strukturę uziarnienia.

Tabela 6. Klasyfikacja żwirów i piasków [PN-86/B-02480]

Table 6. Classification of gravels and sands [PN-86/B-02480]

Nazwa gruntu	Zawartość frakcji [%]		
	>2 mm	> 0,5 mm	> 0,25 mm
Żwir	>50	-	-
Pospółka	50-10	>50	-
Piasek gruboziarnisty ($d_{50} > 0,5$ mm)	<10	>50	-
Piasek średnioziarnisty ($0,5 < d_{50} > 0,25$ mm)	<10	<50	>50
Piasek drobnoziarnisty ($d_{50} > 0,25$ mm)	<10	<50	<50
Piasek pylasty	<10	<50	<50
	Lecz frakcji pyłowej 10-30% a frakcji iłowej 0-2%		

Charakterystyczną cechą fizyczną gruntów przeznaczonych do oczyszczania ścieków jest porowatość. Porowatość gruntu, a ściślej współczynnik porowatości objętościowej można przedstawić za pomocą zależności (7). Określa się go stosunkiem objętości porów do objętości całego gruntu.

$$n = \frac{V_p}{V} \quad [-] \quad (7)$$

gdzie:

- n – współczynnik porowatości [-],
- V_p – objętość porów w gruncie [dm^3],
- V – objętość całej próbki gruntu [dm^3].

Porowatość dla celów projektowych filtrów piaskowych można oszacować na podstawie prostych badań polowych przy użyciu pojemnika o znanej objętości. Do pojemnika należy wsypać badany grunt i lekko go zagęścić przez kilkakrotne potrząsanie pojemnikiem. Następnie wlać wodę do poziomu gruntu. Objętość dodanej wody stanowi objętość porów V_p . Znając całkowitą objętość gruntu w pojemniku, można obliczyć współczynnik porowatości.

W tabeli 7 przedstawiono wartości współczynników porowatości wybranych gruntów sypkich.

Tabela 7. Współczynniki porowatości gruntów sypkich

Table 7. Porosity coefficients of non-cohesive grounds

Rodzaj gruntu	Współczynnik porowatości n [-]
Żwir	0,30-0,55
Pospółki	0,20-0,40
Piaski równoziarniste	0,26-0,48
Piaski różnoziarniste	0,20-0,45

Zasady i wytyczne stosowane do projektowania klasycznych filtrów piaskowych o przepływie pionowym przedstawiono poniżej. Zasadniczo skorzystano z kilku źródeł: dane amerykańskie, niemieckie, francuskie i polskie.

Wytyczne dotyczące uziarnienia warstwy filtracyjnej i wymiarów projektowanych filtrów piaskowych podaje Metcalf i Eddy [1991]:

- grubość warstwy filtracyjnej 0,6 – 0,9 m,
- średnica miarodajna ziaren złoża $d_{10} = 0,5-1,0$ mm,
- współczynnik nierównomierności uziarnienia $k < 4$,
- materiał filtracyjny należy przemyć tak, aby nie zawierał więcej niż 1% części organicznych,
- obciążenie hydrauliczne powierzchni $q_f \leq 40$ $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$,
- obciążenie powierzchni złoża filtracyjnego ładunkiem zanieczyszczeń organicznych $A_f \leq 5$ $\text{g BZT}_5 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Z kolei Niemiecka norma DIN 4261 [1994] zaleca stosowanie następujących zasad:

- jednostkowa długość filtru piaskowego równa długości perforowanego przewodu rozprowadzającego nie może być mniejsza od $6 \text{ m} \cdot \text{M}^{-1}$,
- długość filtru piaskowego nie może przekraczać 30 m,
- przewody rozprowadzające i zbierające wykonać należy z rur o średnicy 100 mm,
- grubość warstwy filtracyjnej nie może być mniejsza niż 0,60 m,

- warstwa filtracyjna powinna być wykonana z piasku gruboziarnistego i grubego żwiru,
- odległość między przewodami rozprzewadzającymi nie może być mniejsza niż 1 m.

W tabeli 8 przedstawiono podstawowe kryteria wymiarowania filtrów piaskowych o przepływie pionowym [Błażejowski 1997].

Tabela 8. Kryteria wymiarowania filtrów piaskowych o przepływie pionowym dla oczyszczania ścieków po osadniku gnilnym [Błażejowski 1997]

Table 8. Criteria for dimensioning of vertical flow sand filters for sewage treatment after septic tank [Błażejowski 1997]

Parametr	Jednostka	Rodzaj filtru		
		Zakryty	Odkryty	Z recyrkulacją
Grubość warstwy filtracyjnej	cm	60-100	60-100	60-100
Maksymalna średnica ziaren gruntu	mm	4,0	4,0	4,0
Średnica efektywna d_{10}	mm	0,7-1,0	0,4-1,0	1,0-1,5
Stosunek średnicy $d_{10}:d_{60}$	-	<4,0	<4,0	<4,0
Dopuszczalne obciążenie hydrauliczne				
- średnie roczne	$\text{dm}^3 \cdot \text{m}^2 \cdot \text{d}^{-1}$	40	50	120*
- średnie sezonowe	$\text{dm}^3 \cdot \text{m}^2 \cdot \text{d}^{-1}$	80	100	200*

* - bez uwzględnienia ścieków recykulowanych; ścieki przechodzą przez filtr 3 do 5 razy

Według danych zawartych w tabeli 8 można stwierdzić, że średnica efektywna d_{10} złoża filtracyjnego (zakrytego) powinna się mieścić w przedziale od 0,7 do 1,0 mm. W przypadku filtrów odkrytych zakres ten można poszerzyć do wartości od 0,4 do 1,0 mm. Znacznie wyższe wartości średnicy miarodajnej można stosować w przypadku wypełnienia filtrów piaskowych z recyrkulacją ścieków. Mieszczą się one w przedziale od 1,0 do 1,5 mm. Średnica ziaren użytych do budowy filtrów piaskowych nie powinna przekraczać 4,0 mm.

W tabeli 9 przedstawiono parametry projektowe filtrów piaskowych okresowo zalewanych.

Wartości efektywnej średnicy (tabela 9) uziarnienia, podawane przez różnych autorów, odnoszą się głównie do badań amerykańskich [Metcalf i Eddy 1991] oraz niemieckich [DIN 4261 1994]. Wpływ średnicy uziarnienia złoża filtracyjnego na jakość ścieków oczyszczonych został szczegółowo opisany w pracy [Chmielowski i Ślizowski 2008a].

Tabela 9. Parametry projektowe filtrów piaskowych okresowo zalewanych
[Metcalf i Eddy 1991, Onsite Wastewater Treatment ... 1980]
Table 9. Design parameters of periodically flooded sand filters
[Metcalf and Eddy 1991, Onsite Wastewater Treatment ... 1980]

Parametr	Jednostka	Rodzaj filtru		
		Podziemny	o swobodnej powierzchni	z recykulacją
Wymiar efektywny ziaren d_{10}	[mm]	0,5-1,0	0,35-1,0	1,0-5,0
Współczynnik równomierności uziarnienia	[-]	<4	<4	<2,5
Grubość właściwej warstwy filtracyjnej złoża	[m]	0,6-0,9	0,6-0,9	0,6-0,9
Obciążenie hydrauliczne powierzchni złoża	[$\text{dm}^3 \cdot \text{m}^2 \cdot \text{d}^{-1}$]	<40	<120	<200
Obciążenie ładunkiem zanieczyszczeń organicznych	[$\text{kgBZT}_5 \cdot \text{m}^2 \cdot \text{d}^{-1}$]	<0,005	<0,010	<0,025
Minimalna powierzchnia złoża rzy jednostkowej ilości ścieków 150 [$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1}$]	[$\text{m}^2 \cdot \text{M}^{-1}$]	4	1,5	1,0
Częstotliwość dozowania ścieków	[liczba· d^{-1}]	3-6	3-6	nie dotyczy
Czas dozowania ścieków co 0,5 h	[min]	-	-	5-10

Kolejnym ważnym parametrem gruntów stosowanych do budowy filtrów piaskowych jest współczynnik filtracji. Podział na klasy przepuszczalności gruntów zaproponowali Błażejowski i Murat-Błażejowska [1995]. Podzielili oni grunty na pięć klas, od rumoszu i pospółki aż po gliny i ility (tabela 10). Jako wypełnienie filtrów piaskowych stosuje się głównie grunty z kategorii B.

Tabela 10. Podział gruntów na klasy w zależności od ich przepuszczalności
[Błażejowski i Murat-Błażejowska 1995]
Table 10. Classification of grounds according to their permeability
[Błażejowski and Murat-Błażejowska 1995]

Klasa przepuszczalności gruntu	Czas wsiąkania wody		Rodzaj gruntu
	t_p [min·139 mm ⁻¹]	Współczynnik filtracji k_f [m· d^{-1}]	
A	do 2	>5,659	rumosze, żwiry, pospółki
B	od 2 do 18	do 0,628	piaski grube, średnie
C	od 18 do 180	do 0,000727	piaski drobne, lessy
D	od 180 do 780	do 0,000167	piaski pylaste i gliniaste
E	> 780 (13 h)	< 0,000167	gliny, ility, skały niespękane

Według niemieckiej normy ATV-A262 [1998] współczynnik filtracji można obliczyć wg równania Hazena z następującej zależności:

$$k_f = \frac{d_{10}^2}{100} [m \cdot s^{-1}] \quad (8)$$

gdzie:

d_{10} – średnica miarodajna [mm]

Następnym parametrem, mającym wpływ na proces oczyszczania ścieków w filtrach piaskowych o przepływie pionowym jest obciążenie hydrauliczne złoża filtracyjnego. Osmulska-Mróż [1995] podaje (tabela 11) charakterystykę hydrauliczną gruntów wraz z zalecanym obciążeniem hydraulicznym rowów i pól drenażowych ściekami po mechanicznym oczyszczeniu.

Tabela 11. Charakterystyka hydrauliczna gruntu oraz zalecane obciążenia rowów i pól drenażowych ściekami po mechanicznym oczyszczeniu [Osmulska –Mróż 1995]

Table 11. Hydraulic characteristics of the ground and the recommended loads of drainage ditches and fields by sewage after mechanical cleaning [Osmulska –Mróż 1995]

Rodzaj gruntu	Prześlakliwość [min·cm ⁻¹]	Szybkość filtracji [cm·h ⁻¹]	Dopuszczalne obciążenie [dm ³ ·m ⁻² ·d ⁻¹]
Żwir i gruby piasek	<0,4	>150	grunt nieodpowiedni
Piasek gruby do średniego	0,4-2	150-30	48
Piasek drobny i gliniasty	2,5-6	24-10	32
Gлина piaszczysta i glina	6,5-12	9-5	24
Glina i glina pylasta	12,5-24	4,5-2,5	18
Glina pylasta ciężka i bardzo ciężka	24,5-48	2,4-1,25	8
II	>48	<1,25	grunt nieodpowiedni

Wraz ze wzrostem średnicy uziarnienia złoża filtracyjnego dopuszczalne obciążenie hydrauliczne się zwiększa. Dla piasków średnich i grubych wynosi 48 dm³·m⁻²·d⁻¹, a dla gliny ciężkiej i bardzo ciężkiej tylko 8 dm³·m⁻²·d⁻¹ [Osmulska –Mróż 1995].

3.3.3. Kolmatacja złoża filtracyjnego

Istotnym elementem każdego filtru piaskowego o przepływie pionowym jest błona biologiczna tworząca się na powierzchni ziaren materiału filtracyjnego. To dzięki błonie biologicznej, na której gromadzą się grupy mikroorganizmów następują kluczowe procesy oczyszczania ścieków. Wzrost błony biologicznej w znacznym stopniu przyczynia się do kolmatacji złoża filtracyjnego. Organizmy błony biologicznej rozkładają lub przekształcają większość substancji organicznych występujących w ściekach. W skład błony biologicznej wchodzi przede wszystkim bakterie, a także inne mikroorganizmy. Poza tym błonę biologiczną tworzą często uboczne produkty metabolizmu lub wydzieliny,

a także wytwarzany przez komórki śluz. Śluz ułatwia pokrywanie powierzchni ziaren przez bakterie, zatrzymuje wilgoć w okresie braku dopływu ścieków [Kunicki-Goldfinger 1998]. Śluz może odgrywać większą rolę w procesie kolmatacji niż same komórki [Kristiansen R. 1981, Vandevivere P., i Baveye P. 1992]. Warstwa kolmatacyjna, w której gromadzi się większość materii powstaje zazwyczaj przy drenażu rozprowadzającym [Spychała 2003]. Warstwa ta zmniejsza przewodność hydrauliczną i często prowadzi do stagnacji ścieków na powierzchni złoża filtracyjnego. Z drugiej strony materia występująca w gruncie, zwłaszcza żywa biomasa, powoduje oczyszczanie ścieków, a warstwa kolmatacyjna zwiększa skuteczność oczyszczania odcedzając materię organiczną [Kristiansen 1981]. Czynniki warunkujące proces kolmatacji są różnie przedstawiane przez różnych autorów. Według Ronner i Lee Wong [1998] zimno i wilgoć sprzyjają kolmatacji, natomiast rozkład tlenowy (susza) i wyższa temperatura powodują udroźnienie porów. Wielu autorów uważa zawiesinę pochodząca ze ścieków za jedną z ważniejszych lub najważniejszych przyczyn kolmatacji. Siegrist [1987] stwierdził, że wzrost obciążenia ładunkiem zawiesiny i BZT₅ powodował redukcję prędkości infiltracji w systemach filtrów oczyszczających ścieki po osadniku gnilnym. Czynnikiem przyspieszającym kolmatację mogą być również warunki beztlenowe w powierzchniowej warstwie filtru. Simsons i Magdoff [1979] stwierdzili, że niższe temperatury i brak tlenu zwiększały kolmatację warstwy filtracyjnej. Ich zdaniem rozkład odkładanej materii organicznej w warunkach beztlenowych był wolniejszy, a kolmatacja szybsza.

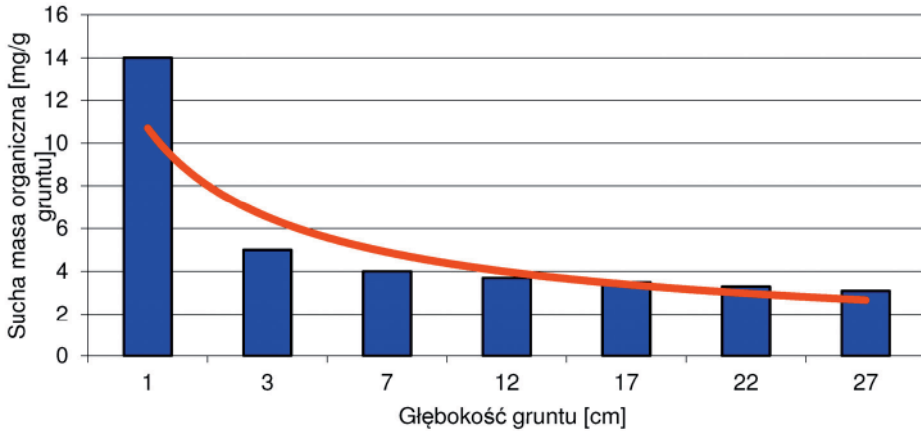
Na podstawie badań różnych autorów można wyróżnić następujące czynniki kolmatacji [Błażejowski i Murat-Błażejowska 1997]:

- akumulacja materii, głównie zawiesiny pochodzącej ze ścieków,
- wytrącanie i odkładanie pewnych substancji np. węglanu wapnia lub kongrecji żelazistych,
- wzrost i rozwój mikroorganizmów wewnątrz porów gruntu,
- odkładanie ubocznych produktów metabolizmu mikroorganizmów

oraz występowanie lub nawet akumulacja substancji wytwarzanych przez bakterie w postaci śluzu lub otoczek, a pod względem chemicznym zbudowanych często z polimerów, np. wielocukrów.

Na rysunku 18 przedstawiono pionowy rozkład materii organicznej zakumulowanej w gruncie.

Największa część materii organicznej akumuluje się w powierzchniowej części filtru (rysunek 18). Według Spychały [2003] materia organiczna w warstwie gruntu 0-2,5 cm głębokości stanowiła ponad 40% całkowitej zakumulowanej materii organicznej. Dla zabezpieczenia filtrów piaskowych i drenaży rozsączających przed kolmatacją należy stosować skuteczne oczyszczanie wstępne, eliminujące większość zawiesiny. Osadnik gnilny powinien również skutecznie zatrzymywać tłuszcze, gdyż duża ilość ścieków kuchennych bogatych w tłuszcze może przyspieszyć proces kolmatacji.



Rysunek 18. Pionowy rozkład materii organicznej zakumulowanej w gruncie [Spychała 2003]

Figure 18. Vertical distribution of organic matter accumulated in ground [Spychała 2003]

3.3.4. Redukcja zanieczyszczeń

Filtry piaskowe o przepływie pionowym charakteryzują się filtratem o wysokiej czystości. Filtrat po przejściu przez złożę jest bezbarwny, bezwonny i klarowny. Zawartość zawiesiny i wysokość BZT₅ nie przekraczają zazwyczaj 10 mg·dm⁻³. Jeżeli chodzi o redukcję związków biogennych, to związki azotu są prawie całkowicie przetwarzane w formę azotanową. Metcalf i Eddy [1991] podają, że około 45% azotu usuwane jest na skutek procesu denitryfikacji zachodzącej w anaerobowych mikrośrodkach złoża. Mikroorganizmy rozwijające się w złożu powodują rozkład substancji organicznych w warunkach tlenowych oraz przemianę amoniaku w azotany. W złożu filtracyjnym może również zachodzić proces denitryfikacji w niedotlenionych częściach wypełnienia złoża [Heidrich i Tichończuk 1995].

W tabeli 12 zestawiono średnie wartości dotyczące typowego składu ścieków odpływających z pionowych filtrów piaskowych.

W dalszej kolejności przedstawiono dane dotyczące skuteczności oczyszczania ścieków w filtrach piaskowych o przepływie pionowym (tabela 13, 14, 15).

Tabela 12. Typowy skład ścieków odpływających z pionowych filtrów piaskowych [USEPA 1992, Schuldela i Bollera 1989]**Table 12.** Typical composition of sewage flowing out of vertical flow sand filters [USEPA 1992, Schuldela and Bollera 1989]

Rodzaj filtru piaskowego	Stężenie zanieczyszczeń w odpływie [mg dm ⁻³]			
	BZT ₅	Zawiesina ogólna	N-NH ₄ ⁺	N-NO ₃ ⁻
Zakryty	<10	<10	0,1-11,2	10-40
Odkryty	<10	<10	3,0-8,0	25-46
Odkryty z recyrkulacją	<15	<15	<0,5	ok. 25

Tabela 13. Skuteczność oczyszczania ścieków w filtrach piaskowych na podstawie badań przeprowadzonych we Francji [Asenizacja indywidualna 1982]**Table 13.** The effectiveness of sewage treatment in sand filters based on research carried out in France [Asenizacja indywidualna – *Individual waste removal* 1982]

Wskaźnik zanieczyszczenia	Ścieki po osadniku gnilnym		Ścieki po filtrze piaskowym		Efekt oczyszczania ścieków [%]
	Zakres	Średnia	Zakres	Średnia	
BZT ₅ [gO ₂ ·m ⁻³]	90-280	169	0,2-5,0	1,8	98,9
Zawiesiny ogólne [g·m ⁻³]	187-610	344	10-88	22	93,6
Azot ogólny [gN _{og} ·m ⁻³]	31-130	68	3-30	11	83,8
Azot amonowy [g NH ₄ ·m ⁻³]	45-79	63	0,4-6,5	1,9	97,0
Azot azotanowy [g NO ₃ ·m ⁻³]	30-70	49	0,1-6,4	1	98,0
Bakterie Coli [MPN/100 ml]	8-25	14,2	4,3-15	8,2	42,3

Tabela 14. Skuteczność oczyszczania ścieków w filtrach piaskowych na podstawie badań amerykańskich [Metcalf Eddy 1991]**Table 14.** The effectiveness of sewage treatment in sand filters based on research carried out in US [Metcalf Eddy 1991]

Wskaźnik zanieczyszczenia	Ścieki surowe	Ścieki po filtrze piaskowym	Ścieki po filtrze piaskowym z recyrkulacją
BZT ₅ [gO ₂ ·m ⁻³]	210-530	< 10	< 15
Zawiesina ogólna [g·m ⁻³]	237-600	< 10	< 15
Azot ogólny [gN _{og} ·m ⁻³]	35-80	-	-
Azot amonowy [g NH ₄ ·m ⁻³]	7-40	< 0,5	< 0,5
Azot azotanowy [g NO ₃ ·m ⁻³]	< 1	25	25
Fosfor ogólny [gP _{og} ·m ⁻³]	10-27	-	-
Bakterie Coli [MPN/100ml]	10 ⁶ -10 ¹⁰	10 ² -10 ⁴	10 ² -10 ⁴

Tabela 15. Skuteczność usuwania związków biogenych ze ścieków na filtrach piaskowych

Table 15. The effectiveness of nutrient removal from sewage in sand filters

Źródło danych	Obciążenie hydrauliczne	Stężenia obserwowane w odpływie				
	[m ³ ·m ⁻² ·d ⁻¹]	Azot ogólny [gN·m ⁻³]	Azot amonowy [gN·m ⁻³]	Azot azotanowy [gN·m ⁻³]	Fosfor ogólny [gP·m ⁻³]	BZT ₅ [gO ₂ ·m ⁻³]
[Osmulka-Mróz 1995]	0,008-0,040	-	0,3-4,0	18-25	-	1,8-4,7
[Pell i Junggren 1990]	0,028-0,030	< 1	< 1	18-24	-	15-34
[Pell i inni 1990]	0,030	10-30	1-9	-	2-8	3-15
[Pell i inni 1990]	0,065	5-10,1	-	10-24,7	2,2-6	14-110
[Pell i Nyberg 1989]	0,067	-	2,7-10	61,5-70,5	0-4	15-20
[Metcalf i Eddy 1991]	-	-	< 0,5	25	-	< 10

Dane zawarte w tabelach 13, 14 i 15 świadczą o bardzo wysokiej skuteczności oczyszczania ścieków w filtrach piaskowych o przepływie pionowym. Według danych francuskich podstawowy wskaźnik zanieczyszczenia ścieków jakim jest BZT₅, zredukowany jest w 98,7%. Świadczy to o bardzo dobrych warunkach tlenowych panujących w złożu filtracyjnym. Na uwagę zasługuje również znaczna redukcja azotu ogólnego wynosząca 83,8% [Asenizacja indywidualna 1982]. Wynika z tego, że w złożu filtracyjnym zachodzą zarówno procesy nityfikacji, jak i denityfikacji w lokalnych mikrostratach.

4. OPIS OBIEKTÓW BADAŃ

4.1. BADANIA MODELOWE

4.1.1. Wstępny model wycinkowy „M1”

W rozdziale przedstawiono rozwiązanie konstrukcyjne modelu „M1” filtru żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym. Model zmodyfikowanego filtru składał się z dwóch komór (rysunek 19), w których następował proces oczyszczania ścieków. Pierwsza komora „A” stanowiła warstwę zabezpieczającą przed kolmatacją właściwą warstwę filtracyjną w drugiej komorze „B”. Model wycinkowy „M1” zbudowano z rury o średnicy $d=315$ mm, wykonanej z PCV,

Założenia do badań modelowych:

- zastosowano cztery warianty obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego: 38, 77, 100 oraz $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$,
- badania przeprowadzono dla trzech wariantów dawkowania ścieków do modelu wycinkowego: 4, 12 oraz 24 razy na dobę,
- średnicę uziarnienia w obu komorach dobrano na podstawie wcześniej przeprowadzonych badań [Chmielowski i Ślizowski 2008a],
- badania prowadzono przez 12 miesięcy + 2 miesiące rozruchu oczyszczalni,

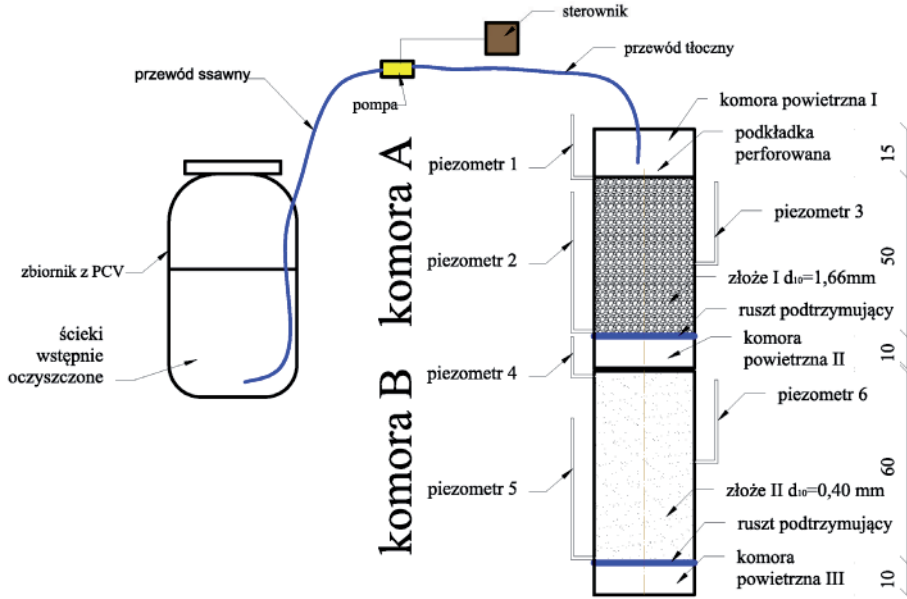
Główne elementy (czynniki) wpływające na proces oczyszczania ścieków w zmodyfikowanym filtrze piaskowym o przepływie pionowym:

- warstwa żwirowa (50 cm) - zabezpieczająca przed kolmatacją właściwą warstwę filtracyjną złoża filtracyjnego,
- częstotliwość dawkowania ścieków w ciągu doby,
- równomierne rozprowadzenie ścieków, pozwalające na najwyższy możliwy stopień wykorzystania warstwy filtracyjnej w procesie oczyszczania ścieków,
- dostępność powietrza do warstw złoża filtracyjnego, zapewniająca tlenowe procesy oczyszczania ścieków.

Na rysunku 19 przedstawiono schemat modelu „M1” zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym.

Model „M1” składał się z 2 komór o średnicy wewnętrznej 315 mm (odpowiednio komora „A” w górnej części, komora „B” w dolnej części). Komory były usytuowane jedna nad drugą tak, aby zapewnić pionowy przepływ ścieków

przez złożę filtracyjne. Całkowita wysokość modelu „M1” wyniosła 145 cm. Model został tak zaprojektowany aby można było pobrać próbki ścieków po przesączeniu przez komorę „A” jak również po przesączeniu przez komorę „B”.

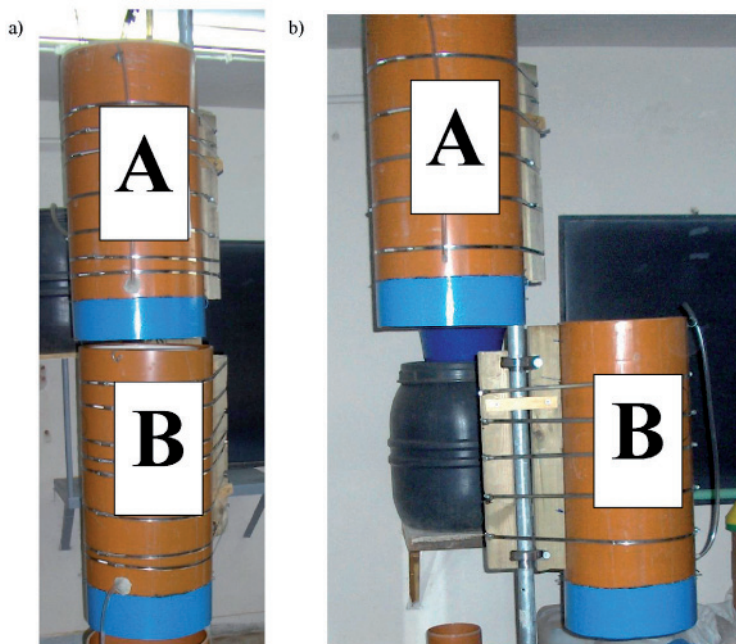


Rysunek 19. Model „M1” zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym (wymiary w cm)

Figure 19. “M1” model of the modified vertical flow gravel and sand filter

Ścieki dawковано do komory „A” za pomocą pomp perystaltycznych typu „DoserOne” włączanych i wyłączanych przez sterownik. Bezpośrednio pod układem rozprzewadzającym zaprojektowano warstwę zabezpieczającą (komora A) wykonaną z drobnego żwiru o średnicy $d_{10}=1,66$ mm i miąższości 50 cm. Zadaniem tej warstwy było bezpośrednie przyjęcie ładunku ścieków wstępnie oczyszczonych i zatrzymanie zanieczyszczeń przed właściwą warstwą filtracyjną. Zasadniczą część modelu stanowiła właściwa warstwa filtracyjna o wysokości 60 cm wykonana z pisku o średnicy $d_{10}=0,40$ mm (komora B). Ścieki do modelu były dostarczane z osadnika gnilnego (fot. 8) zlokalizowanego w modelarni Katedry Inżynierii Sanitarnej i Gospodarki Wodnej. Ścieki wstępnie oczyszczone z osadnika gnilnego pompowane były do zbiornika z tworzywa sztucznego, a następnie dawkowane do modelu filtra żwirowo-piaskowego „M1”. Konstrukcja modelu „M1” pozwalała na dostarczenie powietrza do złoża w komorach A i B poprzez komory powietrzne I, II i III (rysunek 19).

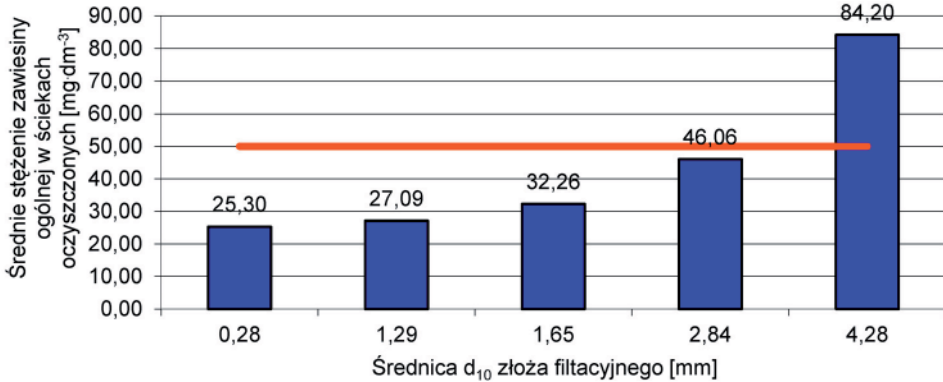
Na fotografii 2 przedstawiono model „M1” zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym. Fotografia 2a przedstawia układ modelu podczas normalnej pracy, natomiast fotografia 2b przedstawia układ z otwartą komorą „B” umożliwiającą pobór ścieków oczyszczonych z komory „A”.



Fotografia 2. Wstępny model wycinkowy „M1” a) faza zamknięta, b) faza otwarta
Photo 2. Preliminary fragmentary “M1” model a) closed phase, b) open phase

Warstwa zabezpieczająca

Istotnym elementem badanego filtra jest tzw. „warstwa zabezpieczająca”. Odpowiednie zaprojektowanie takiej warstwy jest szczególnie istotne dla dalszej eksploatacji złoża filtracyjnego. Warstwa ta w komorze „A” powinna zabezpieczyć właściwą warstwę filtracyjną (komora „B”) przed zakolmatowaniem. Warstwa w komorze „A” powinna w znacznym stopniu zmniejszyć ilość zanieczyszczeń dopływających wraz z ściekami do modelu. W warstwie zabezpieczającej będą osadzać się cząstki zawiesiny zawartej w ściekach. Kluczową informacją jest ustalenie średnicy uziarnienia warstwy zabezpieczającej. Badania przeprowadzone przez Autora [Chmielowski i Ślizowski 2008a] na modelu kolumnowym imitującym prace filtrów piaskowych o przepływie pionowym, określają stężenie zawiesiny ogólnej w filtracie w zależności od średnicy uziarnienia warstwy filtracyjnej (rysunek 20).



Rysunek 20. Zależność stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w filtrze piaskowym o przepływie pionowym w zależności od średnicy uziarnienia warstwy filtracyjnej [Chmielowski i Ślizowski 2008a]

Figure 20. Relationship of the total suspended solids concentration in sewage treated in the vertical flow sand filter and the grain diameter of the filter layer [Chmielowski and Ślizowski 2008a]

Z rysunku 20 wynika, że wraz ze wzrostem średnicy d_{10} złoża filtracyjnego wzrasta stężenie zawiesiny ogólnej w filtracie. Gwałtowny wzrost obserwuje się zwłaszcza dla średnicy 2,84 oraz 4,28 mm. Świadczy to o tym, że przy projektowaniu warstwy zabezpieczającej przed kolmatacją złoża należy używać średnic z przedziału od 1,29 do 1,65 mm. Mniejszej średnicy nie zaleca się stosować ze względu na ryzyko kolmatacji warstwy w komorze „A”. Zastosowanie natomiast średnicy większej od proponowanego przedziału spowoduje przedostanie się zbyt dużej części zawiesiny ogólnej do właściwej warstwy filtracyjnej. Wpływ średnicy uziarnienia na jakość ścieków oczyszczonych przedstawiono w pracy [Chmielowski 2008a], gdzie stwierdzono, że jest to czynnik decydujący o jakości ścieków oczyszczonych.

Ważną rolę w filtrze piaskowym o przepływie pionowym stanowi odpowiednie natlenienie złoża filtracyjnego. Procesy tlenowe usuwania zanieczyszczeń mogą zachodzić jedynie przy dostarczeniu do całego złoża filtracyjnego odpowiedniej ilości powietrza, a w szczególności tlenu, który się w nim znajduje.

4.1.2. Model „R1” – komora rozdzielcza

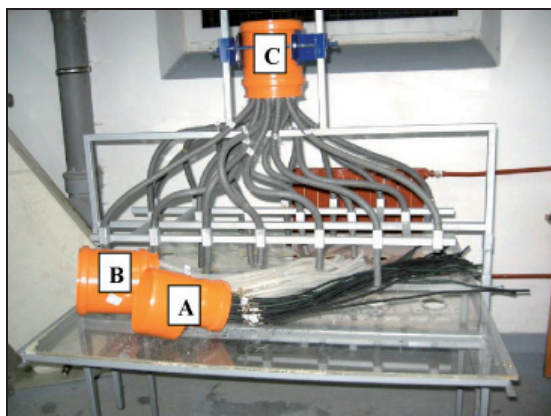
W celu określenia optymalnego rozdzielania strugi ścieków wstępnie oczyszczonych na mniejsze objętości zbudowany został model „R1” przedstawiony na fotografiach 3 i 4. Składał się on z głowicy rozdzielczej z przewodami elastycznymi. Głowica zawierała 20 przewodów elastycznych i była przymocowana do specjalnej konstrukcji stalowej. Pomiaru ilości wody wypływającej

z poszczególnych kanałów głowicy dokonano za pomocą wycechowanych naczyń (fot. 3).



Fotografia 3. Model „R1” - urządzenie do badania efektywności rozdziału ścieków

Photo 3. “R1” model - sewage separation efficiency - testing device



Fotografia 4. Model „R1” wraz z pozostałymi głowicami rozdzielczymi:

A - głowica 5 mm, B -10 mm, C - 15 mm

Photo 4. “R1” model with the remaining separation heads: A - 5 mm head,

B -10 mm, C - 15 mm

Badania przeprowadzono na trzech głowicach rozdzielczych (fot. 4), każda z nich składała się z 20 kanałów rozdzielczych. Średnice przewodów rozdzielczych w badanych głowicach były następujące: głowica A – 5 mm, głowica B -10 mm, głowica C – 15 mm.

4.1.3. Finalny model wycinkowy „M2”

Po zaprojektowaniu i wybudowaniu w terenie prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego został wykonany w laboratorium wycinkowy model pomocniczy „M2” odwzorowujący obiekt w terenie (fot. 5, 6, 7). Autor zdecydował się na wybudowanie modelu „M2” w celu określenia optymalnego obciążenia hydraulicznego. W terenie nie ma możliwości ustawienia obciążenia hydraulicznego na danym poziomie i badanie przez pewien czas jakości ścieków oczyszczonych.

Obudowę modelu „M2” stanowił zbiornik IBC z tworzywa sztucznego, podwyższony do wysokości 130 cm. Na dnie zbiornika został ułożony przewód drenażowy odprowadzający ścieki oczyszczone. Przewód zbierający ścieki oczyszczone został ułożony w warstwie żwirowej o miąższości 20 cm. W warstwie tej zostały ułożone przewody napowietrzające o średnicy 80 mm. Następnie została ułożona właściwa warstwa filtracyjna z piasku o średnicy miarodajnej $d_{10}= 0,40$ mm. Miąższość tej warstwy wyniosła 60 cm. Właściwą warstwę filtracyjną w obudowie modelu „M2” przedstawiono na fotografii 5.



Fotografia 5. Model „M2” - właściwa warstwa filtracyjna
Photo 5. „M2” model - proper filter layer

Następnie na właściwej warstwie filtracyjnej zostały ułożone kolejne przewody napowietrzające o średnicy 50 mm. Na tak przygotowany układ została ułożona warstwa żwirowa (zabezpieczająca) o średnicy miarodajnej $d_{10}= 1,66$ mm. Miąższość warstwy żwirowej wyniosła 50 cm. Ułożenie warstwy żwirowej w obudowie modelu „M2” przedstawiono na fotografii 6.



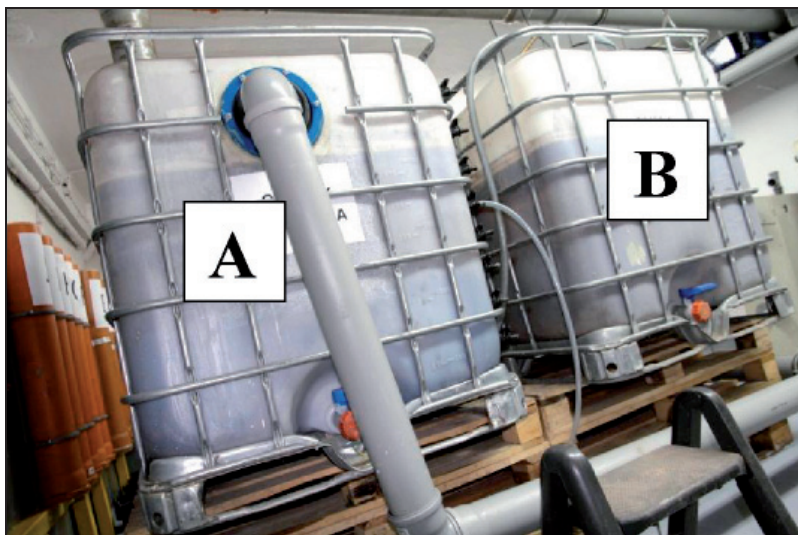
Fotografia 6. Model „M2” - warstwa zabezpieczająca i przewody napowietrzające
Photo 6. “M2” model - protection layer and aeration pipes

Na powierzchni złoża filtracyjnego ułożono przewody rozprowadzające ścieki wstępnie oczyszczone z przewodów PCV o średnicy 40 mm. Ułożono 5 sztuk przewodów długości 100 cm w rozstawie 20 cm. Nad układem przewodów została w stalowej ramie zamocowana głowica rozdzielcza. Górną część modelu „M2” z poszczególnymi układami przedstawiono na fotografii 7.



Fotografia 7. Model „M2” wraz z głowicą rozdzielczą (widoczne żółte przewody napowietrzające oraz popielate rozprowadzające ścieki wstępnie oczyszczone)
Photo 7. “M2” model with the separation head (visible yellow aeration pipes and gray pre-treated sewage distribution pipes)

Do modelu były dawkowane ścieki z osadnika gnilnego (fotografia 8) zlokalizowanego w tym samym pomieszczeniu co model „M2”.



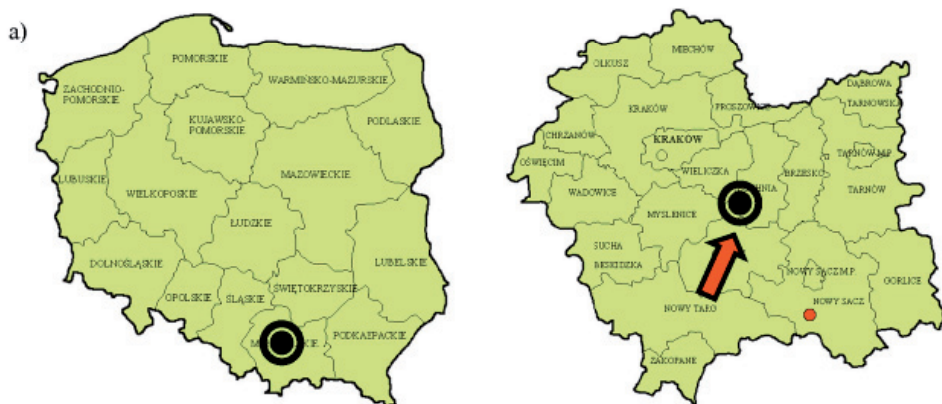
Fotografia 8. Osadnik gnilny w modelarni – widoczna komora „A” i „B”
Photo 8. Septic tank in the model room – visible chamber “A” and “B”

Osadnik gnilny został wykonany z dwóch zbiorników IBC. Ścieki surowe dopływały do komory A osadnika gnilnego z pionu kanalizacyjnego, do którego było podłączone 5 pisuarów, 15 umywarek i 10 misek ustępowych. W celu regulacji dopływu ścieków do osadnika, pod odpowiednim kątem ustawiono elastyczny przewód łączący osadnik gnilny z pionem kanalizacyjnym. Średni przepływ ścieków ukształtował się na poziomie $0,5 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$. Osadnik gnilny składał się z dwóch komór wstępnej „A” i wtórnej „B”. Odpływ ścieków wstępnie oczyszczonych z osadnika był podłączony do kanalizacji zbiorczej. Z odpływu z komory „B” osadnika były pobierane ścieki do zasilania modelu badawczego.

4.2. BADANIA TERENOWE

4.2.1. Położenie obiektu badań

Prototyp przydomowej oczyszczalni ścieków został wybudowany w miejscowości Ujazd w gminie Trzciana w powiecie bocheńskim, w województwie małopolskim (rysunek 21). O lokalizacji obiektu zdecydowały głównie warunki terenowe umożliwiające odprowadzenie ścieków oczyszczonych oraz zamontowanie niezbędnej aparatury badawczej.



Rysunek 21. Lokalizacja prototypu przydomowej oczyszczalni ścieków na tle:
a) Polski, b) województwa małopolskiego
Figure 21. Location of the prototype of the domestic sewage treatment plant against:
a) Poland, b) Lesser Poland voivodeship

Prototyp oczyszczalni ścieków składał się z osadnika gnilnego stanowiącego pierwszy etap oczyszczania oraz z zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego z pionowym przepływem ścieków. Ponadto pomiędzy wspomnianymi urządzeniami oczyszczalni zaprojektowana została studnia z komorą rozdzielczą.

4.2.2. Osadnik gnilny

Osadnik gnilny zastosowany w badanym obiekcie był klasycznym rozwiązaniem stosowanym w przydomowych oczyszczalniach ścieków. Zapewniał podczyszczanie ścieków surowych i ich doprowadzenie do komory rozdzielczej, a następnie do zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego. Objętość osadnika gnilnego wynosiła 2 m^3 . W całości wykonany był z tworzywa sztucznego. Średnica przewodu dopływowego wynosi 150 mm, a przewodu odpływowego 100 mm. Od strony odpływu z osadnika zainstalowany był kosz doczyszczający wypełniony puzzolaną (fot. 10), której zadaniem było zatrzymywanie większych zanieczyszczeń. Osadnik gnilny został przedstawiony na fotografii 9.



Fotografia 9. Osadnik gnilny - fazy montażu
Photo 9. Septic tank - installation stages



Fotografia 10. Kosz wypełniony puzzolaną instalowany na odpływie z osadnika
Photo 10. Basket filled with pozzolan installed at the outlet from the settling tank

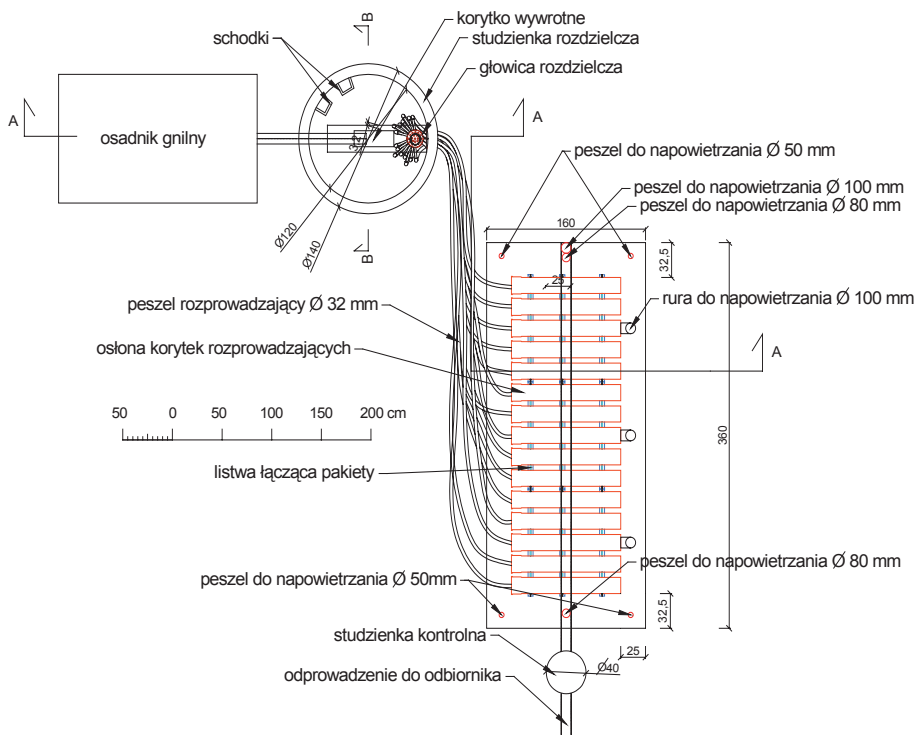
4.2.3. Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy „F1”

4.2.3.1 Uwagi wstępne

W oparciu o przeprowadzone badania laboratoryjne z wykorzystaniem modelu „M1” stwierdzono znaczące zmniejszenie zanieczyszczeń w warstwie żwirowej, a co za tym idzie właściwa warstwa filtracyjna była chroniona przed nadmiernym stężeniem ścieków. Na tej podstawie w prototypie filtra wybudowanym w terenie, zastosowano warstwę zabezpieczającą o miąższości 50 cm i średnicy uziarnienia $d_{10} = 1,66$ mm (pozostałe parametry tej warstwy przedstawiono w tabeli 16 i na rysunku 26). Jako właściwą warstwę filtracyjną zastosowano

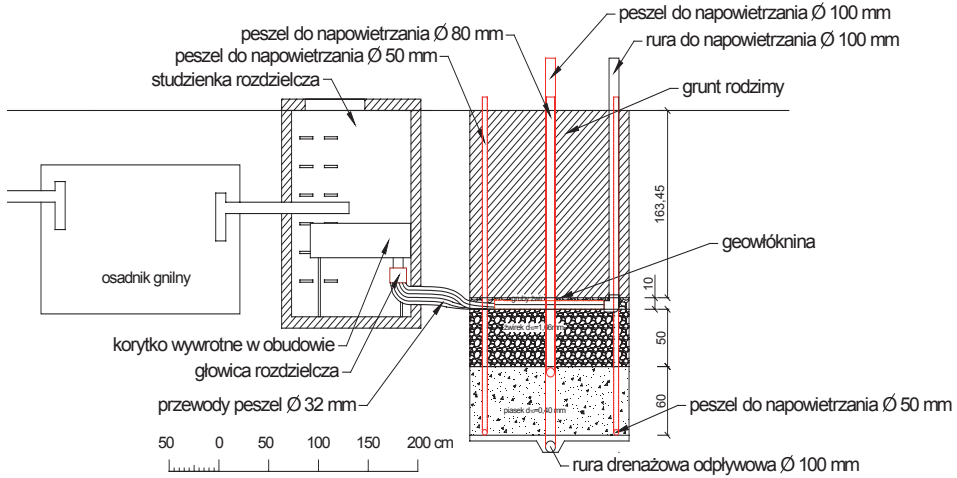
wano piasek o miąższości 60 cm i średnicy uziarnienia $d_{10} = 0,40$ mm (pozostałe parametry tej warstwy przedstawiono w tabeli 16 i na rysunku 26).

Stwierdzono również, że warstwa zabezpieczająca jest bardzo wrażliwa na nierównomierne rozproszanie ścieków, co objawiało się niepełnym wykorzystaniem złoża w procesie oczyszczania. W związku z powyższym zaprojektowano w prototypie filtru specjalny nowatorski układ rozpraszający ścieki po powierzchni złoża filtracyjnego (fot. 14). Rozstawem pomiędzy drenami rozpraszającymi ścieków przyjęto równą 20 cm, podczas gdy w klasycznych rozwiązaniach wynosi od 100 do 200 cm. Prototyp zaprojektowano dla pięcioosobowej rodziny. Przyjęto ilość ścieków powstających od jednego mieszkańca na poziomie $100 \text{ dm}^3 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$. Wymiary prototypu filtru w rzucie z góry przyjęto równe 160 x 360 cm.



Rysunek 22. Prototyp zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1” o przepływie pionowym w miejscowości Ujazd – widok z góry

Figure 22. “F1” prototype of the modified vertical flow gravel and sand filter in Ujazd locality – view from above



Rysunek 23. Prototyp zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1” o przepływie pionowym w miejscowości Ujazd – przekrój A-A

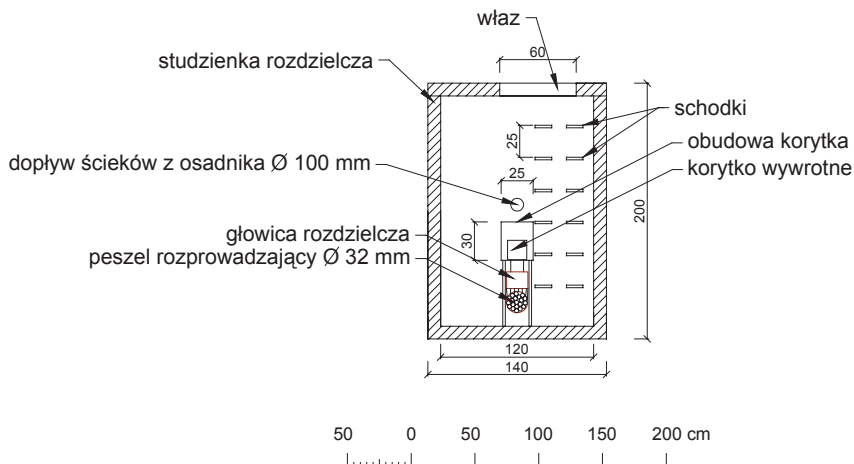
Figure 23. “F1” prototype of the modified vertical flow gravel and sand filter in Ujazd locality –A-A section

Na podstawie badań laboratoryjnych z wykorzystaniem modelu „R1” w prototypie przyjęto głowicę rozdzielczą z kanałami o średnicy 10 mm. Przyjęto również jednorazową dawkę ścieków wprowadzanych do komory rozdzielczej równą $5,0 \text{ dm}^3$. Do wprowadzania ścieków do komory rozdzielczej zaprojektowano korytko wywrotne (fot. 11). W oparciu o wstępne badania laboratoryjne z wykorzystaniem modelu „M1” stwierdzono wyższe efekty oczyszczania ścieków przy zastosowaniu większej częstotliwości dawkowania ścieków. W badaniach w laboratorium zastosowano maksymalną liczbę dawek równą 24 d^{-1} . Natomiast w prototypie „F1” w terenie zastosowano 100 dawek po 5 dm^3 w ciągu doby (przy założeniu, że do oczyszczalni średnio dopływa $500 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1}$).

Szczegóły konstrukcyjne prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego przedstawiono na rysunkach 22 i 23.

4.2.3.2. Komora rozdzielcza

Po osadniku gnilnym zaprojektowana została komora rozdzielająca ścieki (rysunek 24) do przewodów rozprowadzających ścieki wstępnie oczyszczone. Wewnętrzna średnica komory rozdzielczej wynosiła 120 cm a głębokość 200 cm. W komorze rozdzielczej umieszczono korytko wywrotne (fot. 11), które jednorazowo dawkowało ścieki w ilości 5 dm^3 .



Rysunek 24. Komora rozdzielcza wraz z układem dawkującym ścieki wstępnie oczyszczone

Figure 24. Distribution chamber with the pre-treated sewage dosing system



Fotografia 11. Korytko wywrotne – do dozowania ścieków

Photo 11. Tipping bucket – for sewage dosage

Ścieki po przepłynięciu przez złożo filtracyjne zbierane były drenażem wykonanym z perforowanej rury z PCV (fot. 12), średnica przewodu drenażowego wynosiła 100 mm. Ścieki oczyszczone odprowadzane były do studzienki rewizyjnej a następnie do lokalnego rowu.



Fotografia 12. Układanie drenu zbierającego ścieki oczyszczone
Photo 12. Installation of treated sewage collection drain

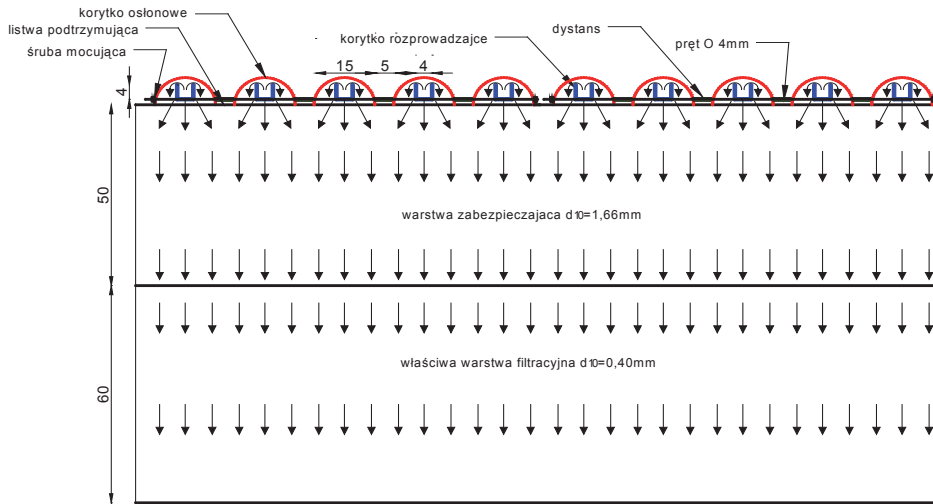
4.2.3.3. Układ rozprowadzający ścieki

Badania przeprowadzone w laboratorium z wykorzystaniem modelu „M1” wykazały, że ścieki przepływały przez złożę zwirowe w niewielkiej odległości (około 5 cm) od punktu ich doprowadzenia na złożę. To świadczy o potrzebie zaprojektowania układu rozprowadzającego ścieki o zupełnie innej konstrukcji niż proponowane do tej pory. Nierównomiernie obciążone złożę filtracyjne będzie przeciążone w jednym miejscu, a w innych w ogóle nie obciążone. Przyjęto rozstawę pomiędzy przewodami rozprowadzającymi 20 cm. Łącznie zastosowano 15 przewodów rozprowadzających. Powierzchnia zmodyfikowanego filtra w planie wyniosła $5,76 \text{ m}^2$ (długość filtra $L=3,6 \text{ m}$ a szerokość $B=1,6 \text{ m}$).

Na rysunku 25 przedstawiono przekrój poprzeczny części układu rozprowadzającego ścieki po powierzchni złoża filtracyjnego.

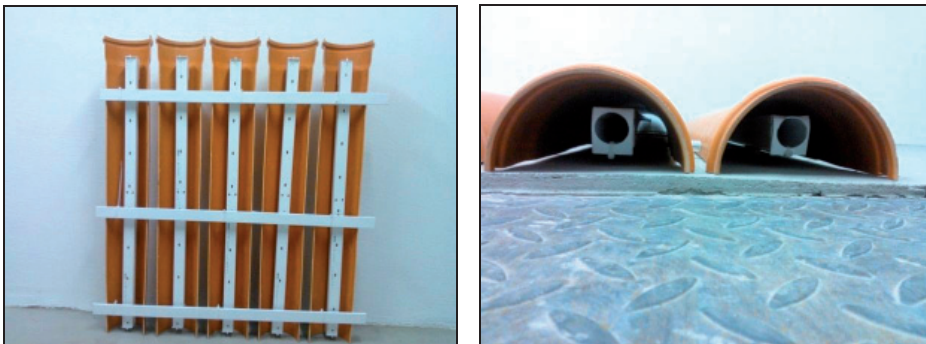
Na fotografiach 13 i 14 przedstawiono wykonane przez Autora pakiety koryt rozprowadzających ścieki. Niewątpliwą zaletą innowacyjnego rozprowadzenia ścieków było wykonanie zasadniczego koryta rozprowadzającego (kolor biały) w osłonie wykonanej z połowy rury kanalizacyjnej o średnicy 15 cm. Koryto rozprowadzające było wykonane z tworzywa sztucznego o przekroju kwadratowym (wymiar oczka $4 \times 4 \text{ cm}$).

Na fotografii 15 przedstawiono ścieki pobrane w terenie na dopływie do filtra oraz oczyszczone. Ścieki dopływające do filtra odznaczały się intensywnym zapachem i zabarwieniem. Ścieki oczyszczone były pozbawione zapachu i klarowne.



Rysunek 25. Układ rozprowadzający ścieki po powierzchni zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1” (wymiary w cm)

Figure 25. System distributing sewage on the surface of the “F1” modified gravel and sand filter



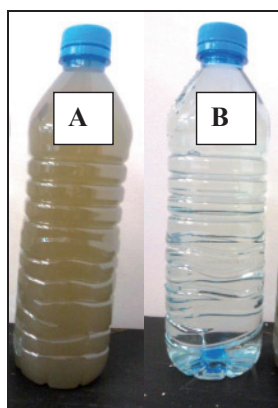
Fotografia 13. Pakiety rozprowadzające a) widok od dolnej strony, b) widok z boku

Photo 13. Distributing packets a) view from the bottom, b) side view



Fotografia 14. Układ rozpraszający ścieki po powierzchni zmodyfikowanego złoża żwirowo-piaskowego „F1”

Photo 14. System for the distribution of sewage on the surface of the “F1” modified gravel and sand bed



Fotografia 15. Ścieki dopływające do filtru (A) i ścieki oczyszczone (B)

Photo 15. Sewage flowing into the filter (A) and treated sewage (B)

4.2.3.4. Warstwy filtracyjne

W prototypie zmodyfikowanego filtru „F1” zostały zastosowane dwie warstwy filtracyjne. Pierwsza z nich to drobny żwir o średnicy miarodajnej $d_{10}=1,66$ mm i miąższości 50 cm (nazywana dalej warstwą zabezpieczającą). Drugą warstwę stanowił piasek o średnicy miarodajnej $d_{10} = 0,40$ mm i miąższo-

ści 60 cm (nazywana dalej właściwą warstwą filtracyjną). Zadaniem warstwy zabezpieczającej było zmniejszenie stężenia zanieczyszczeń dopływających do właściwej warstwy filtracyjnej. Analizę składu granulometrycznego poszczególnych warstw filtracyjnych wykonano za pomocą wytrząsarki do gruntów sypkich (fot. 16).



Fotografia 16. Wytrząsarka do gruntów sypkich
Photo 16. Shaker for non-cohesive grounds

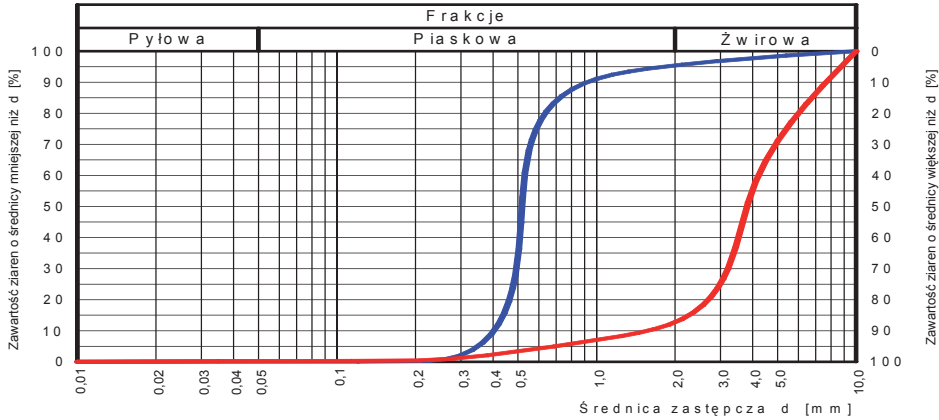
Na podstawie pomiarów masy ziaren zatrzymanych na poszczególnych siatach wytrząsarki wykonano krzywe granulometryczne warstw filtracyjnych (rysunek 26). W tabeli 16 zestawiono podstawowe parametry warstw filtracyjnych prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym „F1”.

Tabela 16. Zestawienie parametrów warstw złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym „F1”

Table 16. Summary of parameters of filter bed layers of the modified vertical flow sand filter “F1” prototype

Nazwa warstwy filtracyjnej	Miaższość [cm]	Porowatość [%]	d_{90} [mm]	d_{60} [mm]	d_{50} [mm]	d_{10} [mm]	$U_1 = d_{60}/d_{10}$	$U_2 = d_{90}/d_{10}$	$U_3 = d_{90}/d_{60}$
Warstwa żwirowa	50	40	7,67	4,20	3,28	1,66	2,53	4,62	1,83
Warstwa piaskowa	60	35	0,92	0,53	0,52	0,40	1,33	2,30	1,74

Na rysunku 26 przedstawiono krzywe granulometryczne warstw filtracyjnych filtra „F1”



Rysunek 26. Krzywe granulometryczne warstw filtracyjnych (kolor czerwony warstwa żwirowa, kolor niebieski – warstwa piaskowa)

Figure 26. Granulometric curves of filter layers (red – gravel layer, blue – sand layer)

4.2.3.5. Układ napowietrzający złożę filtracyjne

W celu zapewnienia w złożu filtracyjnym odpowiedniej ilości tlenu niezbędnego do procesów biologicznego rozkładu zanieczyszczeń zaprojektowano układ przewodów perforowanych z tworzywa sztucznego. Na dnie właściwej warstwy filtracyjnej (piaskowej) zostały ułożone dwa przewody peszel o średnicy 50 mm. Przewody te zostały wyprowadzone na powierzchnię terenu. Dodatkowo do przewodu zbierającego ścieki oczyszczone został podłączony peszel o średnicy 100 mm i wyprowadzony na powierzchnię terenu. Dzięki temu przepływ powietrza był od wlotu drenu zbierającego ścieki w studziencie za filtrem „F1”. Na dnie warstwy zabezpieczającej wzdłuż ułożony został przewód peszel o średnicy 80 mm. Układ przewodów dostarczających powietrze do złoża filtracyjnego przedstawiono na fotografii 17.

4.2.3.6. Urządzenia do poboru próbek ścieków

W celu poboru próbek ścieków z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego zaprojektowano i wykonano specjalne urządzenia z tworzywa sztucznego (fotografia 18). Pojedyncze urządzenie składało się ze zbiornika gromadzącego ścieki pobrane z badanej warstwy złoża. Objętość części gromadzącej ścieki wynosiła 1 dm³. Ścieki pobierane były przez rozszerzoną część urządzenia (kolor czerwony na fotografii 18) wypełnioną drobnym żwirem. Nadmiar ścieków wypływał przez specjalnie wykonane otwory w górnej części zbiornika. Do zbiornika podłączone były przewody z tworzywa sztucznego i wyprowadzone na powierzchnię terenu. Próbkę ścieków pobierane były przy pomocy pompy

perystaltycznej, która zasysała odpowiednią ilość ścieków i transportowała na powierzchnię.



Fotografia 17. Układ przewodów napowietrzających złoża
Photo 17. Bed aeration pipe system

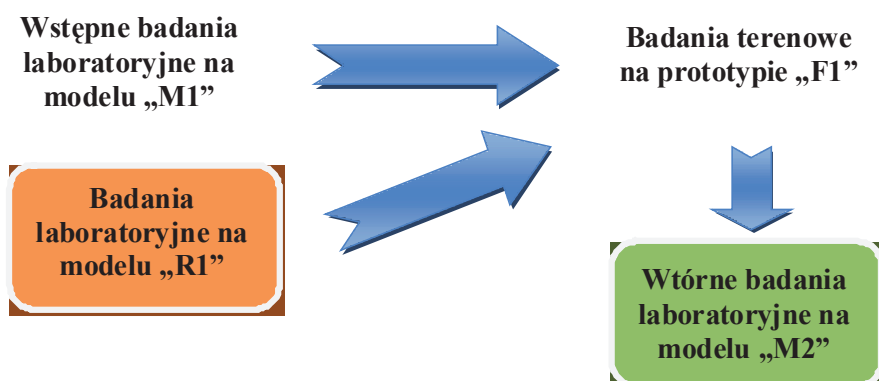


Fotografia 18. Urządzenia do poboru ścieków z zadanych głębokości
złoża filtracyjnego
Photo 18. Sewage collection devices from the selected depths of the filter bed

5. METODYKA BADAŃ

5.1. UWAGI WSTĘPNE

Koncepcja rozprawy opiera się o wstępne badania modelowe (model „M1” oraz „R1”), na podstawie których wybudowano prototyp zmodyfikowanego filtra „F1” i następnie przeprowadzono badania i analizy dotyczące skuteczności jego działania. Równoległe do badań terenowych były prowadzone wtórne badania modelowe (w celu określenia maksymalnego dopuszczalnego obciążenia hydraulicznego). Uproszczony schemat metodyki badań przedstawiono na rysunku 27.



Rysunek 27. Schemat blokowy realizowanych badań
Figure 27. Block diagram of performed research

5.2. BADANIA MODELOWE

5.2.1. Wstępny model wycinkowy „M1”

Model „M1” został zaprojektowany i wybudowany w celu określenia jakości ścieków przepływających przez zadane warstwy filtracyjne. Opis modelu „M1” został szczegółowo przedstawiony w rozdziale 4.1.1. Do modelu dopływały ścieki wstępnie oczyszczone pochodzące z osadnika gnilnego zlokalizowanego w tym samym pomieszczeniu (fotografia 8). W celu określenia jakości

ścieków wstępnie oczyszczonych i oczyszczonych po poszczególnych warstwach wykonano analizy fizyko-chemiczne ścieków. Do analiz fizyko-chemicznych pobierano ścieki wstępnie oczyszczone dopływające do modelu „M1”, ścieki po przesączeniu przez komorę „A” z warstwą żwirową oraz ścieki oczyszczone po przesączeniu przez komorę „B” z warstwą piaskową. W celu pobrania próbek ścieków po przesączeniu przez komorę „A” odsuwano dolną część modelu (komorę „B”) i podstawiano naczynie, do którego pobierano pożądaną ilość ścieków do analizy. Probki ścieków pobierano zgodnie z normami: PN-74/C-04620-11:1974 oraz PN-EN ISO 5667-1:2007. Probki ścieków pobierano w okresie od września 2010 roku do września 2011 roku. Łącznie analizy fizykochemiczne przeprowadzono dla 70 serii pomiarowych, w których pobrano 210 próbek ścieków. Analizę fizykochemiczną przeprowadzono dla następujących wskaźników zanieczyszczenia ścieków: BZT₅, ChZT_{Ct}, zawiesiny ogólnej.

Na podstawie przeprowadzonych analiz fizyko-chemicznych otrzymano wartości wskaźników w ściekach wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu, ścieków oczyszczonych z komory „A” oraz oczyszczonych w komorze „B”. Dla uzyskanych wyników stężeń wskaźników przedstawiono podstawowe statystyki opisowe tj: wartość średnia, mediana, wartość minimalna, wartość maksymalna, rozstęp, odchylenie standardowe, współczynnik zmienności.

Następnie określono istotność różnic między średnimi wartościami wskaźników zanieczyszczenia w ściekach dopływających do modelu, odpływających z komory „A” i odpływających z komory „B”.

Dysponując wartościami stężeń badanych wskaźników w ściekach dopływających do modelu, oczyszczonych w komorze „A” oraz oczyszczonych w komorze „B” obliczono redukcję zanieczyszczeń w poszczególnych komorach filtracyjnych oraz całkowitą dla modelu „M1”. Dla uzyskanych wyników skuteczności zmniejszania badanych wskaźników przedstawiono podstawowe statystyki opisowe tj: wartość średnia, mediana, wartość minimalna, wartość maksymalna, rozstęp, odchylenie standardowe, współczynnik zmienności.

Badania na modelu „M1” przeprowadzono dla następujących wariantów dawkowania ścieków do modelu wycinkowego: 4, 12 oraz 24 razy na dobę. Dla każdego wariantu dawkowania zastosowano cztery warianty obciążenia hydraulicznego: 38, 77, 100 oraz 135 dm³·d⁻¹·m⁻².

Określono podstawowe statystyki opisowe ścieków dopływających do modelu, oczyszczonych w komorze „A” oraz komorze „B” przy zadanej liczbie dawkowań ścieków do modelu w ciągu doby oraz przy obciążeniach hydraulicznych wynoszących 38, 77, 100, 135 dm³·d⁻¹·m⁻².

5.2.2. Model „R1” – komora rozdzielcza

W celu określenia równomiernego obciążenia hydraulicznego poszczególnych kanałów głowicy rozdzielczej zbudowano model „R1”. Do konstrukcji stalowej przymocowana została głowica rozdzielcza z 20 przewodami (fot. 3 i 4). Przebadano trzy głowice różniące się średnicą przewodów rozdzielczych. Badano głowice z następującymi przewodami rozdzielczymi:

- głowica „A” – przewody rozdzielcze o średnicy 5 mm,
- głowica „B” – przewody rozdzielcze o średnicy 10 mm,
- głowica „C” – przewody rozdzielcze o średnicy 15 mm.

Do każdej z głowic rozdzielczych wlewano odpowiednią objętość wody i następnie mierzono ilość wody w naczyniach na końcu każdego przewodu rozdzielczego. W badaniach zastosowano następujące dawki wody wlewane do komory rozdzielczej: 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0; 9,0; 10,0 dm³. Badania wykonano w dziesięciu powtórzeniach dla każdej z dawek.

Na podstawie pomierzonych ilości wody z poszczególnych przewodów rozdzielczych określono współczynnik zmienności dla każdej głowicy. Ponadto określono współczynniki zmienności ilości wody pomierzonej z przewodów rozdzielczych przy zadanych wielkościach dawek wlewanych do głowicy.

5.2.3. Finalny model wycinkowy „M2”

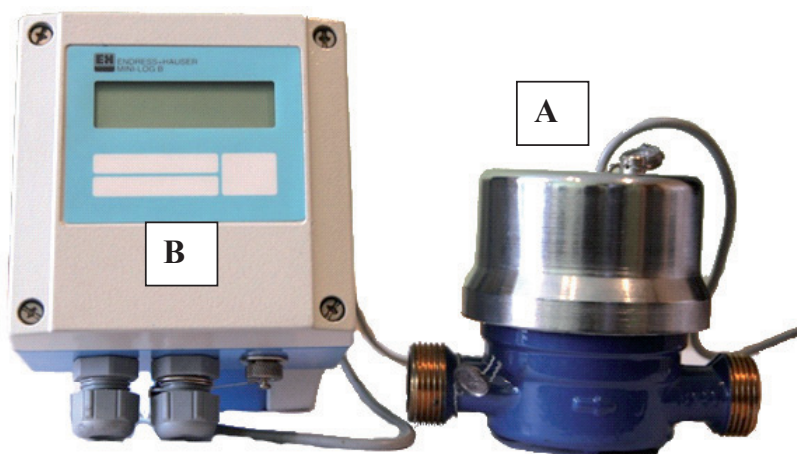
Końcowy model wycinkowy „M2” zbudowano na podstawie prototypu filtru zbudowanego w terenie w miejscowości Ujazd. Został on wybudowany w celu określenia wartości badanych wskaźników w ściekach oczyszczonych przy zadanych obciążeniach hydraulicznych. Podjęto próbę określenia obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego na jakość ścieków oczyszczonych. Dodatkowo określono wpływ wymienionych wyżej czynników na redukcję zanieczyszczeń. Badania przeprowadzono w okresie od września 2011 roku do grudnia 2012 roku, dla następujących obciążeń hydraulicznych: 25, 50, 75, 100, 150 i 200 dm³·m⁻²·d⁻¹. Analizę fizykochemiczną przeprowadzono dla następujących wskaźników zanieczyszczenia ścieków: BZT₅, ChZT_{Cr}, zawiesina ogólna.

5.3. BADANIA TERENOWE – PROTOTYP „F1”

Określenie ilości ścieków dopływających do prototypu oczyszczalni

Ilość ścieków dopływających do prototypu oczyszczalni w terenie określono za pomocą zestawu składającego się z wodomierza skrzydełkowego wyposażonego w generator impulsów oraz rejestratora impulsów „MinilogB” (fotografia 19). Wodomierz zamontowany został w piwnicy gospodarstwa, w którym wybudowano prototyp oczyszczalni. Wodomierz został umieszczony

w takim miejscu, w którym mógł mierzyć ilość wody trafiającą wyłącznie do oczyszczalni ścieków. Z osobnego podłączenia właściciel pobierał wodę na inne cele: mycie samochodu, kostki brukowej oraz na podlewanie upraw w ogrodzie. Niemniej jednak przyjęto, że do oczyszczalni trafia 98 % wody pomierzonej przez zestaw wodomierzowy i rejestrator impulsów. Powodem tej decyzji było pewne zużycie wody, która nie trafiała do oczyszczalni, a nie była możliwa do pomierzenia (woda do mycia podłóg, przygotowanie posiłków, podlewanie kwiatków w domu). Mierzono ilość zużywanej wody z częstotliwością co 1 godzinę i dokładnością 1 dm^3 . Na podstawie zebranych danych określono wartość średnią dobową, minimalną, maksymalną odchylenie standardowe, medianę, współczynniki nierównomierności godzinowej, współczynnik nierównomierności dobowej.



Fotografia 19. Zestaw wodomierza (A) z rejestratorem impulsów MiniLogB (B)
Photo 19. Water meter kit (A) with MiniLogB impulse recorder (B)

Pomiar temperatury powietrza oraz ścieków dopływających i odpływających z prototypu zmodyfikowanego filtra „F1”

Temperaturę powietrza, ścieków dopływających do filtra oraz temperaturę filtratu pomierzono za pomocą zestawu termometrów „SmartButton” (fot. 20). Termometr „SmartButton” pozwala na zapis temperatury z częstotliwością do 1 min, niemniej jednak do badań zastosowano pomiar z częstotliwością co godzinę. Ze względu na małe wymiary można go umieścić w dowolnym miejscu oczyszczalni. W celu pomiaru temperatury ścieków zastosowano mosiężne nakładki zabezpieczające termometr przed wpływem ścieków. W celu odczytania pomierzonych danych termometr został podłączony do specjalistycznego gniaz-

da i skomunikowany z komputerem. Zapisane dane zostały przetworzone w programie komputerowym Microsoft Excel.

Temperatura powietrza była mierzona w pobliżu prototypu oczyszczalni w miejscu zacienionym na wysokości 2 m nad poziomem terenu. Temperaturę ścieków wstępnie oczyszczonych mierzono na odpływie z osadnika gnilnego w górnej części kosza z puzzolaną, a oczyszczonych w studzience odpływowej, umiejscowionej bezpośrednio za filtrem. Tak zebrane dane zostały poddane analizie, w której określono wartość: średnią, minimalną, maksymalną, rozstęp, odchylenie standardowe, medianę, współczynnik zmienności. W celu określenia wpływu temperatury powietrza na temperaturę ścieków dopływających do filtru i oczyszczonych określono współczynniki korelacji dla badanych zmiennych, a następnie za pomocą testu t-Studenta określono statystycznie jego istotność. Podobnie określono zależność temperatury filtratu od temperatury ścieków dopływających do filtru.



Fotografia 20. Termometry „SmartButton” (A) wraz z oprzyrządowaniem do transmisji danych (B)

Photo 20. “SmartButton” thermometers (A) including data transmission instrumentation (B)

Pobór próbek ścieków i określenie ich jakości z poszczególnych etapów oczyszczania

Ścieki wstępnie oczyszczone pobierane były z komory rozdzielczej po osadniku gnilnym, a oczyszczone ze studzienki za filtrem. W celu pobrania ścieków z założonych głębokości filtru zastosowano specjalnie skonstruowane do tego celu urządzenia, które zostały opisane w rozdziale 4.2.3.6 i przedstawiono na fotografii 18. Próbkę ścieków pobierano z następujących głębokości złoża

filtracyjnego: 10, 30, 50 oraz 90 cm. Tak pobrane próbki ścieków były transportowane do laboratorium Wydziału Inżynierii Środowiska i Geodezji Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie. Analizę fizykochemiczną przeprowadzono dla następujących wskaźników zanieczyszczenia ścieków: BZT₅, ChZT_{Cr}, tlen rozpuszczony, odczyn pH, zawiesina ogólna, fosfor ogólny, azot amonowy, azot organiczny, azot azotanowy, azot azotynowy, azot ogólny. Próbkę ścieków pobierano w okresie od października 2011 do grudnia 2012 roku. Łącznie analizę fizykochemiczną przeprowadzono dla 35 serii pomiarowych, w których pobrano 210 próbek ścieków i wykonano 2310 oznaczeń. Próbkę ścieków do analiz pobierane były zgodnie z normami: PN-74/C-04620-11:1974 oraz PN-EN ISO 5667-1:2007. Szczegółowe informacje na temat wykonywanych analiz fizykochemicznych przedstawiono poniżej.

Odczyn pH – pomiary wykonano zgodnie z normą PN-90/C-04540/01:1991 pt. Woda i ścieki - Badania pH, kwasowości i zasadowości. Oznaczanie pH wód i ścieków o przewodności elektrolitycznej właściwej 10 $\mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$ i powyżej metodą elektrometryczną. Badania wykonano za pomocą miernika wieloparametrowego CPO-401 firmy ELMETRON.

Stężenie tlenu rozpuszczonego – pomiary wykonano zgodnie z normą PN-EN 25814:1999 pt. Jakość wody - Oznaczanie tlenu rozpuszczonego - Metoda z czujnikiem elektrochemicznym. Badania wykonano za pomocą miernika wieloparametrowego CPO-401 firmy ELMETRON.

Zawiesina ogólna – pomiary wykonano zgodnie z normą PN-EN 872:2007 pt. Jakość wody - Oznaczanie zawiesin - Metoda z zastosowaniem filtracji przez sączi z włókna szklanego.

BZT₅ - pomiary wykonano zgodnie z normą PN-EN 1899-1:2002 pt. Jakość wody - Oznaczanie biochemicznego zapotrzebowania tlenu po n dniach (BZT_n) - Część 1: Metoda rozcieńczania i szczepienia z dodatkiem allilotiomocznika. Badania wykonano bezrząciową metodą przy użyciu zestawu butelek OXITOP. Pomiar BZT₅ przy pomocy zestawu butelek OXITOP polega na określeniu zmiany ciśnienia w szczelnie zamkniętym naczyniu pomiarowym (butelce). Biologiczna redukcja tlenu prowadzi do zmniejszenia ciśnienia powietrza zgromadzonego nad próbką ścieków. Butelki przez cały okres inkubacji muszą być przechowywane w temperaturze 20C° przez 5 dób w odpowiedniej szafie termostatycznej, która utrzymuje stałą (20 C°) temperaturę. Czujnik elektroniczny w główce butelki dokonuje pomiaru ciśnienia co jedną dobę przez pięć dób.

ChZT_{Cr} - pomiary wykonano zgodnie z normą PN-ISO 6060:2006 pt. Jakość wody - Oznaczanie chemicznego zapotrzebowania tlenu. Oznaczanie ChZT_{Cr} dokonano z wykorzystaniem fotometru Aquanal Spectro 3.

Stężenie azotu amonowego - pomiary wykonano zgodnie z normą PN-C-04576-4:1994 pt. Woda i ścieki - Badania zawartości związków azotu - Oznaczanie azotu amonowego w wodzie metodą bezpośredniej nessleryzacji. Oznaczanie azotu amonowego dokonano za pomocą spektrofotometru MARCEL S330.

Stężenie azotu azotanowego - oznaczanie azotu azotanowego z wykorzystaniem fotometru Aquanal Spectro 3. Spektrofotometryczna metoda z wykorzystaniem gotowych testów AQUANAL firmy Sigma-Aldrich Co.

Stężenie azotu azotynowego - pomiary wykonano zgodnie z normą PN-73/C-04576.06. pt. Woda i ścieki - Badania zawartości związków azotowych - Oznaczanie azotu azotynowego metodą kolorymetryczną z kwasem sulfanilowym i 1-naftyloaminą. Oznaczanie azotu azotynowego dokonano za pomocą spektrofotometru MARCEL S330.

Stężenie azotu ogólnego - oznaczanie azotu ogólnego z wykorzystaniem fotometru Aquanal Spectro 3. Spektrofotometryczna metoda z wykorzystaniem gotowych testów AQUANAL firmy Sigma-Aldrich Co.

Stężenie fosforu ogólnego - pomiary wykonano zgodnie z normą PN-73/C-04537.02 pt. Woda i ścieki - Badania rozpuszczonych ortofosforanów kolorymetryczną metodą molibdenianową z chlorkiem cynawym jako reduktorem. Oznaczanie fosforu ogólnego z wykorzystaniem fotometru Aquanal Spectro 3. Spektrofotometryczna metoda z wykorzystaniem gotowych testów AQUANAL firmy Sigma-Aldrich Co.

Na podstawie wartości wskaźników w ściekach wstępnie oczyszczonych i oczyszczonych określono redukcję zanieczyszczeń w prototypie zmodyfikowanego filtra piaskowego:

$$\eta = \frac{S_s - S_o}{S_s} \cdot 100\% \quad (9)$$

gdzie:

- S_s – wartość wskaźnika zanieczyszczenia w ściekach surowych [$\text{mg} \cdot \text{dm}^{-3}$],
- S_o – wartość wskaźnika zanieczyszczenia w ściekach oczyszczonych [$\text{mg} \cdot \text{dm}^{-3}$].

Określono wartości średnie, minimalne, maksymalne skuteczności zmniejszania zanieczyszczeń dla poszczególnych wskaźników. Dodatkowo określono odchylenie standardowe, współczynnik zmienności.

Analizy mikrobiologiczne

Analizy mikrobiologiczne przeprowadzone zostały w oparciu o metodę seryjnych rozcieńczeń. Zgodnie z zasadą metody ścieki rozcieńczano w jałowym roztworze soli fizjologicznej, w przedziale od 1 do 10^{-6} .

Miano bakterii grupy *coli* określano metodą fermentacyjną probówkową. W tym celu przenoszono po 1 cm^3 badanego materiału do jałowych probówek z rurkami Dürhama, zanurzonymi w pożywce z bulionem laktozowym i purpurą bromokrezolową. Następnie hodowlę inkubowano w temperaturze 37°C przez 24 godziny [PN-C-04615-07:1977].

W celu potwierdzenia obecności *Escherichia coli* w badanym materiale, po upływie 24 godzin, za pomocą wyjałowionej ezy pobierano niewielką jego ilość z wszystkich próbek zawierających bakterie grupy *coli* i przenoszono na agar Endo. Wyniki odczytywano po 24 – godzinnej inkubacji w temperaturze 37°C [Schlegel 2005].

Miano enterokoków oznaczano metodą próbkową w pożywce zawierającej azydek sodowy i purpurę bromokrezolową. Z kolejnych rozcieńczeń badanego materiału pobierano po 1 cm³ i przenoszono do próbek z pożywką. Następnie posiewy inkubowano w temperaturze 37°C przez 24 godziny [PN-C 04615-25:2008].

Liczebność bakterii z rodzaju *Salmonella* i *Shigella*, a także *Clostridium perfringens* oznaczano stosując podłoża różnicujące – wybiórcze, a następnie przeliczając ilość wyrosłych kolonii na jednostki tworzące kolonie w 1 cm³ badanego ścieku, stosując wzór zamieszczony pod tabelką z odczytem wyników.

Liczebność *Salmonella sp.* oraz *Shigella sp.* określano na podłożu różnicującym – wybiórczym SS. W tym celu z każdego rozcieńczenia badanych ścieków pobierano za pomocą jałowych pipet po 1 cm³ materiału i przenoszono na sterylne płytki Petriego, które następnie zalewano jałowym podłożem, schłodzonym do temperatury około 45°C. Hodowlę inkubowano w temperaturze 37°C przez 24 godziny. Wyrosłe kolonie przeliczano na jednostki tworzące kolonie, zgodnie z [PN-Z-19000-1:2001].

Liczebność *Clostridium perfringens* określano stosując podłożę wybiórcze Wilsona – Blaira. W tym celu, do jałowych płytek Petriego, przenoszono po 1 cm³ z kolejnych rozcieńczeń badanych ścieków. Następnie zalewano je jałowym podłożem, schłodzonym do temperatury około 45°C. Celem odcięcia dopływu tlenu do hodowli, po zestaleniu podłoża, całą powierzchnię płytki zalewano około 3 mm warstwą 3% agaru. Próbkę inkubowano w temperaturze 37°C przez 24 godziny. Wyrosłe na podłożu czarne kolonie *Clostridium perfringens* przeliczano na jednostki tworzące kolonie, zgodnie z [PN-Z-19000-3:2001].

$$L = \frac{\sum_{i=1}^n xy}{n} \quad (10)$$

gdzie:

- L – liczba jednostek tworzących kolonie w 1cm³ badanej próby,
- x – liczba kolonii w danym rozcieńczeniu (w przedziale od 3 do 300),
- y – rozcieńczenie,
- n – liczba dokonanych odczytów.

Podstawowym wskaźnikiem bakteriologicznym są bakterie *Escherichia coli* typu kałowego wyrażone jako NPL (najbardziej prawdopodobna liczba zawarta w 100 ml ścieków) lub w postaci miana coli typu kałowego czyli naj-

mniejszej objętości ścieków, w której stwierdzona została obecność tych bakterii. Przeliczniki między NPL a mianem coli jest następujący:

$$\text{minano coli} = \frac{100}{NPL} \quad (11)$$

Analiza statystyczna

Na podstawie uzyskanych wyników przeprowadzono analizę korelacji między temperaturą powietrza, a temperaturą ścieków dopływających do filtru „F1” oraz temperaturą ścieków odpływających z filtru. Dodatkowo określono zależność korelacyjną pomiędzy temperaturą ścieków dopływających i odpływających z filtru „F1”.

Testowano hipotezę zerową:

$$H_0 : \rho = 0 \quad (12)$$

Równoznaczną z brakiem zależności między analizowanymi zmiennymi, wobec hipotezy alternatywnej:

$$H_0 : \rho \neq 0 \quad (13)$$

która mówi o występowaniu zależności między badanymi zmiennymi.

Zostały wyznaczone współczynniki korelacji liniowej Pearsona i następnie potwierdzono ich istotność statystyczną za pomocą testu t-Studenta na poziomie istotności $\alpha=0,05$. Wartości bezwzględne uzyskane z programu Statistica 10.0 odnoszono do wartości krytycznych odczytanych z tablic rozkładu t –Studenta. Współczynnik korelacji uznawano za statystycznie istotny, gdy uzyskane z analiz wartości testu t były większe od krytycznej wartości odczytanej z tablic.

Określono, czy średnie wartości stężeń badanych wskaźników w ściekach pobieranych z zadanych głębokości złoża filtracyjnego w istotny sposób się od siebie różnią. Analiza ta została przeprowadzona z wykorzystaniem jednoczynnikowej analizy wariancji ANOVA. Jako zmienną zależną przyjęto wartości badanych wskaźników zanieczyszczenia ścieków z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego (BZT₅, ChZT_{Cr}, tlen rozpuszczony, odczyn pH, zawiesina ogólna, fosfor ogólny, azot amonowy, azot ogólny). Czynnikiem determinującym jakość ścieków w odpływie z poszczególnych poziomów złoża filtracyjnego była miąższość złoża filtracyjnego.

Wstępna analiza danych polegała także na usunięciu danych odstających, co przeprowadzono w oparciu o analizę wykresu przebiegu wartości analizowanych wskaźników w czasie. W dalszej kolejności przed przystąpieniem do analizy dokonano weryfikacji hipotezy zerowej mówiącej, że dana zmienna podlega rozkładowi normalnemu wobec hipotezy alternatywnej, dzięki czemu można ją opisać rozkładem innym niż normalny. Weryfikacji tej hipotezy dokonano testem Shapiro-Wilka na poziomie istotności $\alpha=0,05$. Do dalszej analizy wykorzystano tylko te zmienne, które można było opisać rozkładem normalnym.

Aby rozstrzygnąć, czy odrzucić hipotezę zerową, czy też orzec o braku podstaw do jej odrzucenia, zastosowano statystykę F . Jeżeli wartość statystyki F obliczona na podstawie próby zawiera się w zbiorze krytycznym, to należy odrzucić hipotezę testowaną na korzyść hipotezy alternatywnej. Jeśli zaś wartość statystyki F nie zawiera się w zbiorze krytycznym, to brak podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej. Statystyka testu F w jednoczynnikowej analizie wariancji wyraża się wzorem:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^k (\bar{x}_i - \bar{x})^2 n_i}{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (\bar{x}_{ij} - \bar{x}_i)^2} \frac{n-k}{k-1} \quad (14)$$

gdzie:

- k – liczba grup (miąższości),
- n – łączna liczebność próbek we wszystkich grupach.

W obliczeniach przyjęto poziom istotności 0,05 (prawdopodobieństwo odrzucenia prawdziwej hipotezy zerowej). Jeśli wartość prawdopodobieństwa testowego (p -value) nie przekracza poziomu istotności 0,05 (czyli wartość empiryczna testu F należy do zbioru krytycznego) to odrzucamy hipotezę zerową na rzecz hipotezy alternatywnej, czyli twierdzimy, że średnie są istotnie różne. W przeciwnym wypadku brak podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, (czyli wartość empiryczna testu F nie należy do zbioru krytycznego).

Formalnie dla zastosowania testu różnic wielu średnich wymagane jest istnienie istotnych różnic pomiędzy wariancjami w poszczególnych grupach. Jeśli różnice pomiędzy wariancjami nie są istotne, to nie można stosować analizy wariancji. Jednym z testów sprawdzających, czy wariancje są istotnie różne, jest test Leven'a (test homogeniczności wariancji). Testuje on hipotezę o braku różnic między wariancjami przeciwko hipotezie alternatywnej o istnieniu takiej różnicy. Statystyka F tego testu ma rozkład Fishera. Test Leven'a odrzuca hipotezę zerową o braku różnic między wariancjami, jeśli prawdopodobieństwo testowe (p -value) jest mniejsze od 0,05 i w takiej sytuacji nie można stosować analizy wariancji ANOVA. W badaniach empirycznych, wszędzie tam, gdzie wykorzystano analizę wariancji ANOVA, test Leven'a nie odrzucił hipotezy zerowej o braku istotnych różnic pomiędzy wariancjami.

Jeśli jednoczynnikowa analiza wariancji wykazała, że w całej zbiorowości średnie w poszczególnych grupach różnią się istotnie od siebie, to wówczas wykorzystano testy *post hoc* do wskazania, pomiędzy którymi grupami różnice średnich są najbardziej istotne. Zastosowano test Tukaya dla N zmiennych. Test ten sprawdza istotność różnicy średnich dla wszystkich par grup. W wynikach badań empirycznych przedstawiono tablice wartości prawdopodobieństw testowych (p -value) dla każdej pary grup. Jeśli prawdopodobieństwo testowe

(p-value) jest mniejsze od 0,05, to różnica średnich dla danej pary grup jest istotna.

Ponadto określono statystycznie niezawodność działania prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”. Pod pojęciem niezawodności, najczęściej określa się prawdopodobieństwo bezawaryjnej pracy danego systemu. Niezawodność określano jako zdolność do spełniania wymagań stawianych ściekom oczyszczonym według Rozporządzenia [2006] w przyjętym okresie czasu. Przy badaniach niezawodności, zwłaszcza gdy istnieje potrzeba jej prognozowania wykorzystuje się informacje o rozkładzie badanego czynnika. Użytecznym, ogólnym rozkładem prawdopodobieństwa, mającym zastosowanie w badaniu niezawodności jest rozkład Weibulla, który charakteryzuje się następującą funkcją gęstości prawdopodobieństwa (z dodatnimi parametrami b , c , i θ):

$$f(x) = \frac{c}{b} \cdot \left(\frac{x-\theta}{b}\right)^{c-1} \cdot \exp\left[-\left(\frac{x-\theta}{b}\right)^c\right] \quad (15)$$

$$\theta < x, b > 0, c > 0$$

gdzie:

- x – zmienna oznaczająca czas,
- b – parametr skali,
- c – parametr kształtu,
- θ – parametr położenia.

Dystrybuantę rozkładu Weibulla można wyrazić wzorem:

$$F(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-\theta}{b}\right)^c\right] \quad (16)$$

Natomiast funkcję niezawodności rozkładu Weibulla określa się jako dopełnienie dystrybuanty do jedności, co wyrazić można wzorem:

$$R(x) = 1 - F(x) \quad (17)$$

Analiza niezawodności w przypadku prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego polegała na estymacji parametrów rozkładu Weibulla przy wykorzystaniu metody największej wiarygodności. W dalszej kolejności dokonano weryfikacji hipotezy zerowej mówiącej o tym, że zmienna analizowana może zostać opisana rozkładem Weibulla, wobec hipotezy alternatywnej, że zmienna podlega rozkładowi innemu niż Weibulla. Weryfikacji tej hipotezy dokonano testem Hollandera-Proschana. W oparciu o funkcję dystrybuanty oceniono niezawodność zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego. Analizie

poddano wyniki analiz laboratoryjnych, obejmujących: wielkości BZT₅, ChZT_{Cr} i stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych. Wartości dopuszczalne, analizowanych wskaźników przyjęto na podstawie Rozporządzenia [2006] dla oczyszczalni do 2000 RLM: w przypadku BZT₅ – 40 mgO₂·dm⁻³, dla ChZT_{Cr} – 150 mgO₂·dm⁻³ i dla zawiesiny ogólnej – 50 mg·dm⁻³.

6. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

6.1. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ LABORATORYJNYCH

6.1.1. Analiza wstępnych wyników badań laboratoryjnych – model „M1”

6.1.1.1. Uwagi wstępne

W rozdziale przedstawiono analizę wyników badań uzyskanych z wstępnego modelu wycinkowego „M1”. Celem budowy modelu było określenie skuteczności zmniejszenia zanieczyszczeń w warstwie żwirowej (komora „A”) oraz po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową (komora „B”). W tym celu określono stężenie poszczególnych wskaźników w ściekach dopływających do modelu, po przesączeniu przez warstwę żwirową oraz przez warstwę piasku. Ponadto podjęto próbę określenia wpływu liczby dawek ścieków do modelu „M1” na stężenie ścieków oczyszczonych w poszczególnych warstwach oraz na redukcję zanieczyszczeń w ściekach po przesączeniu przez poszczególne warstwy. W pierwszej kolejności poddano analizie jakość ścieków oczyszczonych z poszczególnych warstw modelu. W tym celu przedstawiono podstawowe statystyki opisowe dotyczące jakości ścieków wstępnie oczyszczonych, oczyszczonych po komorze „A” oraz oczyszczonych po komorze „B”.

6.1.1.2. Analiza wartości stężeń oraz redukcji zanieczyszczeń

Wskaźnik BZT₅

BZT₅ jest podstawowym wskaźnikiem zanieczyszczenia ścieków, według danych literaturowych [Błażejowski 2003] może w ściekach surowych przyjmować zakres wartości od 300 do 400 mgO₂·dm⁻³. W przypadku ścieków po osadniku gnilnym Krzanowski i Wałęga [2007] zanotowali wartość BZT₅ na poziomie 145,8 mgO₂·dm⁻³. Na podstawie badań fizykochemicznych przedstawiono podstawowe statystyki opisowe wartości BZT₅ z poszczególnych etapów oczyszczania modelu „M1” oraz skuteczności zmniejszenia BZT₅ (tabela 17).

Ścieki wstępnie oczyszczone dopływające do modelu badawczego „M1” charakteryzowały się znaczną zmiennością wartości wskaźnika BZT₅ od 100 mgO₂·dm⁻³ do 480,00 mgO₂·dm⁻³. Średnia wartość BZT₅ wyniosła 210,00

$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Odchylenie standardowe wyniosło $74,29 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, a współczynnik zmienności $0,35$. Przytoczne wartości świadczą o znacznym rozstępie jakości dopływających ścieków wynoszącym $380,00 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Dane literaturowe dotyczące zmienności BZT_5 ścieków wstępnie oczyszczonych kształtują się w podobnych granicach [Asenizacja indywidualna 1982, Metcalf Eddy 1991].

Tabela 17. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości BZT_5 w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” w modelu „M1”

Table 17. Summary of basic descriptive statistics of BOD_5 values in pre-treated sewage, after filtration through chamber “A” and chamber “B” in the “M1” model

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość wskaźnika BZT_5 w ściekach [$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$]			Redukcja BZT_5 [%]		
		Wstępnie oczyszczonych	Po komorze „A”	Po komorze „B”	Po komorze „A”	Po komorze „B”	Całkowita
Średnia	\bar{X}	210,00	84,31	29,65	56,92	63,55	83,99
Mediana	m_e	200,00	80,00	20,00	59,17	66,67	87,50
Minimalna	Min	100,00	20,00	5,00	12,50	25,00	50,00
Maksymalna	Max	480,00	180,00	100,00	90,91	93,75	98,21
Rozstęp	Ro	380,00	160,00	95,00	78,41	68,75	48,21
Odch. stand.	σ	74,29	36,05	18,84	18,50	17,52	11,47
Wsp. zmien.	WZ	0,35	0,43	0,64	0,33	0,28	0,14
Liczba próbek	N	72	72	72	72	72	72
Dopuszczalna	X_{dop}	40	40	40	-	-	-
Liczba przekroczeń	IP	72	59	13 ^{*)}	-	-	-

*) – przy dawkowaniu 4 razy na dobę stwierdzono 11 przekroczeń, przy dawkowaniu 12 razy na dobę stwierdzono 2 przekroczeń a przy dawkowaniu 24 razy na dobę nie stwierdzono przekroczeń wartości dopuszczalnej.

Analizując wartości BZT_5 ścieków oczyszczonych w komorze „A” należy stwierdzić, że średnia wartość wyniosła $84,31 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Zaobserwowano znaczny rozstęp pomiędzy wartością maksymalną i minimalną na poziomie $160,00 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. O dużej zmienności danych świadczy również współczynnik zmienności, który wyniósł $0,43$. Stwierdzono, że warstwa drobnego żwiru o wysokości 50 cm pozwoliła zmniejszyć średnią wartość BZT_5 z $210,00$ do $84,31 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Odchylenie standardowe ukształtowało się na poziomie $36,05 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Stwierdzono 59 przekroczeń wartości dopuszczalnej wynoszącej zgodnie z Rozporządzeniem [2006] $40 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$.

Podając analizie statystycznej wartość BZT_5 ścieków oczyszczonych po komorze „B” uzyskano średnią wartość wynoszącą $29,65 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ i była ona niższa od wartości BZT_5 ścieków po przesączeniu przez komorę „A” o $54,66$

$\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Wartość minimalną zanotowano na poziomie $5,00 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$, a wartość maksymalna osiągnęła poziom $100,00 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Stwierdzono 13 przekroczeń wartości dopuszczalnej podanej w Rozporządzeniu [2006]. Należy jednak zaznaczyć, że przekroczenia wartości dopuszczalnej wystąpiły głównie przy dawkowaniu ścieków do modelu wynoszącym 4 razy na dobę (11 przekroczeń). Łącznie średnie zmniejszenie wartości BZT_5 w całym modelu wyniosło $180,35 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Biorąc pod uwagę wyniki badań przeprowadzonych we Francji na 70 klasycznych filtrach piaskowych o przepływie pionowym [Asenizacja indywidualna 1982] średnia wartość BZT_5 ścieków oczyszczonych była na bardzo niskim poziomie i wyniosła $1,8 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Badania przeprowadzone przez Ślizowski i Chmielowski [2007] wykazały, w klasycznych filtrach piaskowych o przepływie pionowym średnią wartość BZT_5 w ściekach oczyszczonych, również na niskim poziomie $1,78 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Józwiakowski [2012] analizując dane z odpływu ścieków z hydrofitowego złoża gruntowego o przepływie pionowym uzyskał średnią wartość BZT_5 na poziomie $22,3 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$.

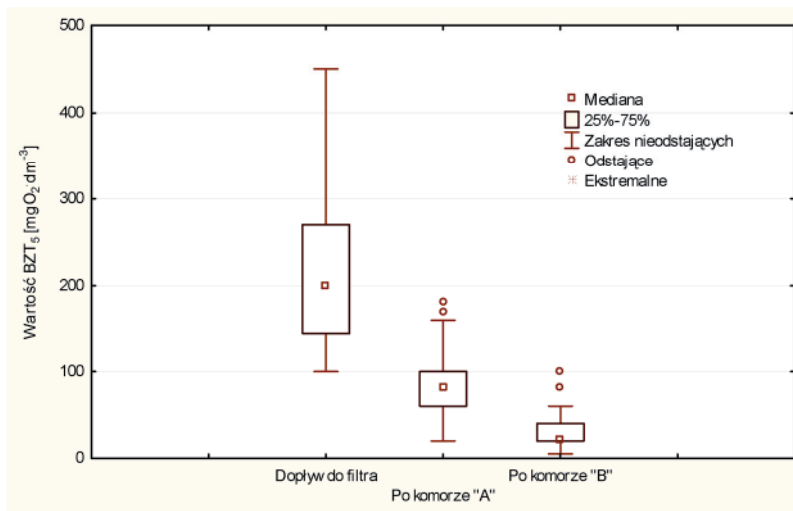
W tabeli 17 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe dotyczące skuteczności zmniejszenia BZT_5 w poszczególnych etapach oczyszczania ścieków w modelu wycinkowym „M1”. Średnia redukcja BZT_5 po przesączeniu ścieków przez komorę „A” wyniosła 56,92%. Wartość minimalna wyniosła 12,50%, a maksymalna 90,91%. Świadczy to o znacznym zmniejszeniu wartości BZT_5 na pierwszej – żwirowej warstwie filtru. Rozstęp pomiędzy maksymalną i minimalną wartością skuteczności zmniejszenia BZT_5 wyniósł 78,41% co stanowi znacząco wartość, na co mogła mieć wpływ zróżnicowana jakość ścieków dopływających do złoża. Współczynnik zmienności ukształtował się na poziomie 0,33.

Redukcja BZT_5 po przesączeniu przez warstwę piaskową (komora „B”) charakteryzowała się zakresem od 25,00% do 93,75%. Średnia redukcja BZT_5 po komorze „B” wyniosła 63,55 %. Należy stwierdzić wysoką redukcję BZT_5 w warstwie piasku, co świadczyć może o korzystnych warunkach tlenowych.

Całkowita redukcja BZT_5 w analizowanym modelu „M1” wyniosła 83,99% , podczas gdy minimalna wartość ukształtowała się na poziomie 50,00%, a maksymalna 98,21%. Podsumowując należy stwierdzić wysoką redukcję BZT_5 na poszczególnych etapach oczyszczania.

Na rysunku 28 przedstawiono wartości mediany, kwantyle (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla BZT_5 ścieków dopływających do modelu „M1” oraz ścieków oczyszczonych w komorze „A” i w komorze „B”.

Analizując dane z rysunku 28 można zauważyć, że mediana BZT_5 dla ścieków oczyszczonych w komorze „A” była znacznie niższa niż ścieków dopływających. Obserwuje się bardzo dobre działanie warstwy żwirowej w procesie oczyszczania ścieków. Do warstwy piaskowej (komora „B”) dopływały ścieki znacznie podczyszczone, co pozwala rokować na dłuższe działanie warstwy piaskowej bez jej nadmiernej kolmatacji. Podkreślić należy, że po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową mediana BZT_5 wyniosła $20 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$.



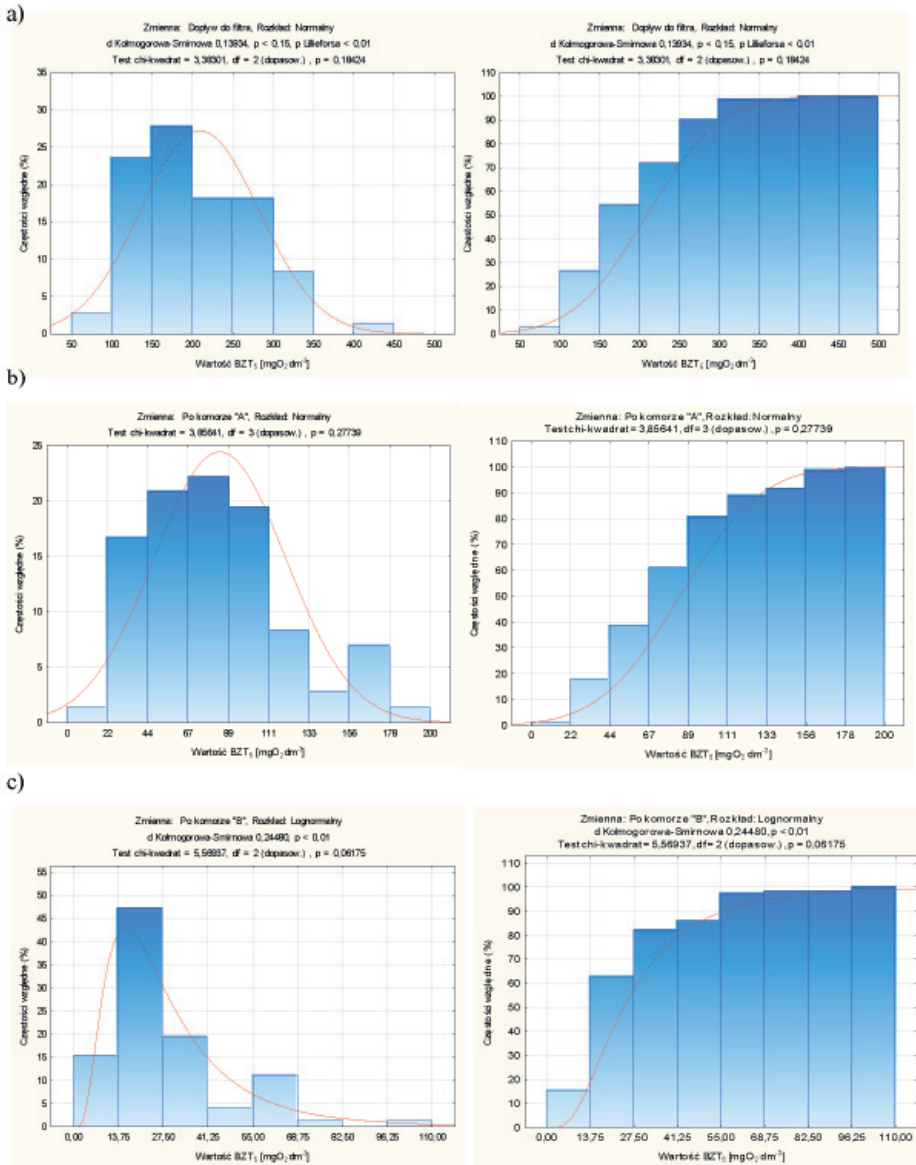
Rysunek 28. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla BZT₅ ścieków dopływających do modelu „M1” oraz ścieków oczyszczonych w komorze „A” i w komorze „B”

Figure 28. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for BOD₅ of sewage flowing into “M1” model and sewage treated in chamber “A” and in chamber “B”

W dalszej kolejności podjęto próbę dopasowania rozkładu teoretycznego dla zmiennej: wartość BZT₅ w ściekach dopływających i odpływających z poszczególnych warstw modelu „M1”. Należy stwierdzić, że dla ścieków dopływających do modelu oraz oczyszczonych po komorze „A” dopasowano rozkład normalny dla badanej zmiennej, a dla wartości BZT₅ w ściekach oczyszczonych w komorze „B” dopasowano rozkład lognormalny. Poprawność doboru rozkładu potwierdzono testem chi-kwadrat na poziomie istotności $\alpha=0,05$.

Dla zmiennej wartość BZT₅ w ściekach wstępnie oczyszczonych dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,18$). Analizując dane przedstawione na rysunku 29a, najczęściej obserwowane wartości ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1” stanowił przedział od 150 do 200 mgO₂·dm⁻³, który reprezentował ponad 27% zaobserwowanych wyników.

Nieco rzadziej wystąpiły wartości BZT₅ w sąsiednich przedziałach tj. 100-150 mgO₂·dm⁻³ (24% obserwacji) oraz 200-250 mgO₂·dm⁻³ i 250-300 mgO₂·dm⁻³, które stanowiły po 18% wszystkich obserwacji. Wartość BZT₅ ścieków wstępnie oczyszczonych powyżej 300 mgO₂·dm⁻³ występowała stosunkowo rzadko i stanowiła zaledwie 10% wszystkich obserwacji.



Rysunek 29. Histogram wraz z funkcją gęstości oraz dystrybuantą empiryczną i teoretyczną dla wartości BZT₅ dla: a) ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1”, b) ścieków po oczyszczeniu w komorze „A”, c) ścieków po oczyszczeniu w komorze „B”

Figure 29. Histogram with the density function, empirical and theoretical distribution function for BOD₅ values for: a) pre-treated sewage flowing into “M1” model, b) sewage after treatment in chamber “A”, c) sewage after treatment in chamber “B”

Dla zmiennej BZT_5 ścieków oczyszczonych w komorze „A” dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,28$). Analizując dane przedstawione na rysunku 29b, najczęściej obserwowane wartości BZT_5 ścieków oczyszczonych w komorze „A” stanowił przedział od 67 do 89 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$ (22% obserwacji), jak również przedziały sąsiednie od 44 do 66 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$ (21% obserwacji) oraz od 90 do 111 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$ (19% obserwacji). Wartość BZT_5 ścieków oczyszczonych w komorze „A” powyżej 133 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$ występowała stosunkowo rzadko i stanowiła 10% wszystkich obserwacji.

Dla zmiennej BZT_5 w ściekach oczyszczonych w komorze „B” dopasowano rozkład lognormalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,06$). Analizując dane przedstawione na rysunku 29c, najczęściej obserwowane wartości BZT_5 ścieków oczyszczonych w komorze „B” stanowił przedział od 13,75 do 27,50 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$, który reprezentował 47,5% zaobserwowanych wyników.

Wskaźnik $ChZT_{Cr}$

W dalszej kolejności w celu przedstawienia wartości $ChZT_{Cr}$ z poszczególnych etapów oczyszczania ścieków w modelu „M1” w tabeli 18 zestawiono podstawowe statystyki opisowe ścieków dopływających do modelu (ścieki wstępnie oczyszczone), ścieków po przesączeniu przez komorę „A” (wypełnionej drobnym żwirem) oraz ścieków po przesączeniu przez komorę „B” (wypełnionej piaskiem).

Zakres wartości $ChZT_{Cr}$ w ściekach wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1” mieścił się od 179,00 do 701,00 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$. Średnia wartość $ChZT_{Cr}$ wyniosła 394,37 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$. Odchylenie standardowe wyniosło 126,74 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$, a współczynnik zmienności 0,32. Takie wartości świadczą o znacznym rozstępie jakości dopływających ścieków wynoszącym 522,00 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$.

Średnia wartość $ChZT_{Cr}$ dla ścieków oczyszczonych w komorze „A” wyniosła 162,54 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$. Analizując dane dotyczące jakości ścieków oczyszczonych w komorze „A” należy stwierdzić, że nastąpiło średnie zmniejszenie wartości $ChZT_{Cr}$ o 231,83 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$. Wartość maksymalna wyniosła 320,00 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$, a minimalna 81 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$. Należy stwierdzić, że warstwa żwiru o wysokości 50 cm pozwoliła zmniejszyć wartość $ChZT_{Cr}$ z 394,37 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$ do 162,54 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$. Odchylenie standardowe ukształtowało się na poziomie 48,38 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$, a współczynnik zmienności 0,30. Stwierdzono 41 przekroczeń wartości dopuszczalnej wynoszącej zgodnie z Rozporządzeniem [2006] 150 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$, co stanowiło 56,9% wszystkich analizowanych wyników.

Tabela 18. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości ChZT_{Cr} w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” w modelu „M1”

Table 18. Summary of basic descriptive statistics of COD_{Cr} values in pre-treated sewage, after filtration through chamber “A” and chamber “B” in the “M1” model

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość wskaźnika ChZT_{Cr} w ściekach [$\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$]			Redukcja ChZT_{Cr} [%]		
		Wstępnie oczyszczonych	Po komorze „A”	Po komorze „B”	Po komorze „A”	Po komorze „B”	Całkowita
Średnia	\bar{X}	394,37	162,54	86,63	55,06	44,24	75,37
Mediana	m_e	372,50	155,50	86,50	56,43	43,13	75,23
Minimalna	Min	179,00	81,00	24,00	7,84	4,35	48,01
Maksymalna	Max	701,00	320,00	144,00	83,46	81,44	96,39
Rozstęp	Ro	522,00	239,00	120,00	75,62	77,09	48,38
Odch. stand.	σ	126,74	48,38	25,96	17,06	17,85	10,98
Wsp. zmien.	WZ	0,32	0,30	0,30	0,31	0,40	0,15
Liczba próbek	N	72	72	72	72	72	72
Dopuszczalna	X_{dop}	150	150	150	-	-	-
Liczba przekroczeń *)	IP	72	41	0	-	-	-

*) - Liczba przekroczeń w stosunku do wartości dopuszczalnej wg Rozporządzenia [2006] – dla ChZT_{Cr} 150 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$

Średnia wartość ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych po komorze „B” wyniosła 86,63 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$ i była niższa od wartości ChZT_{Cr} ścieków z komory „A” o 75,91 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Wartość minimalną zanotowano na poziomie 24 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$ a wartość maksymalna osiągnęła poziom 144 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Nie stwierdzono przekroczenia wartości dopuszczalnej podanej w Rozporządzeniu [2006]. Należy zauważyć znaczne zmniejszenie wartości ChZT_{Cr} na poszczególnych warstwach filtru. Łącznie zmniejszenie wartości ChZT_{Cr} w całym modelu wyniosło 307,74 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Według Józwiakowskiego [2012] średnia wartość ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych w hydrofitowym złożu gruntowym o przepływie pionowym wyniosła 52,7 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$, podczas gdy zakres obejmował wartości od 9 do 210 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Badania [Ślizowski i Chmielowski 2007] przeprowadzone w Moszczenicy Wyżnej koło Starego Sącza wykazały, że średnia wartość ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych w klasycznym filtrze piaskowym o przepływie pionowym wyniosła 39,40 $\text{mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$.

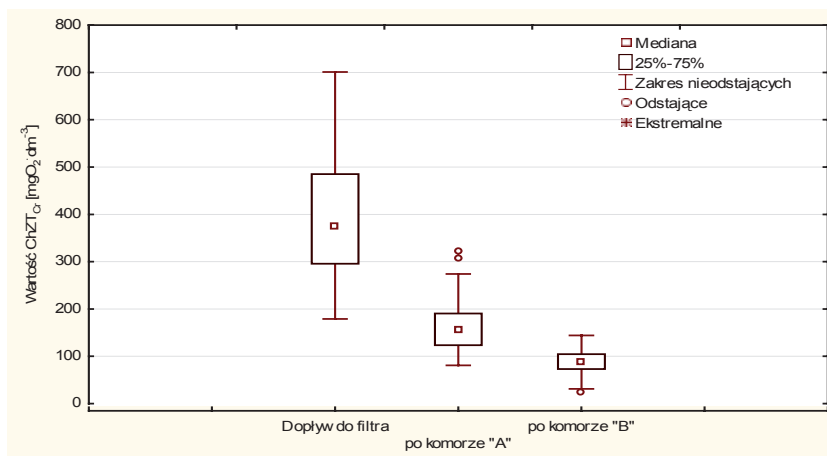
Średnia redukcja ChZT_{Cr} po przesączeniu ścieków przez komorę „A” wyniosła 55,06 % (tabela 18). Wartość minimalna wyniosła 7,84%, a maksymalna 83,46%. Świadczy to o znacznym zmniejszeniu wartości ChZT_{Cr} na pierwszej –

żwirowej warstwie filtru. Rozstęp pomiędzy maksymalną i minimalną wartością skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ wyniósł 75,62%, co stanowi znacząco wartość na co mogła mieć wpływ zróżnicowana jakość ścieków dopływających do złoża. Współczynnik zmienności ukształtował się na poziomie 0,31.

Średnia redukcja $ChZT_{Cr}$ w komorze „B” wyniosła 44,24% , podczas gdy wartość minimalna wyniosła 4,35%, a maksymalna 81,44%. Jest to wynik bardzo dobry, świadczący o intensywnie zachodzących procesach tlenowych.

Całkowita redukcja $ChZT_{Cr}$ w całym modelu wycinkowym wyniosła 75,37%. Zredukowana została średnia wartość $ChZT_{Cr}$ z poziomu 394,37 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$ do wartości 86,37 $mgO_2 \cdot dm^{-3}$. Redukcja $ChZT_{Cr}$ w klasycznych filtrach piaskowych o przepływie pionowym według badań [Ślizowski i Chmielowski 2007] wyniosła od 69,3 do 98,3%.

Na rysunku 30 przedstawiono wartości mediany, kwantyle (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla $ChZT_{Cr}$ ścieków dopływających do modelu „M1” oraz ścieków oczyszczonych w komorze „A” i w komorze „B”.



Rysunek 30. Wartości mediany, kwantyle (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla $ChZT_{Cr}$ ścieków dopływających do modelu „M1” oraz ścieków oczyszczonych w komorze „A” i w komorze „B”

Figure 30. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for COD_{Cr} of sewage flowing into “M1” model and sewage treated in chamber “A” and in chamber “B”

Poddając analizie dane z rysunku 30 daje się zauważyć, że mediana $ChZT_{Cr}$ dla ścieków oczyszczonych w komorze „A” była znacznie niższa niż ścieków dopływających. Podobnie jak w przypadku BZT_5 daje się zauważyć bardzo dobre działanie warstwy żwirowej w procesie oczyszczania ścieków. Do warstwy piaskowej (komora „B”) dopływały ścieki znacznie podczyszczone, co pozwala

rokować na dłuższe działanie warstwy piaskowej, bez jej nadmiernej kolmatacji. Podkreślić należy, że po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową mediana ChZT_{Cr} wyniosła $86,50 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$.

W dalszej kolejności, w celu szczegółowego poznania specyfiki jakości ścieków, podjęto próbę dopasowania rozkładu teoretycznego dla zmiennej: wartość ChZT_{Cr} w ściekach:

- a) wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1”,
- b) po oczyszczeniu w komorze „A”,
- c) po oczyszczeniu w komorze „B”.

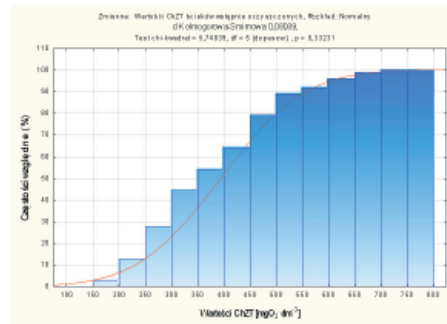
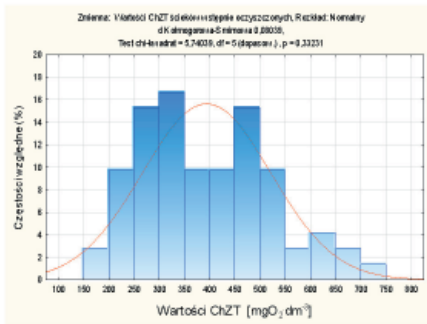
Próba ta powiodła się we wszystkich trzech przypadkach, gdzie dopasowano rozkład normalny dla badanej zmiennej. Poprawność doboru rozkładu potwierdzono testem chi-kwadrat na poziomie istotności $\alpha=0,05$.

Dla zmiennej wartość ChZT_{Cr} w ściekach wstępnie oczyszczonych dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,33$). Analizując dane przedstawione na rysunku 31a, najczęściej obserwowane wartości ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1” stanowił przedział od 300 do 350 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, który reprezentował ponad 16% zaobserwowanych wyników. Nieco rzadziej wystąpiły wartości ChZT_{Cr} w sąsiednich przedziałach tj. 250-300 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ oraz 450-500 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, które stanowiły po 15,5% wszystkich obserwacji. Wartość ChZT_{Cr} ścieków wstępnie oczyszczonych powyżej 600 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ występowała stosunkowo rzadko i stanowiła zaledwie 5% wszystkich obserwacji.

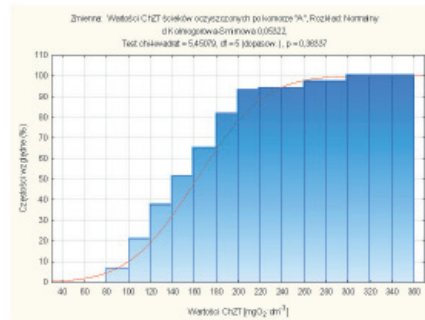
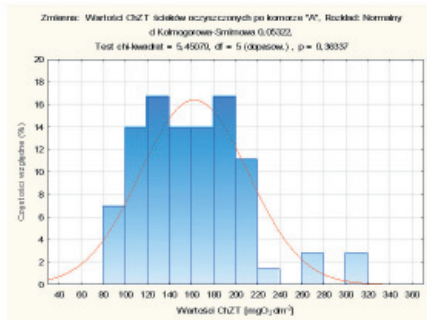
Dla zmiennej wartość ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych w komorze „A” dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,36$). Analizując dane przedstawione na rysunku 31b, najczęściej obserwowane wartości ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych w komorze „A” stanowił przedział od 120 do 140 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, oraz przedział od 180-200 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ (po 17% zaobserwowanych wyników). Wartość ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych w komorze „A” powyżej 220 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ występowała stosunkowo rzadko i stanowiła zaledwie 7% wszystkich obserwacji.

Dla zmiennej wartość ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych w komorze „B” dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,93$). Analizując dane przedstawione na rysunku 31c, najczęściej obserwowane wartości ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych w komorze „B” stanowił przedział od 70 do 90 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, który reprezentował 34,5% zaobserwowanych wyników. Wartość ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych w komorze „B” powyżej 120 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ występowała stosunkowo rzadko i stanowiła zaledwie 10% wszystkich obserwacji.

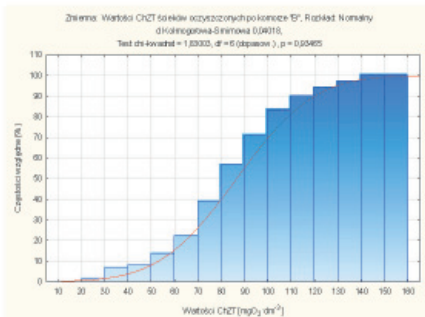
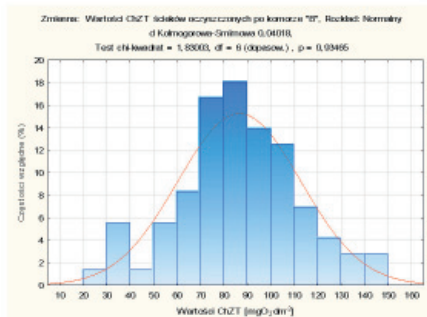
a)



b)



c)



Rysunek 31. Histogram wraz z funkcją gęstości oraz dystrybuantą empiryczną i teoretyczną dla wartości $ChZT_{Cr}$ dla: a) ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1”, b) ścieków po oczyszczeniu w komorze „A”, c) ścieków po oczyszczeniu w komorze „B”

Figure 31. Histogram with the density function, empirical and theoretical distribution function for COD_{Cr} values for: a) pre-treated sewage flowing into “M1” model, b) sewage after treatment in chamber “A”, c) sewage after treatment in chamber “B”

Wskaźnik zawiesiny ogólnej

Kolejnym wskaźnikiem podlegającym kontroli przy określaniu jakości ścieków jest zawiesina ogólna. W tabeli 19 przedstawiono zestawienie podstawowych statystyk opisowych stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do modelu „M1” oraz odpływających z poszczególnych warstw filtracyjnych.

Tabela 19. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” w modelu „M1”

Table 19. Summary of basic descriptive statistics of total suspended solids' values in pre-treated sewage, after filtration through chamber “A” and chamber “B” in the “M1” model

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość zawiesiny ogólnej w ściekach [mg·dm ⁻³]			Redukcja zawiesiny ogólnej [%]		
		Wstępnie oczyszczonych	Po komorze „A”	Po komorze „B”	Po komorze „A”	Po komorze „B”	Całkowita
Średnia	\bar{X}	121,92	52,90	27,49	52,21	45,35	74,75
Mediana	m_e	105,00	48,20	25,40	53,32	45,18	76,35
Minimalna	Min	40,00	19,00	8,00	8,74	7,37	24,76
Maksymalna	Max	272,80	131,00	71,00	85,11	83,67	94,60
Rozstęp	Ro	232,80	112,00	63,00	76,37	76,31	69,84
Odch. stand.	σ	53,64	21,99	11,94	18,13	18,21	11,85
Wsp. zmien.	WZ	0,44	0,42	0,43	0,35	0,40	0,16
Liczba próbek	N	72	72	72	72	72	72
Dopuszczalna	X_{dop}	50	50	50	-	-	-
Liczba przekroczeń	I_p	72	33	3 ^{*)}	-	-	-

^{*)} – przekroczenia wystąpiły tylko przy dawkowaniu ścieków 4 razy na dobę.

Średnie stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do modelu „M1” ukształtowało się na poziomie 121,92 mg·dm⁻³. Zakres stężeń zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych mieścił się w granicach od 40,00 do 272,80 mg·dm⁻³. Duży rozstęp wynoszący 232,8 mg·dm⁻³ świadczy o znacznej zmienności tego wskaźnika w ściekach dopływających do modelu „M1”. Analizując dane innych autorów dotyczące stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach po osadniku gnilnym należy stwierdzić również znaczne rozpiętości tego wskaźnika [Canter i Knox 1985, Laak 1986, Kuczewski 1993].

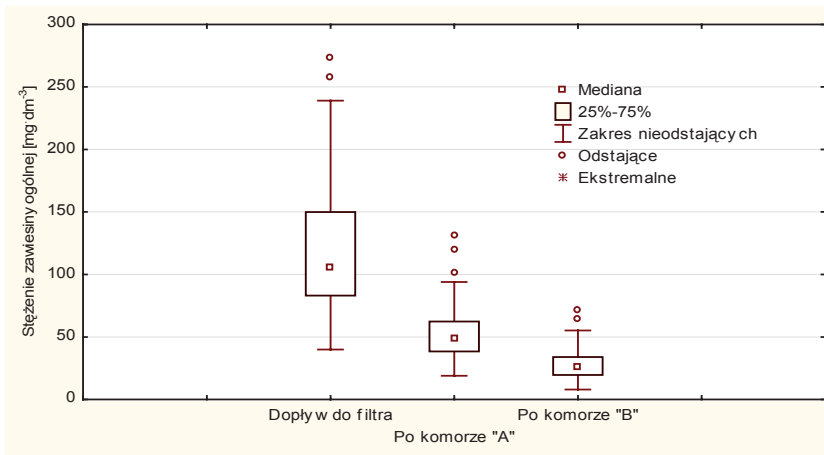
Średnie stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych po komorze „A” wyniosło 52,90 mg·dm⁻³. Analizując dane dotyczące jakości ścieków oczyszczonych w komorze „A” należy stwierdzić, że średnie zmniejszenie

wartości zawiesiny ogólnej wyniosło $69,02 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ w odniesieniu do stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do modelu „M1”. Wartość maksymalna wyniosła $131,00 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, a minimalna $19,00 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Należy stwierdzić, że warstwa żwiru o wysokości 50 cm pozwoliła zmniejszyć stężenie zawiesiny ogólnej z $121,92 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ do $52,90 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Co dało redukcję na poziomie 56,61%. Odchylenie standardowe ukształtowało się na poziomie $21,99 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, a współczynnik zmienności 0,42. Są to znacznie mniejsze wartości niż w przypadku ścieków dopływających do modelu, co może świadczyć o zatrzymaniu zawiesiny w złożu żwirowym w komorze „A”. Stwierdzono 33 przekroczenia (46% pomiarów) wartości dopuszczalnej wynoszącej zgodnie z Rozporządzeniem [2006] $50 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$.

Średnie stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych po komorze „B” wyniosło $27,49 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ i było niższe od stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach po komorze „A” o $25,41 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Wartość minimalną zanotowano na poziomie $8,00 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, a wartość maksymalna osiągnęła poziom $71,00 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Stwierdzono 3 przekroczenia (4% próbek) wartości dopuszczalnej ($50 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$) podanej w Rozporządzeniu [2006]. Przyczyną przekroczeń mogła być mała liczba dawek ścieków w ciągu doby (wszystkie przekroczenia wystąpiły przy czterech dawkowaniach na dobę). Należy zauważyć znaczne zmniejszenie stężenia zawiesiny ogólnej na poszczególnych warstwach filtru. Łącznie zmniejszenie zawiesiny ogólnej w całym modelu „M1” wyniosło $94,43 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Według danych literaturowych [Asenizacja indywidualna] średnie stężenie zawiesiny ogólnej po filtrze piaskowym o przepływie pionowym wyniosło $22 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Ślizowski i Chmielowski [2007] uzyskali średnią wartość zawiesiny ogólnej na odpływie z filtru piaskowego w Moszczenicy Wyżnej na poziomie $18,29 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Józwiakowski [2012] przedstawia średnie stężenie zawiesiny ogólnej na odpływie ze złoża gruntowego porośniętego roślinnością na poziomie $35,0 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$.

Średnia redukcja stężenia zawiesiny ogólnej po komorze „A” wyniosła 52,21 %. Rozstęp pomiędzy minimalną (8,74%), a maksymalną (85,11%) skutecznością zmniejszenia zawiesiny ogólnej wyniósł 76,37%. W przypadku średniej skuteczności zmniejszenia stężenia zawiesiny ogólnej w komorze „B” stwierdzono wartość 45,35%. Całkowita redukcja stężenia zawiesiny ogólnej dla całego modelu „M1” wyniosła 74,75%.

Na rysunku 32 przedstawiono wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do modelu „M1” oraz w ściekach oczyszczonych w komorze „A” i w komorze „B”.



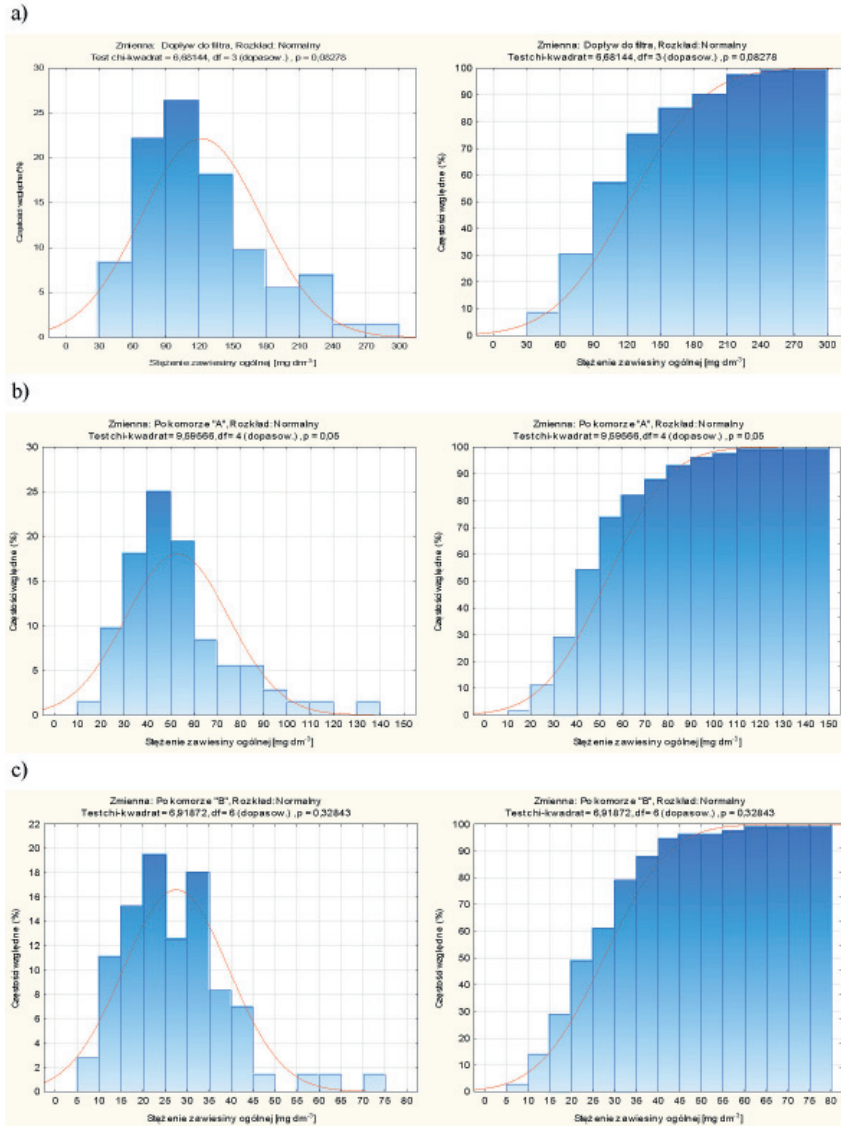
Rysunek 32. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do modelu „M1” oraz w ściekach oczyszczonych w komorze „A” i w komorze „B”
Figure 32. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for total suspended solids concentration in sewage flowing into “M1” model and sewage treated in chamber “A” and in chamber “B”

Dokonując analizy danych przedstawionych na rysunku 32 można stwierdzić, że mediana stężenia zawiesiny ogólnej ścieków oczyszczonych w komorze „A” była znacznie niższa niż ścieków dopływających. Podobnie jak w przypadku BZT₅ i ChZT_{Cr} daje się zauważyć bardzo dobre działanie warstwy żwirowej w procesie zmniejszania zawiesiny ogólnej. Do warstwy piaskowej (komora „B”) dopływały ścieki znacznie podczyszczone, co pozwala rokować na dłuższe działanie warstwy piaskowej bez jej nadmiernej kolmatacji. Zauważyć należy, że po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową (komora „B”) mediana stężenia zawiesiny ogólnej wyniosła 25,40 mg·dm⁻³.

W celu szczegółowego określenia specyfiki jakości ścieków, podjęto próbę dopasowania rozkładu teoretycznego dla zmiennej: stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach:

- wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1”,
- po oczyszczeniu w komorze „A”,
- po oczyszczeniu w komorze „B”.

Próba ta powiodła się we wszystkich trzech przypadkach, gdzie dopasowano rozkład normalny dla badanej zmiennej. Poprawność doboru rozkładu potwierdzono testem chi-kwadrat na poziomie istotności $\alpha=0,05$.



Rysunek 33. Histogram wraz z funkcją gęstości oraz dystrybuantą empiryczną i teoretyczną dla stężenia zawiesiny ogólnej dla: a) ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1”, b) ścieków po oczyszczeniu w komorze „A”, c) ścieków po oczyszczeniu w komorze „B”

Figure 33. Histogram with the density function, empirical and theoretical distribution function for total suspended solids concentration for: a) pre-treated sewage flowing into “M1” model, b) sewage after treatment in chamber “A”, c) sewage after treatment in chamber “B”

Dla zmiennej (stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych) dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,08$). Analizując dane przedstawione na rysunku 33a, najczęściej obserwowane wartości zawiesiny w ściekach wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1” były w przedziale od 90 do 120 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, który reprezentował 26,5% zaobserwowanych wyników. Nieco rzadziej wystąpiły wartości zawiesiny ogólnej w przedziale 60-90 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, który stanowił 22% wszystkich obserwacji. Stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych powyżej 210 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ występowało stosunkowo rzadko i stanowiło 10% wszystkich obserwacji.

Dla zmiennej (stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w komorze „A”) dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,05$). Analizując dane przedstawione na rysunku 33b, najczęściej obserwowane stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w komorze „A” stanowił przedział od 40 do 50 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ (25% obserwacji) oraz przedziały sąsiednie od 50 do 60 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ (19,4% obserwacji) i przedział od 30 do 40 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, który reprezentowało 18% zaobserwowanych wyników. Stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w komorze „A” powyżej 50 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ stanowiło 45,8% wszystkich obserwacji.

Dla zmiennej (stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w komorze „B”) dopasowano rozkład normalny, który został statystycznie potwierdzony za pomocą testu chi-kwadrat ($p=0,33$). Analizując dane przedstawione na rysunku 33c, najczęściej obserwowane stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w komorze „B” stanowił przedział od 20 do 25 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, który reprezentował 19,6% zaobserwowanych wyników. Stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w komorze „B” powyżej 50 $\text{mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ występowało stosunkowo rzadko i stanowiło zaledwie 4,1% wszystkich obserwacji (dotyczy przypadku przy dawkowaniu ścieków 4 razy na dobę).

6.1.1.3. Określenie istotności różnic między średnimi wartościami badanych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach

W rozdziale tym zbadano statystycznie, czy różnice pomiędzy średnimi stężeniami badanych wskaźników w ściekach dopływających do modelu oraz w ściekach oczyszczonych z poszczególnych komór modelu „M1” są istotne. Przyjęto, że ścieki dopływające do modelu pobrano z zerowej głębokości złoża, ścieki po komorze „A” pobrano z głębokości 50 cm, a ścieki po komorze „B” pobrano z głębokości 110 cm. Przeprowadzono analizę jednoczynnikowej wariancji.

Analizie poddano takie wskaźniki zanieczyszczenia ścieków jak: BZT₅, ChZT_{Cr}, zawiesinę ogólną.

W analizie wariancji przyjęto hipotezy badawcze postaci:

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_s$$

$$H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \neq \mu_3 \dots \neq \mu_s$$

Według hipotezy zerowej średnie wartości badanego wskaźnika w ściekach oczyszczonych z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego są takie same /nie różnią się istotnie od siebie/.

Hipoteza alternatywna zakłada natomiast, iż istnieją istotne różnice pomiędzy średnimi wartościami badanego wskaźnika w ściekach oczyszczonych z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego.

Aby rozstrzygnąć, czy odrzucić hipotezę zerową, czy też orzec o braku podstaw do jej odrzucenia zastosowano statystykę F. Jeżeli wartość statystyki F obliczona na podstawie próby zawiera się w zbiorze krytycznym, to należy odrzucić hipotezę testowaną na korzyść hipotezy alternatywnej. Jeśli zaś wartość statystyki F nie zawiera się w zbiorze krytycznym, to brak podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej.

Jeśli jednoczynnikowa analiza wariancji wykazała, że w całej zbiorowości średnie w poszczególnych grupach różnią się istotnie od siebie, to wówczas wykorzystano testy *post hoc* do wskazania, pomiędzy którymi grupami różnice średnich są najbardziej istotne. Wybrano do tego testy Tukaya. Test ten sprawdza istotność różnicy średnich dla wszystkich par grup. W wynikach badań empirycznych przedstawiono tablice wartości prawdopodobieństw testowych (p-value) dla każdej pary grup. Jeśli prawdopodobieństwo testowe (p-value) jest mniejsze od 0,05, to różnica średnich dla danej pary grup jest istotna.

Poniżej (tabela 20) przedstawiono wyniki istotności różnic wariancji dla badanych wskaźników w ściekach pobieranych z zadanych głębokości złoża filtracyjnego.

Tabela 20. Wyniki istotności różnic wariancji dla badanych wskaźników
Table 20. The significance of differences of variance for the examined indicators

Wskaźnik	SS-Effect	df	MS	SS-Effect error	df error	MS error	F	p-value
BZT ₅	1231467	2	615734	516532	213	2425	253,908	0,00
ChZT _{Cr}	3701082	2	1850541	1373563	213	6449	286,966	0,00
Zawiesina ogólna	404697	2	202349	546264	213	2565	78,9000	0,00

Objaśnienie oznaczeń: SS-Effect – suma kwadratów (suma kwadratów odchyleń od średniej), df – liczba stopni swobody, MS – średnia suma kwadratów, F- wartość empiryczna sprawdzianu testu, p – prawdopodobieństwo testowe (0,05),

Z tabeli 20 wynika, że istotne różnice pomiędzy wariancjami występują w przypadku wszystkich analizowanych wskaźników. Wyniki te sugerują, że miąższość złoża filtracyjnego istotnie wpływa na uzyskane stężenia badanych wskaźników w ściekach oczyszczonych. Świadczą o tym wartości prawdopodobieństw testowych nieprzekraczające wartości krytycznej 0,05.

Wskaźnik BZT₅

W dalszej kolejności przeprowadzono analizę wariancji w celu określenia, czy miąższość złoża filtracyjnego jest czynnikiem istotnie różnicującym wartość BZT₅ w ściekach dopływających i odpływających z poszczególnych warstw modelu.

W tabeli 21 przedstawiono wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości BZT₅ w ściekach.

Tabela 21. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości BZT₅ w ściekach oczyszczonych
Table 21. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean BOD₅ values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami wartości BZT ₅ w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego modelu „M1”		
	{0} Średnia wartość BZT ₅ 210,00 mgO ₂ dm ⁻³	{50} Średnia wartość BZT ₅ 84,31 mgO ₂ dm ⁻³	{110} Średnia wartość BZT ₅ 29,65 mgO ₂ dm ⁻³
{0} ścieki dopływające	-	0,000000	0,000000
{50} po komorze „A”	0,000000	-	0,000000
{110} po komorze „B”	0,000000	0,000000	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05.

Wartość prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05 informuje o istotnej różnicy poszczególnych par średnich wartości BZT₅ w ściekach. Oznacza to, że głębokość złoża filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości BZT₅ w ściekach.

Wskaźnik ChZT_{Cr}

W dalszej kolejności przeprowadzono analizę wariancji w celu określenia, czy miąższość złoża filtracyjnego jest czynnikiem istotnie różnicującym wartość ChZT_{Cr} w ściekach dopływających i odpływających z poszczególnych warstw modelu.

W tabeli 22 przedstawiono wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości ChZT_{Cr} w ściekach.

Tabela 22. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych
Table 22. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean COD_{Cr} values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami wartości ChZT _{Cr} w ściekach z poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego modelu „M1”		
	{0} Średnia wartość ChZT _{Cr} 394,37 mgO ₂ dm ⁻³	{50} Średnia wartość ChZT _{Cr} 162,54 mgO ₂ dm ⁻³	{110} Średnia wartość ChZT _{Cr} 86,63 mgO ₂ dm ⁻³
{0} ścieki dopływające	-	0,000000	0,000000
{50} po komorze „A”	0,000000	-	0,000000
{110} po komorze „B”	0,000000	0,000000	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

Wartość prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05 informuje o istotnej różnicy poszczególnych par średnich wartości ChZT_{Cr} w ściekach. Oznacza to, że głębokość złoza filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości ChZT_{Cr} w ściekach.

Wskaźnik zawiesiny ogólnej

Poniżej przeprowadzono analizę wariancji w celu określenia, czy miąższość złoza filtracyjnego jest czynnikiem istotnie różnicującym stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających i odpływających z poszczególnych warstw modelu „M1”.

W tabeli 23 przedstawiono wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości zawiesiny ogólnej w ściekach.

Tabela 23. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich stężeń zawiesiny ogólnej w ściekach
Table 23. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean total suspended solids' values in sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami średnich stężeń zawiesiny ogólnej w ściekach z poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego modelu „M1”		
	{0} Średnia wartość zawiesiny ogólnej 129,42 mg dm ⁻³	{50} Średnia wartość zawiesiny ogólnej 53,18 mg dm ⁻³	{110} Średnia wartość zawiesiny ogólnej 27,49 mg dm ⁻³
{0} ścieki dopływające	-	0,000000	0,000000
{50} po komorze „A”	0,000000	-	0,010721
{110} po komorze „B”	0,000000	0,010721	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

Wartość prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05 informuje o istotnej różnicy poszczególnych par średnich stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach. Oznacza to, że głębokość złoża filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o stężeniu zawiesiny ogólnej w ściekach.

6.1.1.4. Określenie wpływu obciążenia hydraulicznego na jakość ścieków oraz na redukcję zanieczyszczeń

W rozdziale przedstawiono podstawowe statystyki opisowe wartości badanych wskaźników w ściekach wstępnie oczyszczonych oraz po przesączeniu przez komorę „A” i komorę „B” dla zadanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M1”. Dodatkowo przedstawiono podstawowe statystyki opisowe dotyczące skuteczności zmniejszania badanych wskaźników przy zadanych obciążeniach hydraulicznych złoża filtracyjnego.

Wskaźnik BZT₅

W tabeli 24 przedstawiono wartości BZT₅ ścieków dopływających do modelu oraz oczyszczonych na poszczególnych warstwach przy zadanych obciążeniach hydraulicznych złoża filtracyjnego.

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że średnie wartości BZT₅ po przesączeniu przez warstwę żwiru (komora „A”) wyniosły od 62,9 mgO₂·dm⁻³ przy obciążeniu hydraulicznym 38 dm³·m⁻²·d⁻¹ do 102,0 mgO₂·dm⁻³ przy obciążeniu hydraulicznym 135 dm³·m⁻²·d⁻¹. Poddając analizie dane z tabeli 24 można zauważyć spadek skuteczności zmniejszenia BZT₅ wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego. Średnia redukcja BZT₅ po przesączeniu przez złożo żwirowe (komora „A”) kształtowała się w przedziale od 48,4% przy najwyższym zastosowanym obciążeniu hydraulicznym (135 dm³·m⁻²·d⁻¹) do 66,9 przy obciążeniu hydraulicznym 38 dm³·m⁻²·d⁻¹.

Przeprowadzone badania dotyczące odpływu ścieków po warstwie piaskowej (komora „B”) pozwalają na stwierdzenie, że średnie wartości BZT₅ wahały się od 22,1 mgO₂·dm⁻³ przy obciążeniu hydraulicznym 38 dm³·m⁻²·d⁻¹ do 38,0 mgO₂·dm⁻³ przy obciążeniu hydraulicznym 135 dm³·m⁻²·d⁻¹. Tak więc podobnie jak w przypadku ChZT_{Cr}, ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża zaobserwowano wzrost wartości BZT₅ w odpływie z komory „B”.

Zaobserwowano, że średnia redukcja BZT₅ po komorze „A” uległa zmniejszeniu wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego. Dla najmniejszego zastosowanego obciążenia hydraulicznego (38 dm³·m⁻²·d⁻¹) zaobserwowano średnią redukcję BZT₅ na poziomie 66,9% podczas gdy dla największego obciążenia hydraulicznego (135 dm³·m⁻²·d⁻¹) zanotowano średnie zmniejszenie tego wskaźnika wynoszące 48,4%.

Tabela 24. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości BZT₅ w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” dla zadanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M1” wraz z skutecznością ich zmniejszania

Table 24. Summary of basic descriptive statistics of BOD₅ values in pre-treated sewage after filtration through column “A” and column “B” for the selected hydraulic loads for the “M1” model and the effectiveness of their reduction

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość BZT ₅ [mgO ₂ dm ⁻³]				Redukcja BZT ₅ [%]							
		Rodzaj ścieków	Obciążenie hydrauliczne [dm ³ ·m ⁻² ·d ⁻¹]				Obciążenie hydrauliczne [dm ³ ·m ⁻² ·d ⁻¹]						
			38	77	100	135	38	77	100	135			
Średnia	\bar{X}	Ścieki wstępnie oczyszczone	212,4	203,3	208,3	216,7	Po komorze „A”	66,9	54,6	54,6	48,4		
Mediana	m _e		200,0	200,0	200,0	180,0		71,4	58,6	52,3	54,5		
Minimalna	Min		120,0	100,0	100,0	120,0		16,7	20,0	33,3	12,5		
Maksymalna	Max		340,0	340,0	320,0	480,0		90,9	83,3	85,7	82,4		
Rozstęp	Ro		220,0	240,0	220,0	360,0		74,2	63,3	52,4	69,9		
Odch. stand.	σ		63,4	75,2	61,9	92,2		16,0	17,4	14,2	19,4		
Wsp. zmien.	V _{zm}		0,3	0,4	0,3	0,4		0,2	0,3	0,3	0,4		
Liczba próbek	N		21	18	18	15		21	18	18	15		
Średnia	\bar{X}		Ścieki po przesączeniu przez komorę „A”	62,9	86,7	92,2		102,0	Po komorze „B”	65,3	64,3	64,1	59,4
Mediana	m _e			60,0	80,0	90,0		100,0		66,7	66,7	66,7	60,0
Minimalna	Min	20,0		40,0	40,0	40,0	25,0	25,0		40,0	33,3		
Maksymalna	Max	120,0		160,0	180,0	170,0	93,8	87,5		90,0	87,5		
Rozstęp	Ro	100,0		120,0	140,0	130,0	68,8	62,5		50,0	54,2		
Odch. stand.	σ	23,3		35,9	37,8	35,1	16,5	16,6		15,5	16,1		
Wsp. zmien.	V _{zm}	0,4		0,4	0,4	0,3	0,3	0,3		0,2	0,3		
Liczba próbek	N	21		18	18	15	21	18		18	15		
Średnia	\bar{X}	Ścieki po przesączeniu przez komorę „B”		22,1	28,3	32,8	38,0	Całkowita		87,7	83,5	84,3	79,1
Mediana	m _e			20,0	20,0	20,0	40,0			91,7	87,1	87,5	81,8
Minimalna	Min		5,0	10,0	10,0	20,0	50,0		50,0	66,7	62,5		
Maksymalna	Max		60,0	60,0	100,0	60,0	98,2		95,0	95,0	95,8		
Rozstęp	Ro		55,0	50,0	90,0	40,0	48,2		45,0	28,3	33,3		
Odch. stand.	σ		15,2	14,2	23,8	14,7	10,4		12,3	8,7	11,0		
Wsp. zmien.	V _{zm}		0,7	0,5	0,7	0,4	0,1		0,1	0,1	0,1		
Liczba próbek	N		21	18	18	15	21		18	18	15		

Zakres skuteczności zmniejszenia BZT₅ w zależności od obciążenia hydraulicznego nie był tak widoczny jak w przypadku skuteczności zmniejszenia BZT₅ po komorze „A” i wyniósł od 59,4% dla obciążenia hydraulicznego 135 dm³·m⁻²·d⁻¹ do 65,3% dla obciążenia hydraulicznego 38 dm³·m⁻²·d⁻¹.

Całkowita redukcja BZT₅ w modelu „M1” wyniosła od 79,1% przy obciążeniu hydraulicznym wynoszącym 135 dm³·m⁻²·d⁻¹ do 87,7% przy obciążeniu

hydraulicznym równym $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Tak więc wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego modelu „M1” nastąpił spadek skuteczności zmniejszenia BZT_5 .

Wskaźnik ChZT_{Cr}

W dalszej kolejności przedstawiono dane dotyczące wskaźnika ChZT_{Cr} w ściekach dopływających do modelu „M1” i odpływających z poszczególnych warstw filtru (tabela 25) przy zadanych obciążeniach hydraulicznych.

Tabela 25. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości ChZT_{Cr} w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” dla zadanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M1” wraz z skutecznością ich zmniejszenia

Table 25. Summary of basic descriptive statistics of COD_{Cr} values in pre-treated sewage after filtration through column “A” and column “B” for the selected hydraulic loads for the “M1” model and the effectiveness of their reduction

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość ChZT_{Cr} [$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$]				Redukcja ChZT_{Cr} [%]					
		Rodzaj ścieków	Obciążenie hydrauliczne [$\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$]				Obciążenie hydrauliczne [$\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$]				
			38	77	100	135	38	77	100	135	
Średnia	\bar{X}	Ścieki wstępnie oczyszczone	446,9	381,0	365,9	371,0	63,7	55,6	53,1	44,7	
Mediana	m_e		476,0	374,0	365,0	363,0	64,5	57,2	49,6	48,0	
Minimalna	Min		219,0	179,0	200,0	217,0	37,1	7,8	25,6	19,1	
Maksymalna	Max		701,0	620,0	620,0	659,0	83,5	80,9	82,3	71,6	
Rozstęp	Ro		482,0	441,0	420,0	442,0	46,4	73,1	56,7	52,5	
Odch. stand.	σ		128,77	124,39	114,30	115,1	13,39	18,00	16,92	15,4	
Wsp. zmien.	V_{zm}		0,29	0,33	0,31	0,31	0,21	0,32	0,32	0,35	
Liczba próbek	N		21	18	18	15	21	18	18	15	
Średnia	\bar{X}		Ścieki po przesączeniu przez komorę „A”	150,5	152,9	162,8	190,7	48,1	44,3	37,6	46,8
Mediana	m_e			148,0	146,0	150,5	187,0	53,7	44,0	35,1	43,1
Minimalna	Min	96,0		101,0	81,0	140,0	6,5	9,2	4,3	33,3	
Maksymalna	Max	214,0		272,0	320,0	274,0	81,4	68,1	62,9	64,4	
Rozstęp	Ro	118,0		171,0	239,0	134,0	75,0	58,9	58,5	31,1	
Odch. stand.	σ	37,61		42,29	66,03	32,5	16,22	13,39	17,62	10,8	
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,25		0,28	0,41	0,17	0,34	0,30	0,47	0,23	
Liczba próbek	N	21		18	18	15	21	18	18	15	
Średnia	\bar{X}	Ścieki po przesączeniu przez komorę „B”		75,1	81,4	93,0	101,3	80,9	76,6	72,4	69,7
Mediana	m_e			88,0	77,5	85,0	105,0	83,4	76,5	72,7	71,3
Minimalna	Min		24,0	60,0	57,0	53,0	49,8	61,9	53,5	48,0	
Maksymalna	Max		110,0	116,0	143,0	144,0	96,4	88,3	87,5	88,9	
Rozstęp	Ro		86,0	56,0	86,0	91,0	46,6	26,4	34,0	40,8	
Odch. stand.	σ		14,50	16,22	22,56	25,6	9,27	7,32	9,22	12,5	
Wsp. zmien.	V_{zm}		0,19	0,20	0,24	0,25	0,11	0,10	0,13	0,18	
Liczba próbek	N		21	18	18	15	21	18	18	15	
			Całkowita								
Średnia	\bar{X}			75,1	81,4	93,0	101,3	80,9	76,6	72,4	69,7
Mediana	m_e	88,0		77,5	85,0	105,0	83,4	76,5	72,7	71,3	
Minimalna	Min	24,0		60,0	57,0	53,0	49,8	61,9	53,5	48,0	
Maksymalna	Max	110,0		116,0	143,0	144,0	96,4	88,3	87,5	88,9	
Rozstęp	Ro	86,0		56,0	86,0	91,0	46,6	26,4	34,0	40,8	
Odch. stand.	σ	14,50		16,22	22,56	25,6	9,27	7,32	9,22	12,5	
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,19		0,20	0,24	0,25	0,11	0,10	0,13	0,18	
Liczba próbek	N	21		18	18	15	21	18	18	15	

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że średnie wartości $ChZT_{Cr}$ po komorze „A” wyniosły od $150,50 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hydraulicznym $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do $190,70 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hydraulicznym $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Analizując dane z tabeli 25 można zauważyć spadek skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego. Średnia redukcja $ChZT_{Cr}$ po przesączeniu przez złożo żwirowe (komora „A”) kształtowała się w przedziale od 44,7% przy najwyższym zastosowanym obciążeniu hydraulicznym ($135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) do 63,7% przy obciążeniu hydraulicznym $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Poddając analizie dane dotyczące odpływu ścieków po warstwie piaskowej (komora „B”) stwierdzono średnie wartości $ChZT_{Cr}$ od $75,1 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hydraulicznym $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do $101,3 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hydraulicznym $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Tak więc ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża zaobserwowano wzrost wartości $ChZT_{Cr}$ w odpływie z komory „B”.

Średnia redukcja $ChZT_{Cr}$ po komorze „A” uległa zmniejszeniu wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego. Dla najmniejszego zastosowanego obciążenia hydraulicznego ($38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) zaobserwowano średnią redukcję $ChZT_{Cr}$ na poziomie 63,7% podczas gdy dla największego obciążenia hydraulicznego ($135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) zanotowano średnie zmniejszenie tego wskaźnika wynoszące 44,7%.

Zakres skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ w zależności od obciążenia hydraulicznego nie był tak widoczny jak w przypadku skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ po komorze „A” i wyniósł od 37,6% dla obciążenia hydraulicznego $100 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do 48,1% dla obciążenia hydraulicznego $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Całkowita redukcja $ChZT_{Cr}$ w modelu „M1” wyniosła od 69,7% przy obciążeniu hydraulicznym wynoszącym $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do 80,9% przy obciążeniu hydraulicznym równym $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Tak więc wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego modelu „M1” nastąpił spadek skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$.

Zawiesina ogólna

Zawiesina ogólna zawarta w ściekach to kolejny analizowany wskaźnik. W tabeli 26 przedstawiono stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do modelu „M1” oraz oczyszczonych na poszczególnych warstwach przy zadanych obciążeniach hydraulicznych złoża filtracyjnego.

Przeprowadzone badania pozwoliły na stwierdzenie, że średnie stężenie zawiesiny ogólnej po przesączeniu przez warstwę żwiru (komora „A”) wyniosło od $48,8 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hydraulicznym $100 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do $62,9 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hydraulicznym $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Poddając analizie dane z tabeli 26 można zauważyć spadek skuteczności zmniejszenia zawiesiny ogólnej wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego. Średnia

redukcja zawiesiny ogólnej po przesączeniu przez złożę żwirowe wyniosła od 45,4% przy najwyższym zastosowanym obciążeniu hydraulicznym ($135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) do 58,6 przy obciążeniu hydraulicznym $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Tabela 26. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” dla zadanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M1” wraz z skutecznością ich zmniejszania

Table 26. Summary of basic descriptive statistics of total suspended solids' values in pre-treated sewage after filtration through column “A” and column “B” for the selected hydraulic loads for the “M1” model and the effectiveness of their reduction

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość zawiesiny ogólnej [mg dm^{-3}]				Redukcja zawiesiny ogólnej [%]					
		Rodzaj ścieków	Obciążenie hydrauliczne [$\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$]				Obciążenie hydrauliczne [$\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$]				
			38	77	100	135	38	77	100	135	
Średnia	\bar{X}	Ścieki wstępnie oczyszczone	145,9	132,0	112,0	124,1	Po komorze „A”	58,6	51,7	52,3	45,4
Mediana	m_e		119,0	99,4	103,9	122,4		57,6	54,0	54,8	36,6
Minimalna	Min		40,0	54,4	41,2	60,4		23,8	9,9	8,7	20,5
Maksymalna	Max		414,0	612,8	239,0	229,6		91,2	78,6	81,0	84,8
Rozstęp	Ro		374,0	558,4	197,8	169,2		67,4	68,7	72,3	64,3
Odch. stand.	σ		49,6	121,1	45,6	45,8		14,8	17,3	17,5	21,5
Wsp. zmien.	V_{zm}		0,34	0,9	0,41	0,37		0,25	0,3	0,33	0,47
Liczba próbek	N		21	18	18	15		21	18	18	15
Średnia	\bar{X}		Ścieki po przesączeniu przez komorę „A”	50,1	53,0	48,8		62,9	Po komorze „B”	44,5	49,2
Mediana	m_e	49,5		45,0	47,2	56,2	44,3	50,8		35,7	49,3
Minimalna	Min	22,8		30,0	19,0	23,6	12,3	12,7		7,4	34,4
Maksymalna	Max	89,1		131,0	90,0	140,0	77,5	83,7		72,5	77,9
Rozstęp	Ro	66,3		101,0	71,0	116,4	65,2	71,0		65,2	43,6
Odch. stand.	σ	20,6		24,0	17,2	29,1	18,6	21,3		17,2	9,9
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,41		0,5	0,35	0,46	0,42	0,4		0,47	0,19
Liczba próbek	N	21		18	18	15	21	18		18	15
Średnia	\bar{X}	Ścieki po przesączeniu przez komorę „B”		26,0	25,7	29,0	29,9	Całkowita		78,3	77,4
Mediana	m_e		24,4	21,2	28,3	26,8	78,9		79,9	74,4	67,2
Minimalna	Min		8,4	8,0	14,4	11,2	60,8		54,3	24,8	58,4
Maksymalna	Max		42,8	63,6	48,9	71,0	95,2		89,6	87,4	94,6
Rozstęp	Ro		34,4	55,6	34,5	59,8	34,4		35,3	62,7	36,2
Odch. stand.	σ		8,0	14,0	8,6	15,2	9,4		9,8	14,9	12,4
Wsp. zmien.	V_{zm}		0,31	0,5	0,30	0,51	0,12		0,1	0,21	0,17
Liczba próbek	N		21	18	18	15	21		18	18	15

Analizując dane z tabeli 26 należy stwierdzić, że średnia wartość stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach po komorze „B” wahała się od $25,7 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hydraulicznym $77 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do $29,9 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy obciążeniu hy-

draulicznym $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Nie stwierdzono znacznej różnicy pomiędzy wartościami zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych po warstwie piaskowej czego przyczyną mogło być to że zawiesina jest zatrzymywana głównie w powierzchniowych warstwach złoża filtracyjnego.

Stwierdzono na podstawie przeprowadzonych badań, że średnia redukcja zawiesiny ogólnej po komorze „A” uległa zmniejszeniu wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego. Dla najmniejszego zastosowanego obciążenia hydraulicznego ($38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) zaobserwowano średnią redukcję zawiesiny ogólnej na poziomie 58,6%, podczas gdy dla największego obciążenia hydraulicznego ($135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) zanotowano średnie zmniejszenie tego wskaźnika wynoszące 45,4%.

Zakres skuteczności zmniejszenia zawiesiny ogólnej w komorze „B” w zależności od obciążenia hydraulicznego nie był tak widoczny, jak w przypadku skuteczności zmniejszenia zawiesiny ogólnej po komorze „A” i wyniósł od 36,9% dla obciążenia hydraulicznego $100 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do 50,8% dla obciążenia hydraulicznego $77 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Całkowita redukcja zawiesiny ogólnej w modelu „M1” wyniosła od 73,2% przy obciążeniu hydraulicznym wynoszącym $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do 78,3% przy obciążeniu hydraulicznym równym $38 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Tak więc wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego modelu „M1” nastąpił spadek skuteczności zmniejszenia zawiesiny ogólnej.

6.1.1.5. Określenie wpływu liczby dawek ścieków w ciągu doby na ich jakość oraz redukcję zanieczyszczeń

W rozdziale tym przedstawiono analizę wyników badań jakości ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M1” oraz oczyszczonych po warstwie żwirowej i piaskowej w zależności od przyjętej liczby dawek ścieków do modelu w ciągu doby. Dodatkowo przedstawiono wyniki analiz skuteczności zmniejszenia badanych zanieczyszczeń po poszczególnych etapach oczyszczania w zależności od liczby dawek ścieków wstępnie oczyszczonych do modelu „M1”.

Wskaźnik BZT₅

W tabeli 27 zestawiono podstawowe statystyki opisowe wartości BZT₅ w ściekach dopływających do modelu oraz odpływających z poszczególnych warstw filtru w zależności od przyjętych wariantów dawek ścieków wstępnie oczyszczonych na powierzchnię złoża filtracyjnego.

Tabela 27. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości BZT₅ w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” dla zadanej liczby dawkowań dla modelu „M1”

Table 27. Summary of basic descriptive statistics of BOD₅ values in pre-treated sewage after filtration through column “A” and column “B” for the selected dosages for the “M1” model

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość BZT ₅ [mgO ₂ ·dm ⁻³]			Redukcja BZT ₅ [%]						
		Rodzaj ścieków	Liczba dawkowań w ciągu doby			Liczba dawkowań w ciągu doby					
			4	12	24	4	12	24			
Średnia	\bar{X}	Ścieki wstępnie oczyszczone	201,2	187,4	242,6	Po komorze „A”	44,2	56,9	71,4		
Mediana	m _e		180,0	160,0	220,0		37,5	57,1	71,4		
Minimalna	Min		100,00	100,00	120,0		16,67	12,50	50,0		
Maksymalna	Max		340,0	320,0	480,0		80,6	85,7	90,9		
Rozstęp	Ro		240,00	220,00	360,0		63,98	73,21	40,9		
Odch. stand.	σ		70,73	61,87	78,31		17,24	15,50	10,13		
Wsp. zmien.	V _{zm}		0,35	0,33	0,32		0,39	0,27	0,14		
Liczba próbek	N		26	23	23		26	23	23		
Średnia	\bar{X}		Ścieki po przesączeniu przez komorę „A”	105,8	75,7		68,7	Po komorze „B”	60,1	61,8	69,1
Mediana	m _e			100,0	80,0		60,0		62,5	66,7	75,0
Minimalna	Min			40,00	40,00		20,0		25,00	25,00	50,0
Maksymalna	Max			180,0	140,0		160,0		85,7	87,5	93,8
Rozstęp	Ro			140,00	100,00		140,0		60,71	62,50	43,8
Odch. stand.	σ	37,23		24,99	32,21	16,60	18,61		15,98		
Wsp. zmien.	V _{zm}	0,35		0,33	0,47	0,28	0,30		0,23		
Liczba próbek	N	26		23	23	26	23		23		
Średnia	\bar{X}	Ścieki po przesączeniu przez komorę „B”		41,5	28,0	17,8	Całkowita		77,0	84,0	91,9
Mediana	m _e			40,0	20,0	20,0			81,4	85,7	91,7
Minimalna	Min			10,00	5,00	5,0			50,00	66,67	83,3
Maksymalna	Max			100,0	60,0	40,0			93,5	98,2	98,2
Rozstęp	Ro			90,00	55,00	35,0			43,55	31,55	14,9
Odch. stand.	σ		21,78	14,65	7,64	13,51		8,35	4,30		
Wsp. zmien.	V _{zm}		0,52	0,52	0,43	0,18		0,10	0,05		
Liczba próbek	N		26	23	23	26		23	23		
Liczba przekroczeń	Ip		11	2	0	-		-	-		

Średnia wartość BZT₅ w ściekach po oczyszczeniu w komorze z wypełnieniem żwirowym (komora „A”) w zależności od liczby dawkowań ścieków wahała się od 68,7 mgO₂·dm⁻³ przy 24 dawkowaniach ścieków wstępnie oczyszczonych na dobę, do 105,8 mgO₂·dm⁻³ przy 4 dawkowaniach na dobę. Można zauważyć wzrost wartości BZT₅ ze zmniejszeniem liczby dawkowań ścieków wstępnie oczyszczonych. Wzrost wartości BZT₅ w ściekach po przesączeniu przez warstwę żwirową przy zmianie dawkowania z 4 d⁻¹ na 24 d⁻¹ wyniósł 37,1

$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co stanowiło wzrost o 54,0% w stosunku do wartości przy 24 dawkowaniach na dobę.

Poddając analizie dane uzyskane podczas przeprowadzonych badań (tabela 27) można zauważyć, że średnie wartości BZT_5 po przesączeniu przez warstwę piaskową (komora „B”) kształtowały się od $17,8 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 24 dawkowaniach na dobę, do $41,5 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 4 dawkowaniach na dobę. Również w tym przypadku zaobserwowano wzrost wartości BZT_5 wraz ze zmniejszaniem liczby dawkowań w ciągu doby. Wzrost wartości BZT_5 w ściekach po przesączeniu przez warstwę piaskową przy zmianie dawkowania z 4 d^{-1} na 24 d^{-1} wyniósł $23,7 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co stanowiło wzrost o 133,1% w stosunku do wartości przy 24 dawkowaniach na dobę.

Na podstawie danych z tabeli 27 należy zauważyć, że ze zwiększeniem liczby dawkowań ścieków wstępnie oczyszczonych do modelu nastąpiło zwiększenie skuteczności zmniejszenia BZT_5 po przesączeniu się ścieków przez warstwę żwirową. Średnia redukcja BZT_5 po komorze „A” wyniosła od 44,2% przy 4 dawkowaniach na dobę, do 71,4% przy 24 dawkowaniach na dobę.

Biorąc pod uwagę dane dotyczące skuteczności zmniejszania BZT_5 ścieków po komorze „B” również można zauważyć wzrost skuteczności zmniejszenia BZT_5 przy zwiększaniu liczby dawkowań w ciągu doby. Średnia redukcja BZT_5 po komorze „B” wyniosła od 60,1% przy 4 dawkowaniach na dobę, do 69,1% przy 24 dawkowaniach na dobę. Wpływ liczby dawkowań na redukcję nie był już tak znaczny jak w przypadku komory „A”.

Analizując całkowitą redukcję BZT_5 w całym modelu można zauważyć, że średnia redukcja BZT_5 wahała się od 77,0% przy 4 dawkowaniach na dobę do 91,9% przy 24 dawkowaniach na dobę.

Wskaźnik ChZT_{Cr}

W pierwszej kolejności przedstawiono w tabeli 28 podstawowe statystyki opisowe wartości ChZT_{Cr} w ściekach dopływających do modelu oraz odpływających z poszczególnych warstw filtru w zależności od przyjętych wariantów dawkowań ścieków wstępnie oczyszczonych na powierzchnię złoża filtracyjnego.

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że średnia wartość ChZT_{Cr} w ściekach po oczyszczeniu w komorze z wypełnieniem żwirowym (komora „A”) wahała się od $139,7 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 24 dawkowaniach ścieków wstępnie oczyszczonych na dobę, do $188,2 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 4 dawkowaniach na dobę. Stąd można zauważyć znaczny wzrost wartości ChZT_{Cr} ze zmniejszeniem liczby dawkowań ścieków wstępnie oczyszczonych. Wzrost wartości ChZT_{Cr} w ściekach po przesączeniu przez warstwę żwirową przy zmianie dawkowania z 4 d^{-1} na 24 d^{-1} wyniósł $48,5 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co stanowiło wzrost o 34,7% w stosunku do wartości przy 24 dawkowaniach na dobę.

Tabela 28. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości ChZT_{Cr} w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” dla zadanej liczby dawek w ciągu doby dla modelu „M1”
Table 28. Summary of basic descriptive statistics of COD_{Cr} values in pre-treated sewage after filtration through column “A” and column “B” for the selected dosages for the “M1” model

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość ChZT_{Cr} [$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$]			Redukcja ChZT_{Cr} [%]						
		Rodzaj ścieków	Liczba dawek w ciągu doby			Liczba dawek w ciągu doby					
			4	12	24	4	12	24			
Średnia	\bar{X}	Ścieki wstępnie oczyszczone	368,0	380,6	438,0	Po komorze „A”	45,0	55,3	66,2		
Mediana	m_e		333,0	376,0	446,0		42,0	56,2	68,5		
Minimalna	Min		179,00	212,00	240,0		7,84	20,09	45,7		
Maksymalna	Max		620,0	701,0	665,0		77,3	75,4	83,5		
Rozstęp	Ro		441,00	489,00	425,0		69,47	55,34	37,7		
Odch. stand.	σ		124,06	120,40	124,54		16,91	14,36	11,95		
Wsp. zmien.	V_{zm}		0,34	0,32	0,28		0,38	0,26	0,18		
Liczba próbek	N		26	23	23		26	23	23		
Średnia	\bar{X}		Ścieki po przesączeniu przez komorę „A”	188,2	156,4		139,7	Po komorze „B”	41,8	46,6	44,6
Mediana	m_e			191,1	153,0		123,0		44,0	40,7	43,9
Minimalna	Min	108,00		120,00	81,0	6,48	27,50		4,3		
Maksymalna	Max	320,0		208,0	274,0	68,1	81,4		79,5		
Rozstęp	Ro	212,00		88,00	193,0	61,60	53,94		75,1		
Odch. stand.	σ	53,41		25,71	46,27	16,38	15,79		20,81		
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,28		0,16	0,33	0,39	0,34		0,47		
Liczba próbek	N	26		23	23	26	23		23		
Średnia	\bar{X}	Ścieki po przesączeniu przez komorę „B”		103,7	81,8	72,2	Całkowita		69,2	75,6	82,1
Mediana	m_e			102,5	83,0	77,0			70,2	73,2	82,4
Minimalna	Min		60,00	31,00	24,0	48,01		53,49	69,4		
Maksymalna	Max		144,0	120,0	105,0	85,4		93,6	96,4		
Rozstęp	Ro		84,00	89,00	81,0	37,41		40,16	26,9		
Odch. stand.	σ		22,18	22,86	21,66	10,09		11,15	7,02		
Wsp. zmien.	V_{zm}		0,21	0,28	0,30	0,15		0,15	0,09		
Liczba próbek	N		26	23	23	26		23	23		
Liczba przekroczeń	Ip		0	0	0	-		-	-		

Analizując dane uzyskane podczas przeprowadzonych badań należy zauważyć, że średnie wartości ChZT_{Cr} po przesączeniu przez warstwę piaskową (komora „B”) kształtowały się od 72,2 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 24 dawkowaniach na dobę, do 130,7 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 4 dawkowaniach na dobę. Również w tym przypadku zaobserwowano wzrost wartości ChZT_{Cr} wraz ze zmniejszaniem liczby dawek w ciągu doby. Wzrost wartości ChZT_{Cr} w ściekach po przesączeniu przez warstwę piaskową przy zmianie dawkowania z 4 d^{-1} na 24 d^{-1} wyniósł 31,5

$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co stanowiło wzrost o 43,6% w stosunku do wartości przy 24 dawkowaniach na dobę.

Na podstawie danych z tabeli 28 można stwierdzić, że ze zwiększeniem liczby dawkowań ścieków wstępnie oczyszczonych do modelu nastąpiło zwiększenie skuteczności zmniejszenia ChZT_{Cr} po przesączeniu się ścieków przez warstwę żwirową. Średnia redukcja ChZT_{Cr} po komorze „A” wyniosła od 45,0% przy 4 dawkowaniach na dobę do 66,2% przy 24 dawkowaniach na dobę.

Poddając analizie redukcję ChZT_{Cr} ścieków po komorze „B” również można zauważyć wzrost skuteczności zmniejszenia ChZT_{Cr} przy zwiększaniu liczby dawkowań w ciągu doby. Średnia redukcja ChZT_{Cr} po komorze „B” wyniosła od 41,8% przy 4 dawkowaniach na dobę do 46,6% przy 12 dawkowaniach na dobę. Wpływ liczby dawkowań na redukcję nie był już tak znaczny jak w przypadku komory „A”.

Analizując całkowitą redukcję ChZT_{Cr} w modelu można zauważyć, że średnia redukcja ChZT_{Cr} wahała się od 69,2% przy 4 dawkowaniach na dobę do 82,1% przy 24 dawkowaniach na dobę.

Zawiesina ogólna

Kolejnym analizowanym wskaźnikiem była zawiesina ogólna w ściekach wstępnie oczyszczonych i oczyszczonych po komorze żwirowej i piaskowej w zależności od zadanej liczby dawkowań ścieków na złoża filtracyjne. W tabeli 29 przedstawiono stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do modelu oraz oczyszczonych w poszczególnych warstwach przy zadanych obciążeniach hydraulicznych złoża filtracyjnego.

Poddając analizie dane z tabeli 29 można stwierdzić, że średnie stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach po oczyszczeniu w komorze z wypełnieniem żwirowym (komora „A”) wahało się od $43,3 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 24 dawkowaniach ścieków wstępnie oczyszczonych na dobę, do $61,3 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 4 dawkowaniach na dobę. Można zauważyć wzrost wartości zawiesiny ogólnej ze zmniejszeniem liczby dawkowań ścieków wstępnie oczyszczonych. Wzrost wartości zawiesiny ogólnej w ściekach po przesączeniu przez warstwę żwirową przy zmianie dawkowania z 4 d^{-1} na 24 d^{-1} wyniósł $18,0 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$, co stanowiło wzrost o 41,6% w stosunku do wartości przy 24 dawkowaniach na dobę.

Analizując dane uzyskane podczas przeprowadzonych badań należy zauważyć, że średnie wartości zawiesiny ogólnej po przesączeniu przez warstwę piaskową (komora „B”) kształtowały się od $23,5 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 24 dawkowaniach na dobę, do $32,6 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ przy 4 dawkowaniach na dobę. Podobnie w tym przypadku zaobserwowano wzrost wartości zawiesiny ogólnej wraz ze zmniejszaniem liczby dawkowań w ciągu doby. Wzrost wartości zawiesiny ogólnej w ściekach po przesączeniu przez warstwę piaskową przy zmianie dawkowania z 4 d^{-1} na 24 d^{-1} wyniósł $9,1 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$, co stanowiło wzrost o 38,7% w stosunku do wartości przy 24 dawkowaniach na dobę.

Tabela 29. Zestawienie podstawowych statystyk opisowych wartości zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez komorę „A” oraz komorę „B” dla zadanej liczby dawkowań dla modelu „M1”

Table 29. Summary of basic descriptive statistics of total suspended solids' values in pre-treated sewage after filtration through column “A” and column “B” for the selected dosages for the “M1” model

Statystyka opisowa	Symbol	Rodzaj ścieków	Wartość zawiesiny ogólnej [mg·dm ⁻³]			Redukcja zawiesiny ogólnej [%]					
			Liczba dawkowań w ciągu doby			Liczba dawkowań w ciągu doby					
			4	12	24	4	12	24			
Średnia	\bar{X}	Ścieki wstępnie oczyszczone	125,9	112,8	150,1	Po komorze „A”	43,8	48,6	66,4		
Mediana	m _e		100,1	99,0	124,0		45,4	50,9	70,2		
Minimalna	Min		41,20	40,00	73,6		8,74	21,85	38,0		
Maksymalna	Max		612,8	226,0	414,0		78,6	76,0	91,2		
Rozstęp	Ro		571,60	186,00	340,4		69,88	54,16	53,1		
Odch. stand.	σ		105,54	47,69	77,93		17,18	16,77	13,82		
Wsp. zmien.	V _{zm}		0,84	0,42	0,52		0,39	0,35	0,21		
Liczba próbek	N		26	23	23		26	23	23		
Średnia	\bar{X}		Ścieki po przesączeniu przez komorę „A”	61,3	53,9		43,3	Po komorze „B”	45,3	48,9	42,2
Mediana	m _e			52,2	53,8		41,5		45,9	49,3	38,3
Minimalna	Min	22,80		27,60	19,0	12,28	25,30		7,4		
Maksymalna	Max	140,0		100,8	76,5	83,7	78,9		77,9		
Rozstęp	Ro	117,20		73,20	57,5	71,39	53,59		70,6		
Odch. stand.	σ	27,23		21,61	13,01	16,91	15,61		21,17		
Wsp. zmien.	V _{zm}	0,44		0,40	0,30	0,37	0,32		0,50		
Liczba próbek	N	26		23	23	26	23		23		
Średnia	\bar{X}	Ścieki po przesączeniu przez komorę „B”		32,6	25,7	23,5	Całkowita		69,6	75,2	80,9
Mediana	m _e			31,0	24,8	23,6			72,3	76,0	81,6
Minimalna	Min		8,00	8,40	11,2	24,76		57,93	54,3		
Maksymalna	Max		71,0	44,8	42,4	89,6		87,1	95,2		
Rozstęp	Ro		63,00	36,40	31,2	64,86		29,19	40,8		
Odch. stand.	σ		14,88	8,76	8,43	13,62		8,38	10,36		
Wsp. zmien.	V _{zm}		0,46	0,34	0,36	0,20		0,11	0,13		
Liczba próbek	N		26	23	23	26		23	23		
Liczba przekroczeń	Ip		3	0	0	-		-	-		

Na podstawie danych z tabeli 29 można stwierdzić, że ze zwiększeniem liczby dawkowań ścieków wstępnie oczyszczonych do modelu nastąpiło zwiększenie redukcji zawiesiny ogólnej po przesączeniu się ścieków przez warstwę żwirową. Średnia redukcja zawiesiny ogólnej po komorze „A” wyniosła od 43,8% przy 4 dawkowaniach na dobę, do 66,4% przy 24 dawkowaniach na dobę.

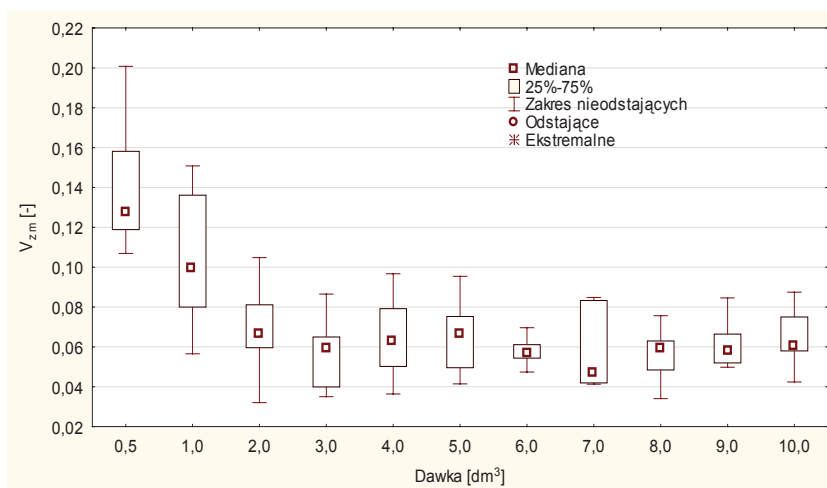
Podając analizie redukcję zanieczyszczeń ścieków po komorze „B” można zauważyć, że wzrost skuteczności usuwania zawiesiny ogólnej nie zależała

od liczby dawkowań w ciągu doby. Średnia redukcja zawiesiny ogólnej po korytarzu „B” wyniosła od 42,2% przy 24 dawkowaniach na dobę do 48,9% przy 12 dawkowaniach na dobę.

Analizując całkowitą redukcję zawiesiny ogólnej w modelu „M1” należy zwrócić uwagę na fakt, że średnia redukcja zawiesiny ogólnej wahała się od 69,6% przy 4 dawkowaniach na dobę do 80,9% przy 24 dawkowaniach na dobę.

6.1.2. Analiza wyników badań uzyskanych z modelu „R1”

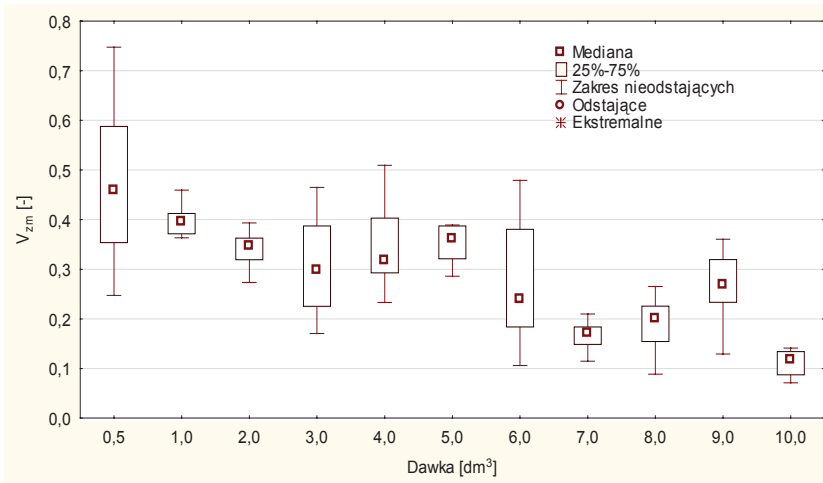
Na podstawie badań przeprowadzonych z wykorzystaniem modelu „R1” autor uzyskał objętość wody jaka została rozdzielona do poszczególnych kanałów przez badane głowice. Mając objętość wody jaka odpłynęła z poszczególnych kanałów głowicy rozdzielczej określono współczynniki zmienności objętości wody. Im niższy współczynnik zmienności, tym woda była równomierniej rozdzielana za pomocą głowicy. Na rysunkach 34, 35, 36, przedstawiono wartości mediany, kwantyle (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla współczynnika zmienności objętości wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych przy zadanych dawkach wlewanej wody.



Rysunek 34. Wartości mediany, kwantyle (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla współczynnika zmienności objętości wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych o średnicy 5 mm przy zadanych dawkach wlewanej wody

Figure 34. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for coefficient of variation of water volume from individual distribution channels with diameter of 5 mm with the selected doses of supplied water

Na podstawie danych przedstawionych na rysunku 34 można zauważyć, że największe wartości współczynnika zmienności objętości pomierzonej wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych uzyskano dla dawki $0,5 \text{ dm}^3$ (mediana wyniosła $0,13$). Już od dawki $2,0 \text{ dm}^3$ obserwuje się stabilizację współczynnika zmienności (mediana wyniosła $0,07$). Świadczy to o tym, że można stosować jednorazową dawkę dla głowicy z przewodami o średnicy 5 mm na poziomie od 2 do 10 dm^3 . Nie zaleca się stosowania mniejszych dawek.

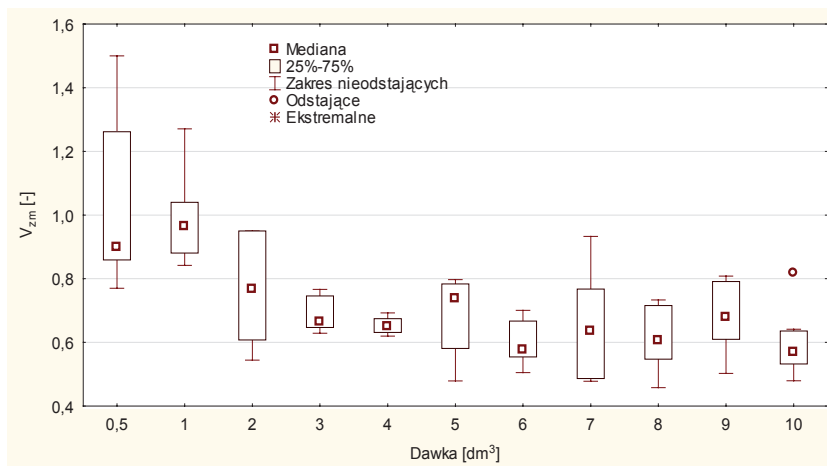


Rysunek 35. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla współczynnika zmienności objętości wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych o średnicy 10 mm przy zadanych dawkach wlewanej wody

Figure 35. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for coefficient of variation of water volume from individual distribution channels with diameter of 10 mm with the selected doses of supplied water

Analizując dane przedstawione na rysunku 35 można zauważyć, że największe wartości współczynnika zmienności objętości pomierzonej wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych (o średnicy 10 mm) uzyskano dla dawki $0,5 \text{ dm}^3$ (mediana wyniosła $0,46$). Najniższą wartość mediany uzyskano dla największej dawki (10 dm^3). Proponuje się stosowanie dawek od $3,0$ do $10,0 \text{ dm}^3$.

Poddając analizie dane przedstawione na rysunku 36 można zauważyć, że największe wartości współczynnika zmienności objętości pomierzonej wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych (o średnicy 15 mm) uzyskano dla dawki $1,0 \text{ dm}^3$ (mediana wyniosła $0,97$). Najniższą wartość mediany uzyskano dla największej dawki (10 dm^3). Proponuje się stosowanie dawek od $2,0$ do $10,0 \text{ dm}^3$.

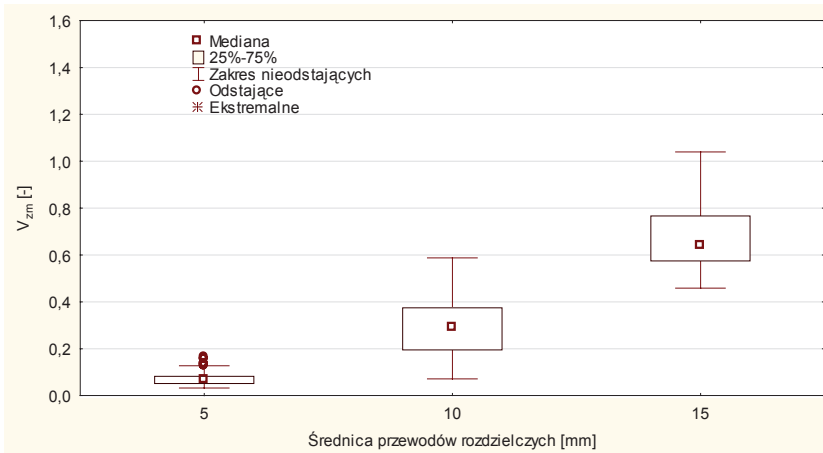


Rysunek 36. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla współczynnika zmienności objętości wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych o średnicy 15 mm przy zadanych dawkach wlewanej wody

Figure 36. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for coefficient of variation of water volume from individual distribution channels with diameter of 15 mm with the selected doses of supplied water

W dalszej kolejności przedstawiono (rysunek 37) wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla współczynnika zmienności objętości wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych w zależności od średnicy przewodów rozdzielczych.

Na podstawie danych przedstawionych na rysunku 37 można zauważyć, że najmniejsze wartości współczynnika zmienności objętości pomierzonej wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych uzyskano dla głowicy z przewodami o średnicy 5 mm (mediana wyniosła 0,06). Największe wartości współczynnika zmienności uzyskano dla głowicy z przewodami o średnicy 15 mm (mediana wyniosła 0,64). Współczynnik zmienności dla głowicy z przewodami o średnicy 10 mm ukształtował się na poziomie, dla którego mediana wyniosła 0,29). Biorąc powyższe należy zauważyć, że średnica przewodów w komorze rozdzielczej wpływa na rozdzielanie wody przez komorę. Przy małej średnicy przewodów (5 mm) zaobserwowano bardziej równomierne rozdzielanie wody, niż miało to miejsce w przypadku głowic z większymi średnicami przewodów rozdzielczych. Niemniej jednak mała średnica przewodów będzie wymagała częstszego czyszczenia lub zabezpieczenia sitkiem przed wynoszonymi zanieczyszczeniami z osadnika gnilnego. Na podstawie przeprowadzonych badań w terenie na ściekach zaleca się stosowanie głowic z przewodami o średnicy 10 lub 15 mm (są one bardziej odporne na zatykanie).



Rysunek 37. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla współczynnika zmienności objętości wody z poszczególnych kanałów rozdzielczych w zależności od ich średnicy

Figure 37. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for coefficient of variation of water volume from individual distribution channels depending on the distribution pipe diameter

6.1.3. Analiza wyników badań z modelu „M2”

W rozdziale przedstawiono wyniki badań fizyko-chemicznych ścieków dopływających i oczyszczonych w modelu wycinkowym odwzorującym prototyp zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1” z terenu. Głównym celem budowy modelu „M2” było określenie wpływu obciążenia hydraulicznego na jakość ścieków oczyszczonych. W tabelach 30, 31 i 32 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe wartości badanych wskaźników w ściekach wstępnie oczyszczonych dopływających do modelu „M2” oraz ścieków oczyszczonych przy zadanych obciążeniach hydraulicznych złoża.

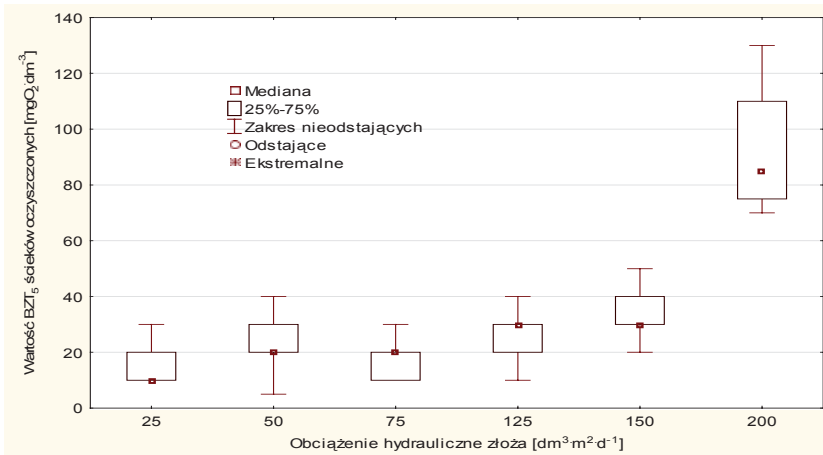
Wskaźnik BZT₅

Model „M2” poddano sześciu różnym obciążeniom hydraulicznym. Dla każdego obciążenia wykonano po 5 serii pomiarowych. W tabeli 30 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe wartości BZT₅ w ściekach wstępnie oczyszczonych, oczyszczonych oraz skuteczności zmniejszenia dla badanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M2”.

Tabela 30. Podstawowe statystyki opisowe wartości BZT₅ w ściekach wstępnie oczyszczonych, oczyszczonych oraz skuteczności zmniejszenia dla badanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M2”
Table 30. Basic descriptive statistics of BOD₅ values in pre-treated and treated sewage together with the reduction effectiveness for the examined hydraulic loads for the “M2” model

Statystyka opisowa	Symbol	Obciążenie hydrauliczne złoża [dm ³ ·m ⁻² ·d ⁻¹]	Wartość wskaźnika BZT ₅ [mgO ₂ ·dm ⁻³]		Redukcja
			Ścieki wstępnie oczyszczone	Ścieki oczyszczone	
Średnia	\bar{X}	25	200,00	15,00	88,25%
Mediana	m _e		180,00	10,00	93,00%
Minimalna	Min		100,00	10,00	70,00%
Maksymalna	Max		340,00	30,00	97,00%
Odchylenie stand.	σ		120,00	10,00	12,55%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,60	0,67	0,14
Średnia	\bar{X}	50	224,00	23,00	83,80%
Mediana	m _e		200,00	20,00	91,00%
Minimalna	Min		80,00	5,00	50,00%
Maksymalna	Max		420,00	40,00	98,00%
Odchylenie stand.	σ		122,80	13,04	19,51%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,55	0,57	0,23
Średnia	\bar{X}	75	162,00	18,00	88,80%
Mediana	m _e		160,00	20,00	88,00%
Minimalna	Min		100,00	10,00	83,00%
Maksymalna	Max		210,00	30,00	95,00%
Odchylenie stand.	σ		40,25	8,37	4,32%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,25	0,46	0,05
Średnia	\bar{X}	125	308,00	26,00	90,20%
Mediana	m _e		240,00	30,00	89,00%
Minimalna	Min		120,00	10,00	86,00%
Maksymalna	Max		680,00	40,00	96,00%
Odchylenie stand.	σ		228,74	11,40	3,90%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,74	0,44	0,04
Średnia	\bar{X}	150	260,00	34,00	86,40%
Mediana	m _e		220,00	30,00	88,00%
Minimalna	Min		160,00	20,00	82,00%
Maksymalna	Max		400,00	50,00	91,00%
Odchylenie stand.	σ		104,88	11,40	3,78%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,40	0,34	0,04
Średnia	\bar{X}	200	305,00	60,00	79,8%
Mediana	m _e		280,00	50,00	84,0%
Minimalna	Min		200,00	10,00	55,0%
Maksymalna	Max		460,00	130,00	96,0%
Odchylenie stand.	σ		95,26	51,96	17,3%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,31	0,87	0,22

Analizując dane zawarte w tabeli 30 można stwierdzić, że średnie wartości BZT_5 ścieków oczyszczonych dla obciążeń hydraulicznych od 25 do 125 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ były nieznacznie zróżnicowane i wyniosły od 15 do 26 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, przy czym obserwowano stosunkowo niewielki wzrost wraz ze zwiększaniem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego. Dopiero przy najwyższym obciążeniu hydraulicznym (200 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) zaobserwowano wyższą wartość BZT_5 na odpływie ze złoża, wynoszącą 60 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Niemniej jednak przy obciążeniu hydraulicznym wynoszącym 125 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ uzyskano średnią wartość BZT_5 w ściekach oczyszczonych na poziomie 26 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ i nie stwierdzono przekroczeń wartości dopuszczalnej. Dla obciążenia hydraulicznego 150 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ uzyskano średnią wartość BZT_5 ścieków oczyszczonych na poziomie 34,0 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co było również wartością poniżej dopuszczalnej (40 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$) przedstawionej w Rozporządzeniu [2006]. Ze względu na wskaźnik BZT_5 bezpieczne obciążenie hydrauliczne złoża filtracyjnego można przyjąć na poziomie nie wyższym od 125 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Analizując redukcja wskaźnika BZT_5 daje się zauważyć mniejszą jego wartość, przy największych badanych obciążeniach. Dla obciążenia hydraulicznego 200 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ uzyskano średnią redukcję BZT_5 na poziomie 79,8% podczas gdy dla obciążenia 25 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ skuteczność była wyższa o blisko 10%.



Rysunek 38. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla wartości BZT_5 w ściekach oczyszczonych w modelu „M2” przy zadanych obciążeniach hydraulicznych

Figure 38. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for BOD_5 in sewage treated in “M2” model with the selected hydraulic loads

Na rysunku 38 przedstawiono wartości mediany kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla wartości BZT_5 w ściekach oczyszczonych w modelu „M2” przy zadanych obciążeniach hydraulicznych. Daje się zauważyć niewielki wzrost mediany dla wartości BZT_5 ścieków oczyszczonych wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego. Dopiero przy obciążeniu 150 i 200 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ obserwuje się wyraźny wzrost mediany (dla obciążenia hydraulicznego 200 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ mediana wartości BZT_5 ścieków oczyszczonych wyniosła 50 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$).

Wskaźnik $ChZT_{Cr}$

Kolejnym analizowanym wskaźnikiem było $ChZT_{Cr}$. W tabeli 31 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe wartości $ChZT_{Cr}$ w ściekach wstępnie oczyszczonych, oczyszczonych oraz skuteczności zmniejszenia dla badanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M2”.

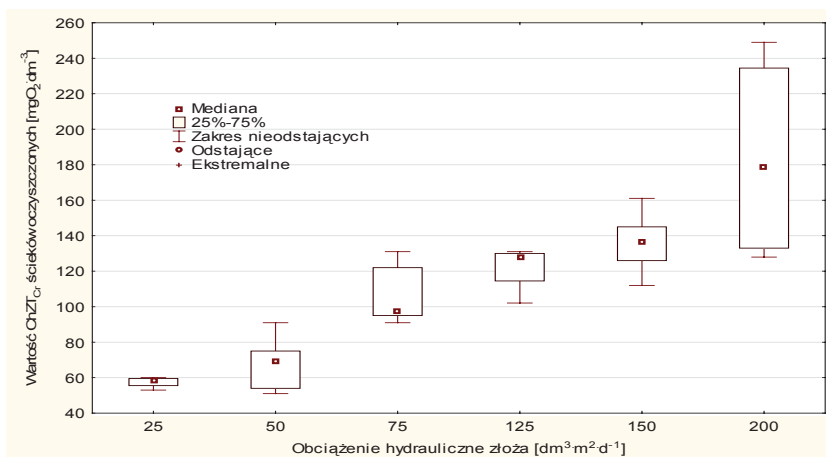
Poddając analizie dane zawarte w tabeli 31 można zauważyć, że średnia wartość $ChZT_{Cr}$ ścieków oczyszczonych zwiększała się wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego. Dla 25 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ średnia wartość $ChZT_{Cr}$ wyniosła 57,50 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ natomiast dla maksymalnego obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego (200 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) średnia wartość $ChZT_{Cr}$ ścieków oczyszczonych wyniosła 183,75 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Niemniej jednak przy obciążeniu hydraulicznym wynoszącym 125 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ uzyskano średnią wartość $ChZT_{Cr}$ w ściekach oczyszczonych na poziomie 126 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ i nie stwierdzono przekroczeń wartości dopuszczalnej. Dla obciążenia hydraulicznego 150 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ uzyskano średnią wartość $ChZT_{Cr}$ ścieków oczyszczonych na poziomie 136,2 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co było również wartością poniżej dopuszczalnej (150 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$) przedstawionej w Rozporządzeniu [2006]. Niemniej jednak wartość maksymalna wyniosła 161,00 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Biorąc powyższe pod uwagę, ze względu na wskaźnik $ChZT_{Cr}$ dopuszczalne obciążenie hydrauliczne złoża filtracyjnego można przyjąć na poziomie 125 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Analizując redukcję wskaźnika $ChZT_{Cr}$ daje się zauważyć mniejszą jej wartość przy obciążeniu 150 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ (67,00%). Dla obciążenia hydraulicznego 200 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ uzyskano średnią redukcję $ChZT_{Cr}$ na poziomie 75%. Powodem stosunkowo dużej redukcji była znaczna wartość $ChZT_{Cr}$ ścieków dopływających do modelu dla tego obciążenia (798,75 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$). Przy obciążeniach hydraulicznych od 25 do 125 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ zaobserwowano średnią redukcję w zakresie od 73,00% do 85,60%.

Tabela 31. Podstawowe statystyki opisowe wartości ChZT_{Cr} w ściekach wstępnie oczyszczonych, oczyszczonych oraz skuteczności zmniejszenia dla badanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M2”

Table 31. Basic descriptive statistics of COD_{Cr} values in pre-treated and treated sewage together with the reduction effectiveness for the examined hydraulic loads for the “M2” model

Statystyka opisowa	Symbol	Obciążenie hydrauliczne złoza $[\text{dm}^3 \cdot \text{m}^2 \cdot \text{d}^{-1}]$	Wartość wskaźnika ChZT_{Cr} $[\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}]$		Redukcja
			Ścieki wstępnie oczyszczone	Ścieki oczyszczone	
Średnia	\bar{X}	25	324,50	57,50	81,25%
Mediana	m_e		309,50	58,50	81,50%
Minimalna	Min		231,00	53,00	75,00%
Maksymalna	Max		448,00	60,00	87,00%
Odchylenie stand.	σ		96,13	3,11	5,68%
Wsp. zmienności	V_{zm}		0,30	0,05	0,07
Średnia	\bar{X}	50	642,95	68,00	85,60%
Mediana	m_e		484,00	69,00	84,00%
Minimalna	Min		221,00	51,00	77,00%
Maksymalna	Max		1505,76	91,00	95,00%
Odchylenie stand.	σ		499,11	16,31	7,33%
Wsp. zmienności	V_{zm}		0,78	0,24	0,09
Średnia	\bar{X}	75	409,00	107,40	73,60%
Mediana	m_e		401,00	98,00	73,00%
Minimalna	Min		345,00	91,00	67,00%
Maksymalna	Max		450,00	131,00	80,00%
Odchylenie stand.	σ		43,65	17,90	4,83%
Wsp. zmienności	V_{zm}		0,11	0,17	0,07
Średnia	\bar{X}	125	569,20	126,00	73,00%
Mediana	m_e		535,00	129,00	76,00%
Minimalna	Min		234,00	102,00	56,00%
Maksymalna	Max		909,00	141,00	86,00%
Odchylenie stand.	σ		275,65	14,46	12,73%
Wsp. zmienności	V_{zm}		0,48	0,11	0,17
Średnia	\bar{X}	150	411,20	136,20	67,00%
Mediana	m_e		423,00	137,00	66,00%
Minimalna	Min		375,00	112,00	64,00%
Maksymalna	Max		447,00	161,00	71,00%
Odchylenie stand.	σ		30,86	18,59	2,65%
Wsp. zmienności	V_{zm}		0,08	0,14	0,04
Średnia	\bar{X}	200	798,75	183,75	75,00%
Mediana	m_e		881,00	179,00	78,00%
Minimalna	Min		521,00	128,00	58,00%
Maksymalna	Max		912,00	249,00	86,00%
Odchylenie stand.	σ		162,34	51,90	11,47%
Wsp. zmienności	V_{zm}		0,20	0,28	0,15

Rysunek 39 przedstawia wartości mediany kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla wartości ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych w modelu „M2” przy zadanych obciążeniach hydraulicznych. Wyraźnie widać wzrost mediany dla wartości ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego. Zwłaszcza przy obciążeniu $200 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ obserwuje się wyraźny wzrost mediany (dla obciążenia hydraulicznego $200 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ mediana wartości ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych wyniosła $179 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$).



Rysunek 39. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla wartości ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych w modelu „M2” przy zadanych obciążeniach hydraulicznych

Figure 39. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for COD_{Cr} in sewage treated in “M2” model with the selected hydraulic loads

Zawiesina ogólna

Ostatnim analizowanym wskaźnikiem była zawiesina ogólna. W tabeli 32 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych, oczyszczonych oraz skuteczności zmniejszenia dla badanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M2”.

Biorąc pod uwagę dane zawarte w tabeli 32 można zauważyć, że średnie stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych zwiększało się wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego. Dla $25 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ średnie stężenie zawiesiny ogólnej wyniosło $19,70 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ natomiast dla maksymalnego obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego ($200 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) $46,30 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$.

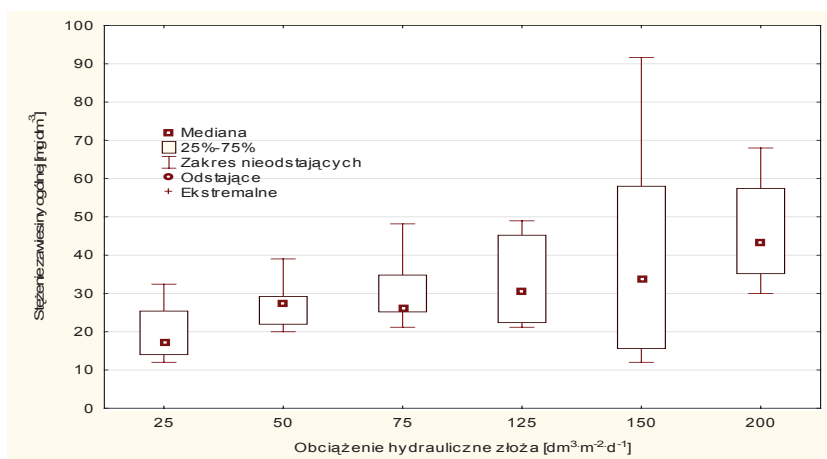
Tabela 32. Podstawowe statystyki opisowe stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych, oczyszczonych oraz skuteczności zmniejszenia dla badanych obciążeń hydraulicznych dla modelu „M2”

Table 32. Basic descriptive statistics of total suspended solids' values in pre-treated and treated sewage together with the reduction effectiveness for the examined hydraulic loads for the “M2” model

Statystyka opisowa	Symbol	Obciążenie hydrauliczne złoża [dm ³ ·m ⁻² ·d ⁻¹]	Stężenie zawiesiny ogólnej [mg·dm ⁻³]		Redukcja
			Ścieki wstępnie oczyszczone	Ścieki oczyszczone	
Średnia	\bar{X}	25	184,00	19,70	89,00%
Mediana	m _e		193,00	17,20	89,00%
Minimalna	Min		135,00	12,00	84,00%
Maksymalna	Max		215,00	32,40	94,00%
Odchylenie stand.	σ		34,43	8,87	4,76%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,19	0,45	0,05
Średnia	\bar{X}	50	454,40	27,48	90,20%
Mediana	m _e		319,00	27,20	91,00%
Minimalna	Min		149,00	20,00	83,00%
Maksymalna	Max		1145,00	39,00	98,00%
Odchylenie stand.	σ		400,62	7,45	6,22%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,88	0,27	0,07
Średnia	\bar{X}	75	377,20	31,08	90,20%
Mediana	m _e		271,00	26,00	91,00%
Minimalna	Min		189,00	21,20	82,00%
Maksymalna	Max		716,00	48,20	95,00%
Odchylenie stand.	σ		211,99	10,78	4,97%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,56	0,35	0,06
Średnia	\bar{X}	125	564,20	33,64	91,60%
Mediana	m _e		678,00	30,40	93,00%
Minimalna	Min		161,00	21,20	81,00%
Maksymalna	Max		960,00	49,00	97,00%
Odchylenie stand.	σ		335,12	12,86	6,23%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,59	0,38	0,07
Średnia	\bar{X}	150	403,00	42,24	87,60%
Mediana	m _e		439,00	34,00	92,00%
Minimalna	Min		260,00	12,00	65,00%
Maksymalna	Max		487,00	91,60	97,00%
Odchylenie stand.	σ		88,67	33,08	13,13%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,22	0,78	0,15
Średnia	\bar{X}	200	384,80	46,30	84,50%
Mediana	m _e		282,00	43,60	83,00%
Minimalna	Min		181,20	30,00	77,00%
Maksymalna	Max		794,00	68,00	95,00%
Odchylenie stand.	σ		239,88	13,89	6,54%
Wsp. zmienności	V _{zm}		0,62	0,30	0,08

Tak więc analizując średnie wartości przy wszystkich obciążeniach hydraulicznych nie nastąpiło przekroczenie wartości dopuszczalnej ($50 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$) wymaganej przez Rozporządzenie [2006]. Niemniej jednak przy obciążeniu hydraulicznym wynoszącym $150 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ maksymalne stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych wyniosło $91,60 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$. Również dla obciążenia hydraulicznego $200 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ maksymalna wartość przekroczyła dopuszczalną i wyniosła $68,00 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$. Biorąc powyższe pod uwagę, ze względu na wskaźnik zawiesiny ogólnej dopuszczalne obciążenie hydrauliczne złoża filtracyjnego można przyjąć na poziomie $125 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Poddając analizie redukcję zawiesiny ogólnej można zauważyć, że średnie jej wartości mieściły się w wąskim przedziale od 84,50% przy obciążeniu $200 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$ do 91,60% przy obciążeniu $125 \text{ dm}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$.

Rysunek 40 przedstawia wartości mediany kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w modelu „M2” przy zadanych obciążeniach hydraulicznych. Zaobserwowano wzrost mediany stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego.



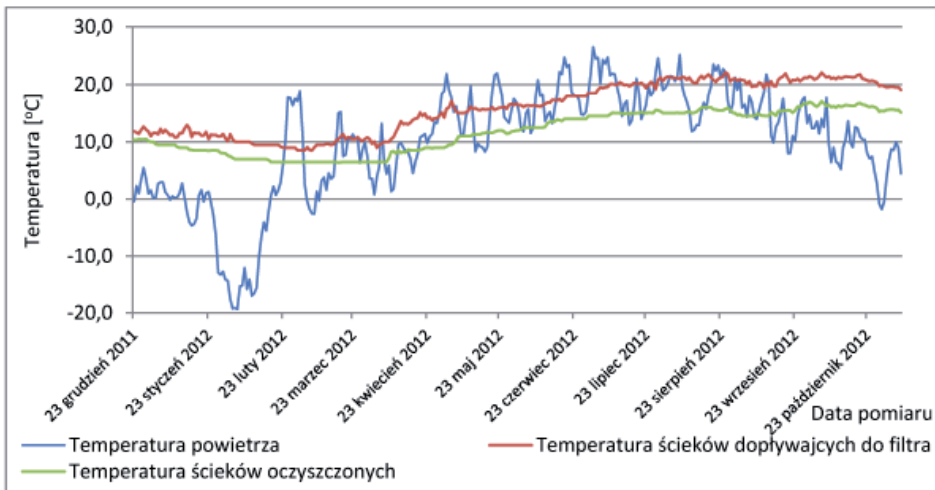
Rysunek 40. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w modelu „M2” przy zadanych obciążeniach hydraulicznych

Figure 40. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for total suspended solids' concentrations in sewage treated in “M2” model with the selected hydraulic loads

6.2. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ TERENOWYCH – PROTOTYP „F1”

6.2.1. Analiza temperatury ścieków

Temperatura jest podstawowym wskaźnikiem wpływającym na intensywność przebiegu procesu oczyszczania ścieków, a co za tym idzie na redukcję zanieczyszczeń. Tematem tym zajmowało się wielu autorów [Bever i in. 1997, Dymaczewski i in 1997, Ślizowski i Chmielowski 2003, Henze i in. 2002, Gašpariková i in 2005, Kaczor 2008, Min Tao i in. 2010]. Na efektywność filtrów piaskowych najbardziej oddziałują warunki tlenowe oraz temperatura [Osmulska-Mróz 1995]. Temperatura bezpośrednio wpływa na szybkość wzrostu bakterii, przebieg reakcji biochemicznych, mechanizm adsorpcji i inne czynniki, od których zależy utrzymanie wysokiej efektywności oczyszczania. Na rysunku 41 przedstawiono temperaturę ścieków wstępnie oczyszczonych i oczyszczonych w prototypie zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1” na tle wartości temperatury powietrza.



Rysunek 41. Zestawienie temperatury ścieków dopływających i odpływających z prototypu „F1” zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym

Figure 41. Summary of temperature of sewage flowing into and out of the “F1” prototype of the modified vertical flow gravel and sand filter

Z rysunku 41 daje się zauważyć znaczne wahania temperatury powietrza w badanym okresie. Temperatura ścieków dopływających do zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego była zależna od temperatury powietrza w ograniczonym zakresie. W okresie ekstremalnie niskich temperatur powietrza na przełomie lutego i marca 2012 roku zaobserwowano najniższe temperatury zarówno ścieków dopływających do filtra jak i ścieków oczyszczonych odpływających z filtra „F1”. Tak więc temperatura ścieków dopływających do filtra osiągnęła najniższą wartość na poziomie 8,50°C, podczas gdy temperatura ścieków na odpływie z filtra nie spadła poniżej 6,42°C.

W tabeli 33 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe temperatury powietrza, ścieków wstępnie oczyszczonych i ścieków oczyszczonych w prototypie przydomowej oczyszczalni w miejscowości Ujazd. Średnia dobową temperaturę powietrza wahała się od -19,4°C do 26,50°C. Rozstęp zatem wyniósł 43,10°C, a współczynnik zmienności wyniósł 1,82. Według Heidricha [1998] temperatura ścieków bytowych jedynie w niewielkim stopniu zależy od temperatury powietrza, przy czym stwierdzenie to dotyczy urządzeń lokalnych. Podwyższona temperatura ścieków przyspiesza procesy rozkładu związków organicznych i powoduje odtlenienie ścieków przyspieszając tym samym ich zagniwalność [praca zbiorowa 1997]. Zbyt niska temperatura może być przyczyną zahamowania nityfikacji w procesie usuwania azotu. Przy spadku temperatury poniżej 11°C obserwuje się zahamowanie drugiej fazy nityfikacji i nagromadzenie się w odpływie azotynów [Praca zbiorowa 2000].

Tabela 33. Statystyki opisowe temperatury powietrza ścieków wstępnie oczyszczonych i oczyszczonych w prototypie przydomowej oczyszczalni
Table 33. Descriptive statistics of air temperature of pre-treated and treated sewage in the prototype of the domestic sewage treatment plant

Parametr	Symbol	Temperatura powietrza	Temperatura ścieków dopływających do filtra „F1”	Temperatura ścieków odpływających do filtra „F1”
Średnia	\bar{X}	9,24	15,76	11,62
Mediana	m_e	10,44	15,96	11,59
Min	Min	-19,40	8,50	6,42
Max	Max	26,50	22,10	17,06
Odch. st.	σ	9,63	4,27	3,42
Wsp. Zm.	V_{zm}	1,04	0,27	0,29
Rozstęp	R	45,90	13,60	10,65
Liczba pomiarów	IP	355	355	355

Temperatura ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego średnio wyniosła 15,76 °C, podczas gdy wartość maksymalna wyniosła 22,10 °C a minimalna 8,50 °C. Wyniki innych badań [Chmielowski i inni 2009a] mówią, że średnia temperatura ścieków

wstępnie oczyszczonych w osadniku „DUOFILTER” wyniosła 9,79 °C. Znaczenie niższe niż w przypadku temperatury powietrza obliczono wartości odchylenia standardowego na poziomie 4,27 °C również niższy był współczynnik zmienności, który przyjął wartość 0,27.

Średnia dobowa temperatura ścieków oczyszczonych ukształtowała się na poziomie 11,62°C i była niższa od średniej dobowej temperatury ścieków dopływających do filtru o 4,14°C. Heidrich i Stańko [2007] podają, że w przydomowych oczyszczalniach temperatura ścieków utrzymuje się powyżej 10°C. Natomiast według wyników badań [Chmielowski i inni 2009a] przeprowadzonych na klasycznych filtrach piaskowych o przepływie pionowym średnia temperatura ścieków oczyszczonych ukształtowała się na poziomie 7,07°C.

W dalszej kolejności określono wpływ temperatury powietrza na temperaturę ścieków wstępnie oczyszczonych i oczyszczonych. Zestawienie korelacji tych zmiennych przedstawiono w tabeli 34 oraz na rysunku 42.

Tabela 34. Zestawienie wyników analizy korelacji wpływu temperatury powietrza na temperaturę ścieków wstępnie oczyszczonych i oczyszczonych w prototypie przydomowej oczyszczalni

Table 34. Summary of results of the correlation between the air temperature and the pre-treated, and treated sewage in the prototype of the domestic sewage treatment plant

Wskaźniki (zmienne)	Liczebność grupy	Współczynnik korelacji Pearsona	Współczynnik determinacji	Średnia arytmetyczna	Odchylenie standardowe	Wartość statystyki t badającej istotność R	Prawdopodobieństwo testowe	Wartość krytyczna testu t na poziomie $\alpha=0,05$
Oznaczenie	N	r_{xy}	r_{xy}^2	\bar{X}	σ	t	P	$t\alpha_{kr}$
Korelacja								
Temperatura powietrza				9,24	9,63			
Temperatura ścieków wstępnie oczyszczonych	355	0,639	0,409	15,76	4,27	15,64	0,00	1,96
Temperatura powietrza				9,24	9,63			
Temperatura ścieków oczyszczonych	355	0,582	0,339	11,62	3,42	13,45	0,00	1,96

Obliczone wartości współczynnika korelacji Pearsona wskazują, że temperatura powietrza ma wysoki wpływ (korelacja wysoka, $0,7 \geq r_{xy} \geq 0,5$) na temperaturę ścieków wstępnie oczyszczonych. Obliczona wartość statystyki t-studenta wyniosła 15,64. Dla

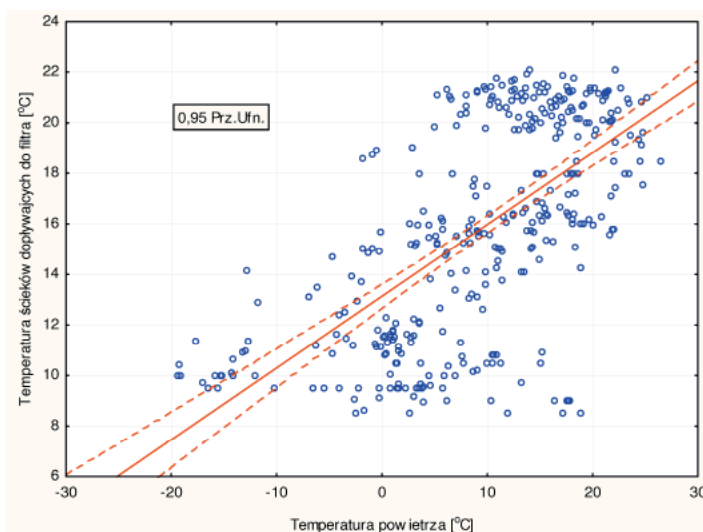
$N=355$, przy poziomie istotności $\alpha=0,05$ wartość krytyczna $t_{kr} = 1,96$. Zatem można stwierdzić, że wyliczony współczynnik korelacji jest statystycznie istotny na poziomie istotności $\alpha=0,05$.

Współczynnik korelacji zmiennych: temperatura powietrza, temperatura ścieków oczyszczonych był według skali Stanisza [1998] wysoki ($r_{xy}=0,582$), niemniej jednak niższy niż w przypadku wpływu temperatury powietrza na temperaturę ścieków dopływających do złoża filtracyjnego. Obliczona wartość statystyki t-studenta wyniosła 13,45. Dla $N=355$, przy poziomie istotności $\alpha=0,05$ wartość krytyczna $t_{kr} = 1,96$. Zatem również w tym przypadku można stwierdzić, że wyliczony współczynnik korelacji jest statystycznie istotny na poziomie istotności $\alpha=0,05$.

W analizie statystycznej przyjęto skalę współczynnika korelacji wg Stanisza [1998]:

- $r_{xy} = 0$ zmienne nie są skorelowane,
- $0 < r_{xy} < 0,1$ korelacja nikła,
- $0,1 \leq r_{xy} < 0,3$ korelacja słaba,
- $0,3 \leq r_{xy} < 0,5$ korelacja przeciętna,
- $0,5 \leq r_{xy} < 0,7$ korelacja wysoka,
- $0,7 \leq r_{xy} < 0,9$ korelacja bardzo wysoka,
- $0,9 \leq r_{xy} < 1$ korelacja prawie pewna,
- $r_{xy} = 1$ korelacja pewna.

Na rysunku 42 przedstawiono zależność temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych od temperatury powietrza.



Rysunek 42. Zależność temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych od temperatury powietrza

Figure 42. Relationship between temperature of pre-treated sewage and air temperature

Z rysunku 42 wynika, że występuje zależność temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych od temperatury powietrza. Współczynnik determinacji $r_{xy}^2=0,409$ informuje, że przedstawiony model regresji opisuje 40,9% obserwacji. Z przebiegu prostej regresji można odczytać, że ze zwiększeniem temperatury powietrza o $1\text{ }^{\circ}\text{C}$ następuje średnie zwiększenie temperatury ścieków surowych o $0,28\text{ }^{\circ}\text{C}$. Współczynnik korelacji wyniósł $r_{xy}=0,64$ i według skali zaproponowanej przez Stanisza [1998] jest to korelacja wysoka.

Zależność temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do filtru od temperatury powietrza można wyrazić za pomocą równania:

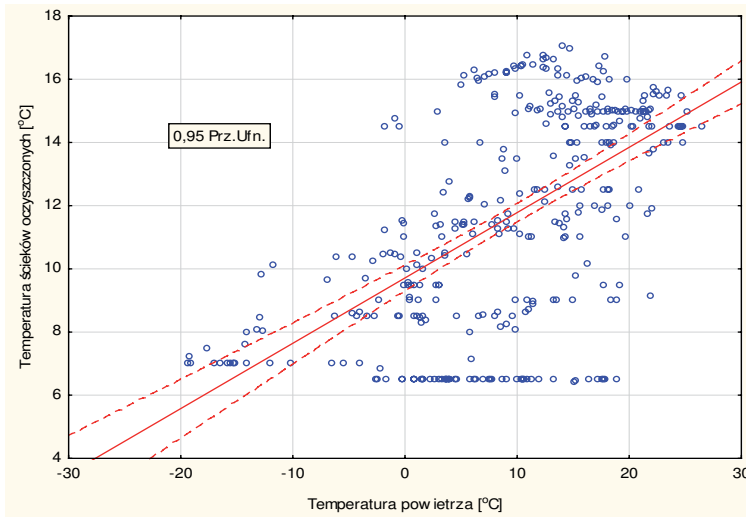
$$T_{sd} = 13,137 + 0,28387 \cdot T_p \text{ [}^{\circ}\text{C]} \quad (18)$$

gdzie:

T_{sd} – temperatura ścieków dopływających do filtru [$^{\circ}\text{C}$],

T_p – temperatura powietrza [$^{\circ}\text{C}$].

Na rysunku 43 przedstawiono korelację pomiędzy temperaturą powietrza, a temperaturą ścieków odpływających z filtru „F1”.



Rysunek 43. Zależność temperatury ścieków oczyszczonych od temperatury powietrza
Figure 43. Relationship between temperature of treated sewage and air temperature

Z rysunku 43 wynika, że występuje zależność temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych od temperatury powietrza. Współczynnik determinacji $r^2=0,339$ informuje, że przedstawiony model regresji opisuje 33,9% obserwacji. Z przebiegu prostej regresji można odczytać, że ze zwiększeniem temperatury powietrza o $1\text{ }^{\circ}\text{C}$ następuje średnie zwiększenie temperatury ścieków surowych

o 0,21°C. Współczynnik korelacji wyniósł $r_{xy}=0,58$ i według skali zaproponowanej przez Stanisza [1998] jest to korelacja wysoka.

Zależność temperatury ścieków oczyszczonych odpływających z filtru od temperatury powietrza można wyrazić za pomocą równania:

$$T_{so} = 9,7097 + 0,20672 \cdot T_p \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (19)$$

gdzie:

T_{so} – temperatura ścieków odpływających z filtru [$^\circ\text{C}$],

T_p – temperatura powietrza [$^\circ\text{C}$].

W dalszej kolejności podjęto próbę określenia zależności temperatury ścieków odpływających z filtru od temperatury ścieków dopływających do filtru. W tabeli 35 przedstawiono wyniki analizy korelacji wpływu temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych na temperaturę ścieków oczyszczonych w prototypie zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”.

Tabela 35. Zestawienie wyników analizy korelacji wpływu temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych na temperaturę ścieków oczyszczonych w zmodyfikowanym filtrze żwirowo-piaskowym o przepływie pionowym

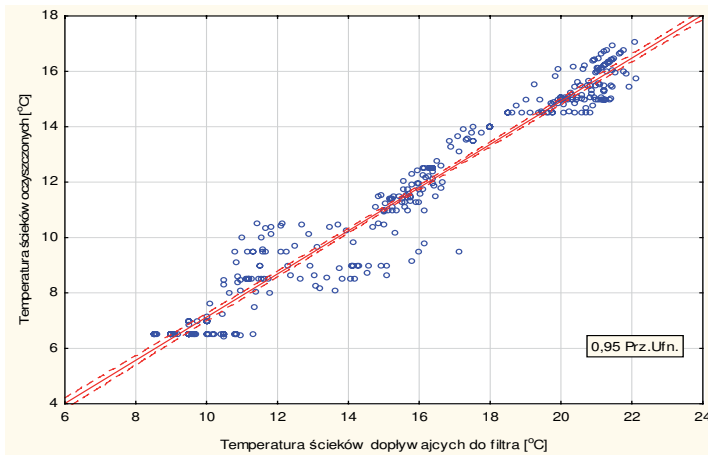
Table 35. Summary of results of the correlation between the pre-treated sewage temperature and the temperature of treated sewage in the modified vertical flow gravel and sand filter

Wskaźniki (zmienne)	Liczebność grupy	Współczynnik korelacji Pearsona	Współczynnik determinacji	Średnia arytmetyczna	Odchylenie standardowe	Wartość statystyki t badającej istotność R	Wartość krytyczna testu t na poziomie $\alpha=0,05$
Oznaczenie	N	r_{xy}	r_{xy}^2	\bar{X}	σ	t	$t\alpha_{kr}$
Korelacja	355	0,974	0,948	15,76	4,27	80,53	1,96
Temperatura ścieków wstępnie oczyszczonych				11,62	3,42		
Temperatura ścieków oczyszczonych							

Obliczone wartości współczynnika korelacji Pearsona wskazują, że temperatura ścieków dopływających do filtru „F1” ma prawie pewny wpływ (korelacja prawie pewna, $0,9 \geq r_{xy} \geq 1,0$) na temperaturę ścieków oczyszczonych odpływających z filtru. Obliczona wartość statystyki t-studenta była bardzo wysoka i wy-

niosła 80,53. Dla $N=355$, przy poziomie istotności $\alpha=0,05$ wartość krytyczna $t_{kr} = 1,96$. Zatem można stwierdzić, że wyliczony współczynnik korelacji jest statystycznie istotny na poziomie istotności $\alpha=0,05$.

Na rysunku 44 przedstawiono korelację pomiędzy zmienną temperatura ścieków dopływających do filtra „F1” a zmienną temperatura ścieków oczyszczonych odpływających z filtra „F1”.



Rysunek 44. Zależność temperatury ścieków oczyszczonych od temperatury ścieków wstępnie oczyszczonych

Figure 44. Relationship between temperature of treated sewage and pre-treated sewage

Interpretując dane zawarte na rysunku 44 należy stwierdzić, że wystąpiła prawie pewna korelacja temperatury ścieków oczyszczonych odpływających z filtra żwirowo-piaskowego od temperatury ścieków dopływających z osadnika gnilnego. Współczynnik regresji wyniósł 0,948 co świadczy o tym, że przedstawiony model regresji opisuje ponad 94,8% obserwacji.

Zależność temperatury ścieków oczyszczonych odpływających z filtra od temperatury ścieków dopływających do filtra można wyrazić za pomocą równania:

$$T_{s0} = -0,6669 + 0,7796 \cdot T_{sd} \text{ [}^{\circ}\text{C]} \quad (20)$$

gdzie:

- T_{s0} – temperatura ścieków odpływających z filtra [$^{\circ}\text{C}$],
- T_{sd} – temperatura ścieków dopływających do filtra [$^{\circ}\text{C}$].

Podjęto próbę określenia wpływ temperatury ścieków dopływających na redukcję wybranych zanieczyszczeń. Jednak nie stwierdzono statystycznej istot-

ności pomiędzy temperaturą ścieków dopływających do filtru a skutecznością zmniejszenia badanych wskaźników zanieczyszczenia ścieków.

6.2.2. Analiza ilości ścieków dopływających do prototypu „F1”

W rozdziale tym przedstawiono ilość ścieków dopływających do prototypu filtru zwirowo piaskowego „F1”. Badania trwały od września 2011 r. do grudnia 2012. Do oczyszczalni dopływały wyłącznie ścieki bytowe od 5 osób zamieszkujących posiadłość na stałe. Objętość dopływu ścieków oraz współczynniki nierównomierności dopływu obliczono w oparciu o niżej przedstawione wzory [Sikorski 1988].

Dobowy dopływ ścieków – suma dopływów w godzinach $0^{00} - 24^{00}$.

$$(Q_d)_o = \sum_{i=0}^{i=24} (Q_h)_o \quad [dm^3 \cdot d^{-1}] \quad (21)$$

gdzie:

$(Q_h)_o$ – godzinowy dopływ ścieków $[dm^3 \cdot d^{-1}]$.

Średni godzinowy dopływ ścieków w ciągu doby:

$$(Q_{h\acute{s}r})_o = \frac{(Q_d)_o}{24} \quad [dm^3 \cdot h^{-1}] \quad (22)$$

gdzie:

$(Q_d)_o$ – dobowy dopływ ścieków $[dm^3 \cdot d^{-1}]$.

Maksymalny godzinowy dopływ ścieków w ciągu doby:

$$(Q_{h\max})_o = (Q_{h\acute{s}r})_o \cdot N_{h\max} = \frac{(Q_d)_o}{24} \cdot N_{h\max} \quad [dm^3 \cdot h^{-1}] \quad (23)$$

gdzie:

$N_{h\max}$ – współczynnik nierównomierności maksymalnego godzinowego dopływu ścieków [-].

Minimalny godzinowy dopływ ścieków w ciągu doby:

$$(Q_{h\min})_o = (Q_{h\acute{s}r})_o \cdot N_{h\min} = \frac{(Q_d)_o}{24} \cdot N_{h\min} \quad [dm^3 \cdot h^{-1}] \quad (24)$$

gdzie:

$N_{h\min}$ – współczynnik nierównomierności minimalnego godzinowego dopływu ścieków [-].

Określenie dopływów ścieków bytowych w ciągu roku:

Średni dobowy dopływ ścieków – przeciętny z dobowych dopływów ścieków w ciągu j-tego roku:

$$Q_{d\acute{s}r} = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_d)_o}{n} = \frac{Q_{rj}}{n} [dm^3 \cdot d^{-1}] \quad (25)$$

gdzie:

- $(Q_d)_o$ – dobowy dopływ ścieków [$m^3 \cdot d^{-1}$],
 Q_{rj} – dopływ ścieków w ciągu j-tego roku w okresie n dób,
 n – liczba całodobowych obserwacji w ciągu j-tego roku.

Maksymalny dobowy dopływ ścieków w ciągu roku:

$$Q_{d\max} = Q_{d\acute{s}r} \cdot N_{d\max} [dm^3 \cdot d^{-1}] \quad (26)$$

gdzie:

- $N_{d\max}$ – współczynnik nierównomierności maksymalnego dobowego dopływu ścieków [-].

W związku z tym, że Autor dysponował danymi dopływu ścieków bytowych z poszczególnych dób badanego okresu, określono $Q_{d\max}$ na podstawie bezpośredniej analizy wyników. Znając wartość maksymalnego dopływu ścieków bytowych w ciągu roku oraz średni dobowy dopływ ścieków, określono współczynnik nierównomierności maksymalnego dobowego dopływu ścieków.

$$N_{d\max} = \frac{Q_{d\max}}{Q_{d\acute{s}r}} [-] \quad (27)$$

Minimalny dobowy dopływ ścieków w ciągu roku:

$$Q_{d\min} = Q_{d\acute{s}r} \cdot N_{d\min} [dm^3 \cdot d^{-1}] \quad (28)$$

gdzie:

- $N_{d\min}$ – współczynnik nierównomierności minimalnego dobowego dopływu ścieków [-].

W związku z tym, że autor dysponował danymi dopływu ścieków bytowych z poszczególnych dób badanego okresu, określono $Q_{d\min}$ na podstawie bezpośredniej analizy wyników. Znając wartość minimalnego dopływu ścieków bytowych w ciągu roku oraz średni dobowy dopływ ścieków, określono współczynnik nierównomierności minimalnego dobowego dopływu ścieków.

$$N_{d\min} = \frac{Q_{d\min}}{Q_{d\acute{s}r}} [-] \quad (29)$$

Do pomiaru ilości ścieków dopływających do oczyszczalni użyto wodomierza sprzężonego z rejestratorem impulsów MiniLogB, co przedstawiono w rozdziale (metodyka badań). Zamontowano zestaw pomiarowy w miejscu

umożliwiającym pomiar wody, która dopływa jako ścieki do oczyszczalni. Zużycie wody na mycie samochodu, czy podlewanie ogródka realizowane było z przyłącza nieujmującego ilość wody mierzonej przez wodomierz. Jest to ważne ponieważ woda zużywana na mycie samochodu może stanowić znaczący procent całkowitego zużycia wody w gospodarstwie, a to z kolei mogło by wpłynąć niekorzystnie na wyniki badań. Według Pawełka i Tylka [1989] woda przeznaczona na mycie samochodów stanowi coraz większy procent całkowitej jej ilości zużywanej w gospodarstwie.

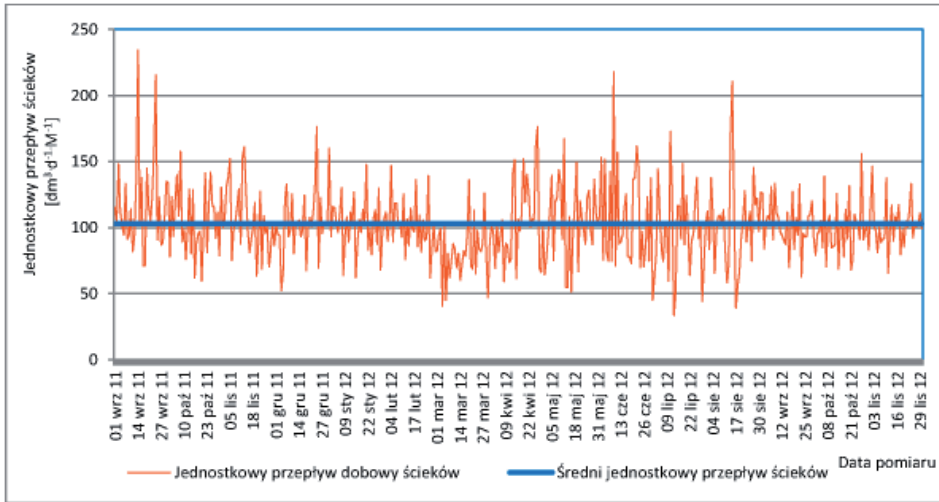
Z wywiadu przeprowadzonego z gospodarzem posesji stwierdzono pewną ilość wody, która nie trafia do oczyszczalni, a przepływa przez wodomierz. Należy tu wymienić wodę do podlewania kwiatków w domu (zwłaszcza w okresie wiosennym i letnim), jak również wodę do przygotowania potraw i inne mniej istotne cele. Na tej podstawie autor założył, że do oczyszczalni trafia 98% wody ze wskazań wodomierza.

Mając do dyspozycji dokładne dane z poszczególnych godzin doby, dokonano analizy objętości powstających ścieków bytowych w różnych okresach, począwszy od doby, a na całym okresie badawczym kończąc (14 miesięcy).

W pierwszej kolejności określono jednostkowy dobowy dopływ ścieków do oczyszczalni ścieków (rysunek 45).

Na podstawie danych zawartych na rysunku 45 można stwierdzić, że średni jednostkowy dopływ ścieków do prototypu oczyszczalni wyniósł $102,62 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Zaobserwowano duże zróżnicowanie ilości ścieków dopływających do oczyszczalni w szerokich granicach od $33,60 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ do $234,30 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Podobne wyniki do uzyskanych w przeprowadzonych badaniach przedstawia Bergel [2005] gdzie wykazuje, że ilość wody zużywanej na cele bytowe nie przekracza $100 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Według badań [Chmielowski i in 2009c] przeprowadzonych w latach 2001-2007 w Mszanie Dolnej, jednostkowe średnie dobowe zużycie wody wyniosło $78,79 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ w budynkach jednorodzinnych oraz $83,80 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ w budynkach wielorodzinnych. Również badania wykonane w latach 2003-2005 na czterech przydomowych oczyszczalniach ścieków wykazały, że średni dopływ ścieków do oczyszczalni wyniósł od $93,8 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ do $109,5 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Podobne wyniki można znaleźć w innej literaturze [Pawełek, Bergel 2003, Pawełek i Kaczor 2006]. Widać więc, że średnie wartości dopływu jednostkowego z pojedynczego gospodarstwa oscylują w granicach $100 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Analizując dane literaturowe można stwierdzić również znaczne wahania ilości ścieków powstających w gospodarstwach domowych. Według Romana [1993] średnia ilość ścieków powstających w gospodarstwach domowych waha się w szerokim przedziale od 50 do $250 \text{ dm}^3 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$. Według Jóźwiakowskiego [2012] średni dopływ ścieków do trzech badanych oczyszczalni wyniósł od $140 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ do $220 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Klaczyński [2003] na

podstawie przeprowadzonych badań podaje, że ilość ścieków przypadająca na jednego mieszkańca wynosi od $33 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ do $107 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Tak różne wartości dopływów ścieków do oczyszczalni mogą być niejednokrotnie przyczyną niedociążenia lub przeciążenia hydraulicznego oczyszczalni. Przykładowo Bugajski i Bergel [2009] wykazali, że przydomowe oczyszczalnie ścieków często pracują przy niedociążeniu hydraulicznym na poziomie 14-47%.



Rysunek 45. Jednostkowy dobowy dopływ ścieków bytowych do prototypu oczyszczalni „F1” w badanym okresie [$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$]

Figure 45. Unit daily inflow of domestic sewage to the “F1” prototype of the treatment plant during the considered period [$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$]

Badania dotyczące większej liczby krajów na świecie (24 państwa) wykazują, że średnia roczna jednostkowa objętość ścieków odprowadzanych z gospodarstw domowych wynosi $165 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ [Henze i in. 1995]. Analizując dane ze Stanów Zjednoczonych Ameryki [Metcalf and Eddy 1995] należy zauważyć bardzo duże jednostkowe zużycie wody w granicach $300\text{-}400 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Tak duże różnice wynikają z przyzwyczajenia danych społeczeństw oraz z aspektów ekonomicznych danego kraju. Wpływ na to ma również źródło pochodzenia zużywanej wody (studnia indywidualna, wodociąg zbiorczy), a co za tymi idzie opłaty za zużytą wodę.

W dalszej kolejności zestawiono podstawowe charakterystyki dopływu ścieków do oczyszczalni oraz współczynniki nierównomierności dopływu w okresie od września 2011 roku do listopada 2012 roku.

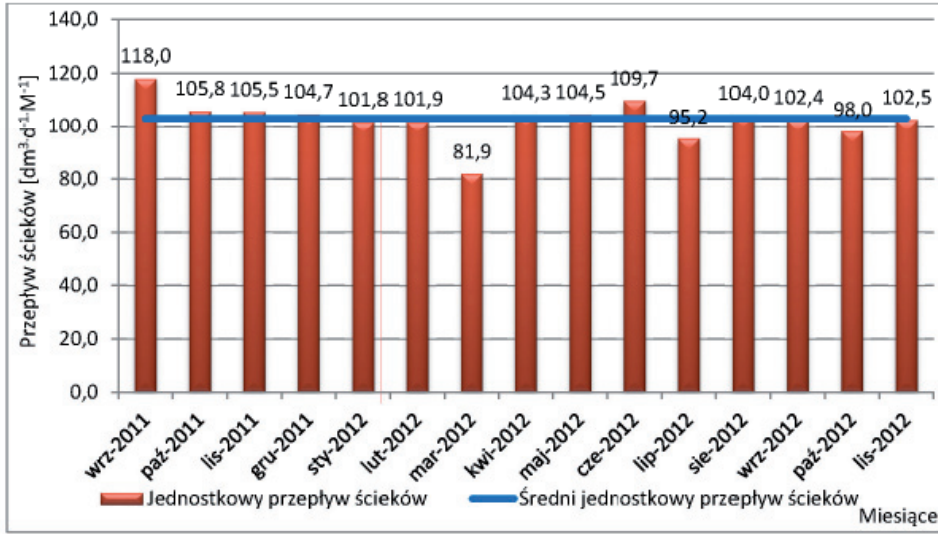
Tabela 36. Zestawienie ilości ścieków dopływających do prototypu oczyszczalni w badanym okresie

Table 36. Summary of the amount of sewage flowing into the prototype treatment plant in years of the study

Parametr	Symbol	Dopływ ścieków do prototypu oczyszczalni z filtrem zwirowo-piaskowym „F1”		Obciążenie hydrauliczne filtru „F1”	
		$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1}$	$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$	$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$	$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{mb}^{-1}$
Dopływ średni dobowy	$Q_{\text{dśr}}$	513,12	102,62	89,08	31,10
Dopływ dobowy minimalny	Q_{dmin}	168,00	33,60	29,17	10,18
Dopływ dobowy maksymalny	Q_{dmax}	1172,00	234,40	203,47	71,03
Mediana	m_e	502,00	100,40	87,15	30,42
Odchylenie standardowe	σ	137,89	27,58	23,94	8,36
Współczynnik zmienności	V_{zm}	0,27 [-]			
Liczba pomiarów	N	457 [szt.]			
Dobowy maksymalny współczynnik zmienności	N_{dmax}	2,28 [-]			
Dobowy minimalny współczynnik zmienności	N_{dmin}	0,33 [-]			

Z tabeli 36 widać, że średni dobowy dopływ ścieków do oczyszczalni wyniósł $513,12 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1}$. Dopływ minimalny uplasował się na poziomie $168 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, a maksymalny $1172 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1}$. Maksymalny współczynnik nierównomierności dopływu ścieków do oczyszczalni wyniósł 2,28. Natomiast minimalny współczynnik nierównomierności dopływu ścieków do oczyszczalni wyniósł 0,33. Porównując te dane z wartościami przedstawionymi w literaturze można przyjąć, że są one porównywalne. Według Osmulskiej-Mróż [1995] można stwierdzić, że im mniejsza jednostka osadnicza, tym współczynniki maksymalnego dopływu będą większe, a minimalnego mniejsze. Potwierdzają to badania przeprowadzone przez innych autorów [Wytyczne 1980, Tabernacki 1993], gdzie uzyskano maksymalny współczynnik nierównomierności dobowej dla domu jednorodzinnego na poziomie 3,0 a minimalny 0,30.

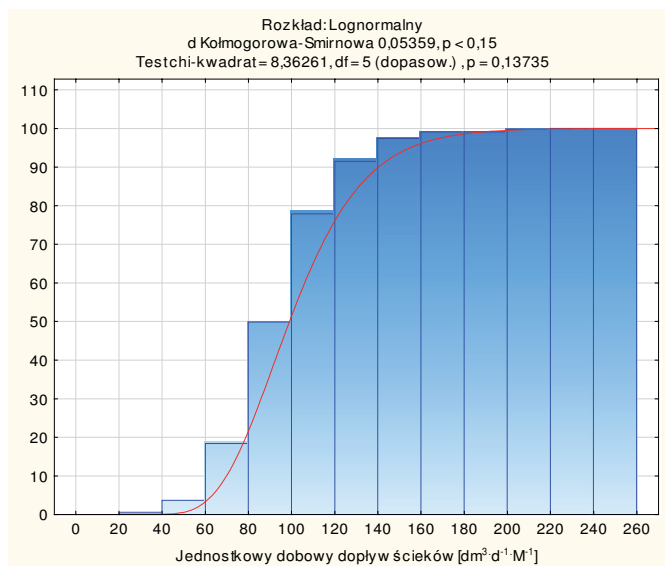
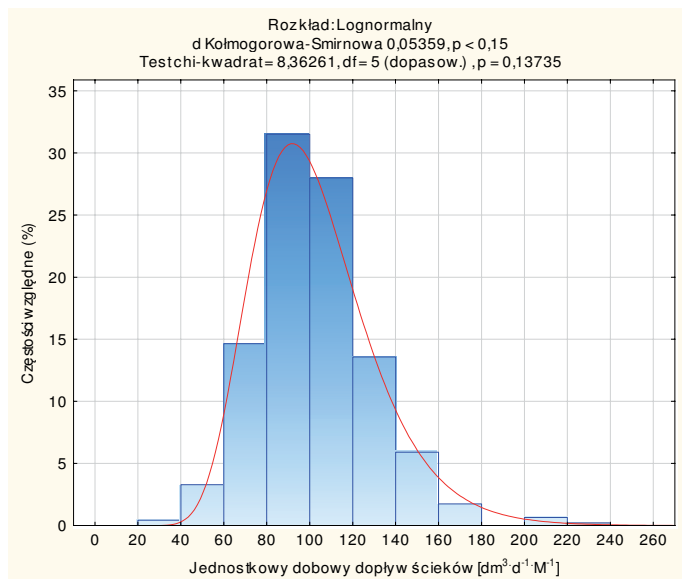
W dalszej części na rysunku 46 przedstawiono średnie jednostkowe dopływy ścieków do prototypu oczyszczalni w poszczególnych miesiącach badanego okresu.



Rysunek 46. Średni jednostkowy dopływ ścieków bytowych w poszczególnych miesiącach do prototypu oczyszczalni „F1” w badanym okresie [dm³·d⁻¹·M⁻¹]
Figure 46. Mean unit daily inflow of domestic sewage in each month to the “F1” prototype of the treatment plant during the considered period [dm³·d⁻¹·M⁻¹]

Na podstawie rysunku 46 można stwierdzić, że średnie jednostkowe dopływy w poszczególnych miesiącach były wyrównane. Najniższą średnią wartość dopływu jednostkowego zanotowano w miesiącu marcu 2012 roku, która wyniosła 81,9 dm³·d⁻¹·M⁻¹. Najwyższa wartość wystąpiła w miesiącu wrześniu 2011 roku i wyniosła 118,0 dm³·d⁻¹·M⁻¹. Powodem tego stanu może być fakt, że mieszkańcy nie wyjeżdżali w badanym okresie na dłuższy czas poza miejsce zamieszkania i zużycie wody, a co za tym idzie objętość dopływających ścieków była wyrównana. Nie bez znaczenia pozostaje również fakt, że woda zużywana do podlewania ogródka, mycia samochodów oraz spłukiwania kostki brukowej była pobierana z osobnego zaworu wodociągowego nie objętego pomiarem zestawu wodomierzowego i rejestratora impulsów.

W celu szczegółowego poznania specyfiki dopływu ścieków bytowych do prototypu przydomowej oczyszczalni, podjęto próbę dopasowania rozkładu teoretycznego dla zmiennej: jednostkowy dopływ ścieków bytowych do przydomowej oczyszczalni. Próba ta powiodła się, gdzie dopasowano rozkład lognormalny dla badanej zmiennej. Poprawność doboru rozkładu potwierdzono testem chi-kwadrat na poziomie istotności $\alpha=0,05$.

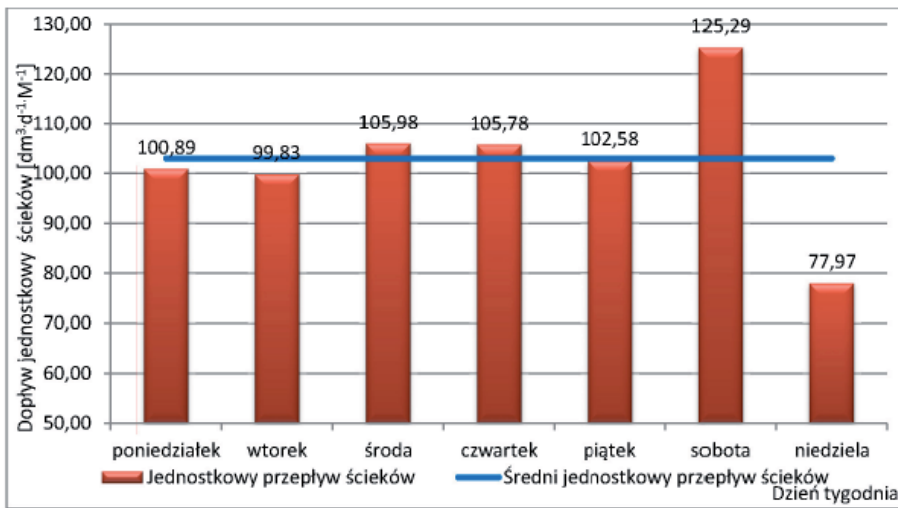


Rysunek 47. Histogram wraz z funkcją gęstości oraz dystrybuantą empiryczną i teoretyczną dla zmiennej: jednostkowy dopływ ścieków bytowych do prototypu oczyszczalni „F1”

Figure 47. Histogram with the density function, empirical and theoretical distribution function for the variable: unit daily inflow of domestic sewage to the “F1” prototype of the treatment plant

Analizując dane przedstawione na rysunku 47, najczęściej obserwowany jednostkowy dobowy dopływ ścieków do oczyszczalni mieścił się w przedziale od 80 do 100 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$, który reprezentował 32% zaobserwowanych wyników. Ponad 28% wyników stanowił jednostkowy dopływ ścieków w przedziale od 100 do 120 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Rzadziej wystąpiły dopływy ścieków w sąsiednich przedziałach tj. 60-80 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ 14,0% oraz 120-140 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$, który stanowił 13,0% wszystkich obserwacji. Jednostkowy dopływ ścieków powyżej 140 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$ wystąpił stosunkowo rzadko i stanowił zaledwie 8,5% wszystkich obserwacji.

Na rysunku 48 przedstawiono rozkład średniego jednostkowego dopływu ścieków w poszczególnych dniach tygodnia.



Rysunek 48. Średni jednostkowy dopływ ścieków bytowych do oczyszczalni w poszczególnych dniach tygodniach w badanym okresie [$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$]

Figure 48. Mean unit daily inflow of domestic sewage to the treatment plant in each day of the week during the considered period [$\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$]

W ciągu tygodnia od poniedziałku do piątku obserwuje się względnie zbliżone wartości. Najwyższe wartości dopływu ścieków wystąpiły w sobotę (125,29 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$), a najniższe w niedzielę (77,97 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$). Zróżnicowanie dopływu w ciągu poszczególnych dni tygodnia związane jest ściśle z przyzwyczajeniami i trybem życia mieszkańców. Najwyższa wartość dopływu ścieków przypadająca na sobotę jest wynikiem kąpieli, praniem oraz sprzątaniami gospodarstwa. Natomiast niedziela jest dniem świątecznym w związku z tym nie praktykuje się czynności wykonywanych w ciągu tygodnia, głównie prania i sprzątania.

Tabela 37. Podstawowe statystyki opisowe jednostkowego dopływu ścieków do prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1” w poszczególnych dniach tygodnia

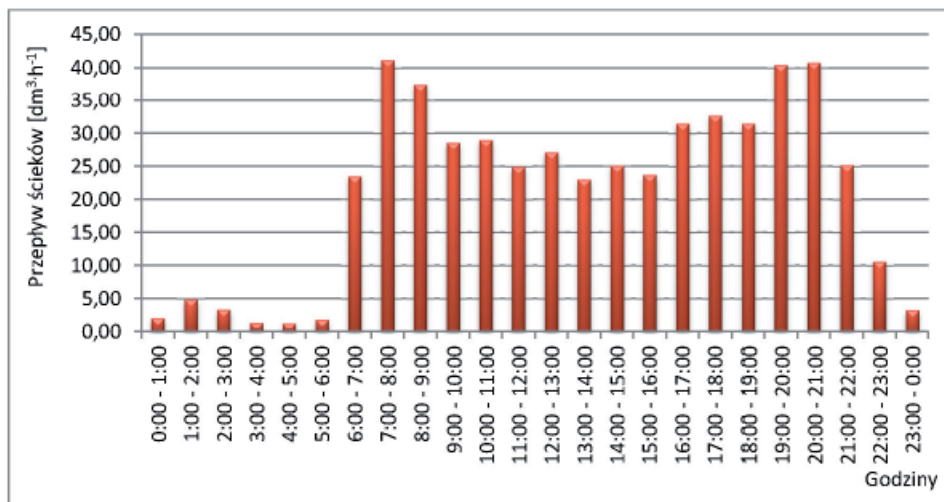
Table 37. Basic descriptive statistics of unit sewage inflow to the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter in each day of the week

Statystyka opisowa	Symbol	Podstawowe statystyki opisowe jednostkowego dopływu ścieków do prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1” w poszczególnych dniach tygodnia						
		Poniedziałek	Wtorek	Środa	Czwartek	Piątek	Sobota	Niedziela
Średnia	\bar{X}	100,89	99,83	105,98	105,78	102,58	125,29	77,97
Mediana	m_e	98,80	100,80	104,20	104,10	98,20	128,00	75,20
Minimalna	Min	54,80	45,00	51,40	59,60	33,60	51,20	40,60
Maksymalna	Max	156,80	172,40	234,40	162,20	176,40	217,80	161,00
Odch. stand.	σ	20,49	20,59	30,05	20,10	25,54	31,27	19,90
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,20	0,21	0,28	0,19	0,25	0,25	0,26
Liczba próbek	N	65	65	65	66	66	65	65

W tabeli 37 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe dopływu ścieków do oczyszczalni w poszczególnych dniach tygodnia. Mediana jednostkowego dopływu ścieków do oczyszczalni w dniach od poniedziałku do piątku były zbliżone i mieściły się w przedziale od 98,20 do 104,20 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Największą wartość mediany zaobserwowano w sobotę (128,00 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$) a najmniejszą w niedzielę (75,20 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$).

Dysponując zapisem danych co godzinę w dalszej kolejności określono średni jednostkowy dopływ ścieków bytowych w poszczególnych godzinach doby (rysunek 49).

Na podstawie analizy rysunku 49 można zauważyć dużą nierównomierność dopływu ścieków w ciągu doby do oczyszczalni. Wyraźnie widać okres siedmiu godzin o dopływie ścieków poniżej 5 $\text{dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{M}^{-1}$. Były to godziny od 23:00 do 6:00, kiedy domownicy wykazują znacznie mniejszą aktywność w gospodarstwie. Obserwowane są dwa wyraźne szczyty dopływu ścieków, w godzinach porannych od 7:00 do 9:00 oraz w godzinach wieczornych od 19:00 do 20:00. Pojedyncze gospodarstwo charakteryzuje znaczne zróżnicowanie zużycia wody na cele bytowe, a co za tym idzie dopływu ścieków do oczyszczalni [Sikorski 1998]. Badania [Chmielowski, Ślizowski 2008b] przeprowadzone w miejscowości Moszczenica Wyżna na czterech przydomowych oczyszczalniach potwierdzają podobny okres minimalnego dopływu ścieków do oczyszczalni, który wyniósł 6 godzin.



Rysunek 49. Jednostkowy średni dopływ ścieków bytowych do prototypu oczyszczalni „F1” w poszczególnych godzinach doby

Figure 49. Unit daily inflow of domestic sewage to the “F1” prototype of the treatment plant in each hour of the day

6.2.3. Analiza wartości badanych wskaźników w ściekach dopływających i odpływających z prototypu „F1”

W rozdziale przedstawiono podstawowe statystyki opisowe wartości wybranych wskaźników w ściekach wstępnie oczyszczonych dopływających do filtru „F1” oraz pobranych z zadanych głębokości złoża filtracyjnego (0, 10, 30, 50, 90 i 110 cm). Ścieki oczyszczone w osadniku gnilnym dopływające do filtru potraktowano jako ścieki po przepłynięciu zerowej głębokości złoża filtracyjnego, natomiast ścieki oczyszczone po filtrze jako po przesączeniu przez 110 cm warstwę filtru. Analizie fizyko-chemicznej poddano następujące wskaźniki zanieczyszczenia ścieków: BZT₅, ChZT_{Cr}, tlen rozpuszczony, zawiesina ogólna, odczyn pH, fosfor ogólny, azot amonowy N-NH₄, azot organiczny, azot całkowity Kjeldahla, azot azotynowy N-NO₂, azot azotanowy N-NO₃ oraz azot ogólny. Dla badanych wskaźników przedstawiono ponadto zestawienie graficzne mediany wraz z kwantylami 25% i 75% oraz zakres wartości nieodstających. Dodatkowo przedstawiono wartości zmniejszenia badanych wskaźników w prototypie filtru żwirowo-piaskowego „F1” na zadanych głębokościach.

Biologiczne zapotrzebowanie na tlen BZT₅

Na podstawie uzyskanych wyników wartości badanych wskaźników zanieczyszczenia ścieków wstępnie oczyszczonych oraz z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego przedstawiono podstawowe statystyki opisowe. W pierwszej kolejności przedstawiono statystyki opisowe dla BZT₅ (tabela 38).

Tabela 38. Podstawowe statystyki opisowe wartości BZT₅ ścieków z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Table 38. Basic descriptive statistics of BOD₅ values from individual treatment stages in the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość BZT ₅ ścieków na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [mgO ₂ ·dm ⁻³]						
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa				Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}	110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	709,86	297,32	130,04	91,52	43,46	18,40	
Mediana	m _e	700,00	300,00	120,00	90,00	40,00	20,00	
Minimalna	Min	400,00	100,00	60,00	40,00	10,00	10,00	
Maksymalna	Max	1100,00	550,00	240,00	170,00	80,00	30,00	
Odch. stand.	σ	203,53	118,23	50,07	32,99	15,73	7,91	
Wsp. zmien.	V _{zm}	0,29	0,40	0,39	0,36	0,36	0,43	
Liczba próbek	N	35	28	28	33	26	35	
Dopuszczalna	X _{dop}	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że średnia wartość BZT₅ ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do filtru wyniosła 709,86 mgO₂·dm⁻³, co jest wartością wysoką biorąc pod uwagę wyniki badań innych autorów [US EPA 1980, Francuskie Ministerstwo Ochrony Środowiska 1993]. Nie mniej jednak w pracy [Grygorczuk 2011], gdzie autor przebadł 6 osadników gnilnych jednokomorowych podano wartości BZT₅ w przedziale od 680-1200 mgO₂·dm⁻³, a średnia wartość BZT₅ była na poziomie 903 mgO₂·dm⁻³. Biorąc powyższe pod uwagę należy podkreślić, że ścieki z osadnika gnilnego odznaczają się wyższymi wartościami BZT₅ w stosunku do ścieków surowych dopływających ze zbiorczych systemów kanalizacyjnych. Przyczyną tego stanu może być gromadzenie się zanieczyszczeń stałych i ich rozkładanie w osadniku gnilnym. Nie bez znaczenia pozostaje fakt, że w badaniach użyto osadnik jednokomorowy. Wartości wskaźników zanieczyszczenia ścieków z odpływu z tego typu urządzenia są wyższe niż z urządzeń wielokomorowych czego dowodzą inne badania [Grygorczuk 2011]. Również Kuczewski [1995] podaje, że redukcja BZT₅ ścieków po dwóch komorach osadnika wyniosła 30%,

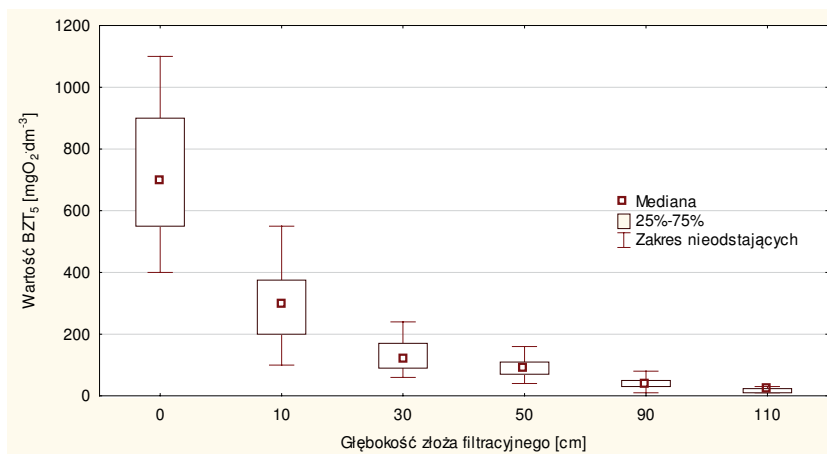
a po trzech komorach wzrosła do 50%. Tak więc ilość komór w osadniku w znaczny sposób wpływa na redukcję BZT₅. Według badań przeprowadzonych przez Hu i in. [2007] skuteczność zmniejszenia BZT₅ w osadniku gnilnym wyniosła 18%. Na podatwie badań [Chmielowski, Bugajski 2008] na czterech osadnikach gnilnych przeprowadzonych w latach 2003-2005 stwierdzono BZT₅ w odpływie z osadnika gnilnego w przedziale od 59,8 do 478,4 mgO₂·dm⁻³.

Z tabeli 38 i rysunku 50 można odczytać wyraźny spadek wartości BZT₅ na poszczególnych głębokościach zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową zaobserwowano znaczne zmniejszenie wartości tego wskaźnika (blisko 8 krotnie). Przy głębokości 10 cm średnia wartość BZT₅ wyniosła 297,32 mgO₂·dm⁻³, a dla głębokości 50 cm średnia wartość BZT₅ wyniosła 91,52 mgO₂·dm⁻³. Można zatem stwierdzić, że średnio na warstwie żwirowej BZT₅ zostało zmniejszone o 618,34 mgO₂·dm⁻³. Do właściwej warstwy filtracyjnej dopływały ścieki o znacznie obniżonej średniej wartości BZT₅ (91,52 mgO₂·dm⁻³). Świadczy to o dużej intensywności zachodzących procesów oczyszczania ścieków jak również o dostępności tlenu, dzięki któremu zachodzą procesy rozkładu związków węgla. Analizując działanie warstwy piaskowej stwierdzono trzykrotne zmniejszenie wskaźnika BZT₅ z wartości 91,52 mgO₂·dm⁻³ do 18,40 mgO₂·dm⁻³. Biorąc pod uwagę wartość dopuszczalną (40 mgO₂·dm⁻³) określoną w Rozporządzeniu [2006] nie stwierdzono przekroczeń tej wartości. Badania przeprowadzone przez Metcalf i Eddy [1991] na klasycznych filtrach piaskowych o przepływie pionowym potwierdzają niskie wartości BZT₅ ścieków oczyszczonych (poniżej 10 mgO₂·dm⁻³). Podobne wyniki uzyskali Schudel i Boller [1989]. Pell i Ljunggren [1990] twierdzą, że wartość BZT₅ w ściekach po filtrze piaskowym kształtuje się w granicach od 15,0 do 34,0 mgO₂·dm⁻³. Natomiast Osmulska-Mróż [1995] podaje przedział wartości BZT₅ ścieków w ściekach oczyszczonych przez filtry piaskowe w granicach od 1,8 do 4,7 mgO₂·dm⁻³.

Poddając analizie wyniki badań nie stwierdzono istotnych zmian wartości BZT₅ w czasie eksploatacji prototypu „F1”. Według Osmulskiej-Mróż [1995] czas wpracowania się złoża filtracyjnego w przypadku wskaźników tlenowych trwa od kilku dni do dwóch tygodni od rozpoczęcia dozowania ścieków. Na podstawie badań [Chmielowski i Wałęga 2011] stwierdzono, że zwiększanie średnicy uziarnienia złoża filtrów piaskowych o przepływie pionowym wydłuża okres wpracowywania się układu.

Na podstawie wartości przedstawionych na rysunku 50 można zauważyć wyraźnie zmniejszające się wartości mediany BZT₅ w ściekach przy zadanych głębokościach złoża filtracyjnego. Mediana ścieków dopływających do złoża wyniosła 700,00 mgO₂·dm⁻³, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła jedynie 90 mgO₂·dm⁻³. Natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła

20 $\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Należy zauważyć znacznie większy zakres wartości nieodstających w początkowych warstwach filtru. Świadczy to o tym, że ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego następuje wyraźna stabilizacja wartości BZT_5 .



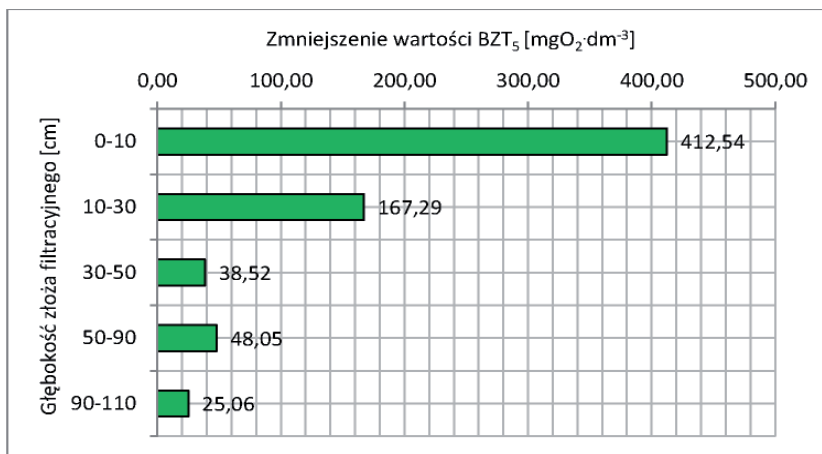
Rysunek 50. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla BZT_5 z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo piaskowego „F1”

Figure 50. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for BOD_5 from each depth of the filter bed of the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

W dalszej kolejności przedstawiono (rysunek 51) wartości zmniejszenia BZT_5 na założonych głębokościach prototypu filtru żwirowo-piaskowego „F1”.

Analizując dane z rysunku 51 można zauważyć, że szybkość zmniejszania BZT_5 była największa w pierwszych warstwach złoża żwirowego. Na głębokości 10 cm BZT_5 zostało zmniejszone o $412,54 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co procentowo wynosi aż 59,7% całkowitego obniżonego BZT_5 na złożu filtracyjnym. Na większych głębokościach złoża nastąpił wyraźnie mniejszy spadek BZT_5 gdzie zaobserwowano po kolejnych 20 cm zmniejszenie BZT_5 o $167,29 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co przekłada się na 24,2% całkowitego obniżonego BZT_5 . Na głębokości od 30 do 50 cm zostało zmniejszone BZT_5 już tylko o $38,52 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ (5,6% całkowitej redukcji BZT_5). Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej) BZT_5 zostało zmniejszone o $618,35 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co daje 89,5% całkowitej redukcji BZT_5 . Znacznie wolniej zmniejszana była wartość BZT_5 w warstwie piaskowej, gdzie łącznie na całej warstwie zostało BZT_5 zmniejszone o $73,11 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ (co daje 10,5% obniżonego BZT_5 w całym filtrze żwirowo-piaskowym). Zatem jednoznacznie należy stwierdzić, że procesy tlenowe powodujące zmniejszanie BZT_5 zachodzą

najintensywniej w górnych warstwach filtru. Warstwa żwirowa spełnia bardzo dobrze swoją funkcję i zabezpiecza właściwą warstwę filtracyjną przed wysokimi wartościami wskaźnika BZT₅. Dzięki temu można znacznie wydłużyć czas eksploatacji właściwej warstwy filtracyjnej.



Rysunek 51. Zmniejszenie wskaźnika BZT₅ na założonych głębokościach złoża filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 51. Values of BOD₅ reduction at the assumed depths of the “F1” gravel and sand filter bed

Chemiczne zapotrzebowanie na tlen ChZT_{Cr}

Kolejnym analizowanym wskaźnikiem było ChZT_{Cr} w ściekach wstępnie oczyszczonych oraz oczyszczonych pobranych z zadanych poziomów złoża filtracyjnego (tabela 39). Nie stwierdzono w badanym okresie w ściekach oczyszczonych (po 110 cm) przekroczenia wartości dopuszczalnej określonej przez Rozporządzenie [2006]. Maksymalna zarejestrowana wartość ChZT_{Cr} ścieków oczyszczonych wyniosła 110 mgO₂·dm⁻³. Średnia wartość ChZT_{Cr} dla ścieków oczyszczonych dała wyniki 51,57 mgO₂·dm⁻³, co jest blisko trzykrotnie niższa wartość od dopuszczalnej (150 mgO₂·dm⁻³).

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że średnia wartość ChZT_{Cr} ścieków wstępnie oczyszczonych dopływających do filtru wyniosła 1014,71 mgO₂·dm⁻³, co jest wartością wysoką biorąc pod uwagę wyniki badań prezentowanych przez innych autorów [Siemieniec 2003, Sikorski 1998]. Nie mniej jednak, Grygorczuk [2011] przebadła 6 osadników gnilnych jednokomorowych i uzyskała średnie wartości ChZT_{Cr} na poziomie 1200 mgO₂·dm⁻³.

Tabela 39. Podstawowe statystyki opisowe wartości ChZT_{Cr} ścieków z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”
Table 39. Basic descriptive statistics of COD_{Cr} values from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Wartość ChZT_{Cr} ścieków na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	1014,71	464,46	203,51	157,33	82,89	53,81
Mediana	m_e	976,50	450,00	180,00	152,00	86,00	55,00
Minimalna	Min	637,00	185,00	71,00	68,00	55,00	24,00
Maksymalna	Max	1530,72	827,00	316,00	282,00	128,00	110,00
Odch. stand.	σ	203,16	162,04	73,56	49,34	14,91	20,32
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,20	0,35	0,36	0,31	0,18	0,38
Liczba próbek	N	34	28	28	33	27	35
Dopuszczalna	X_{dop}	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00

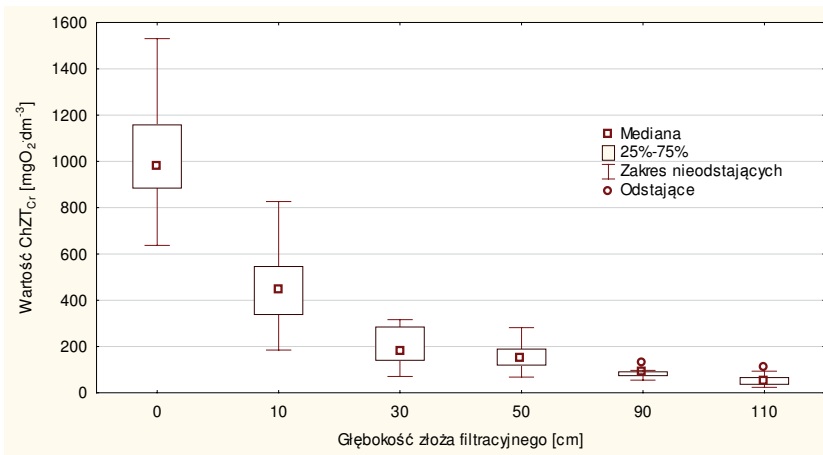
^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Przyczyną wysokich wartości tego wskaźnika może być gromadzenie się zanieczyszczeń stałych i ich rozkładanie w osadniku gnilnym. Użycie osadnika gnilnego jednokomorowego też mogło wpłynąć na wysokie wartości ChZT_{Cr} z odpływu, co potwierdzają badania Grygorczuk [2011]. Analizując wartości z tabeli 39 i rysunku 52 można odczytać wyraźny spadek wartości ChZT_{Cr} na poszczególnych głębokościach filtru. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową zaobserwowano znaczne zmniejszenie wartości tego wskaźnika (ponad 6 krotnie). Przy głębokości 10 cm średnia wartość ChZT_{Cr} wyniosła $464,46 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, a dla głębokości 50 cm średnia wartość ChZT_{Cr} wyniosła $157,33 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Należy zatem podkreślić, że średnio w warstwie żwirowej ChZT_{Cr} zostało zmniejszone o $857,38 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Do właściwej warstwy filtracyjnej (warstwa piasku) dopływały ścieki o znacznie obniżonej średniej wartości ChZT_{Cr} ($157,33 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$). Można zatem sugerować dużą intensywność zachodzących procesów oczyszczania ścieków jak również dostępność tlenu, dzięki któremu zachodzą procesy redukcji związków węgla. Poddając analizie działanie warstwy piaskowej stwierdzono blisko trzykrotne zmniejszenie wskaźnika ChZT_{Cr} z wartości $157,33 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ do $53,81 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Wartość dopuszczalna wynosi $150 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ i jest określona przez Rozporządzenie [2006]. Nie stwierdzono przekroczeń wartości dopuszczalnej. Badania [Ślizow-

ski i Chmielowski 2007] przeprowadzone na klasycznych filtrach piaskowych o przepływie pionowym w Moszczenicy Wyżnej koło Starego Sącza wykazują, że średnia wartość ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych ukształtowała się na poziomie $39,40 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Józwiakowski [2012] podaje, że średnia wartość ChZT_{Cr} w ściekach odpływających z złoża gruntowego o przepływie pionowym wyniosła $61,8 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Kunst Kayser [2000] podaje, że wartość ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych po filtrach wg systemu Rennera wyniosła średnio $46 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Analizując wyniki badań nie stwierdzono istotnych zmian wartości ChZT_{Cr} w czasie eksploatacji prototypu „F1”.

Na rysunku 52 przedstawiono wartości mediany ChZT_{Cr} ścieków po przesączeniu przez zadane poziomy filtru.

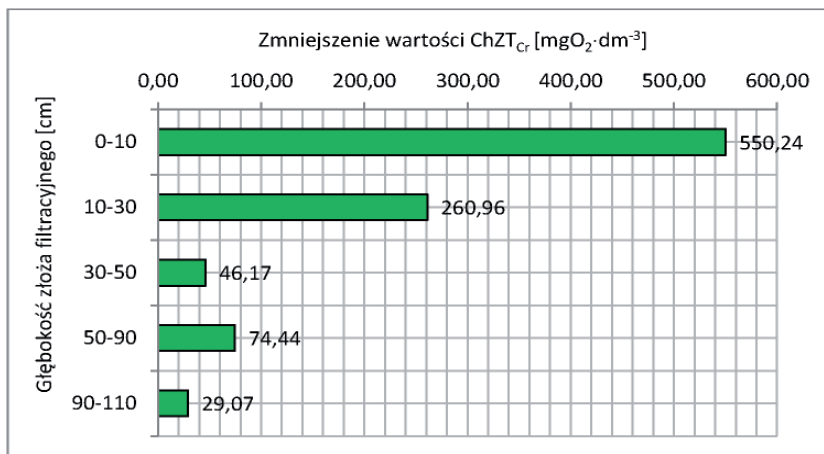
Obserwuje się (rysunek 52) wyraźny spadek mediany dla ChZT_{Cr} wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Mediana ścieków dopływających do złoża wyniosła $976,50 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła jedynie $152,00 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła $55 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Można zauważyć znacznie większy zakres wartości nieodstających w początkowych warstwach filtru. Świadczy to o tym, że ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego następuje wyraźna stabilizacja wartości ChZT_{Cr} .



Rysunek 52. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla ChZT_{Cr} z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru „F1”

Figure 52. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for COD_{Cr} from each depth of the filter bed of the “F1” prototype of the modified filter

W dalszej kolejności przedstawiono (rysunek 53) wartości zmniejszenia ChZT_{Cr} na założonych głębokościach filtru.



Rysunek 53. Zmniejszenie wskaźnika ChZT_{Cr} na założonych głębokościach złoża filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 53. Values of COD_{Cr} reduction at the assumed depths of the “F1” gravel and sand filter bed

Poddając analizie dane z rysunku 53 można zauważyć, że zmniejszanie ChZT_{Cr} podobnie jak w przypadku BZT_5 było największe w pierwszych warstwach złoża żwirowego. Po przesączeniu ścieków przez warstwę 10 cm, ChZT_{Cr} zostało zmniejszone o $550,24 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ co procentowo daje 57,3% całkowitego zredukowanego ChZT_{Cr} . Intensywność zmniejszania ChZT_{Cr} na większych głębokościach spadała i wyniosła odpowiednio $260,96 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ na 20 cm grubości warstwy filtracyjnej. Na głębokości od 30 do 50 cm zostało zmniejszone ChZT_{Cr} o $46,17 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co odpowiada 4,8% całkowitego ChZT_{Cr} zredukowanego. Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej) ChZT_{Cr} zostało zmniejszone o $857,37 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co daje 89,3% całkowitego zredukowanego ChZT_{Cr} . Również w tym przypadku znacznie wolniej zmniejszana była wartość ChZT_{Cr} w warstwie piaskowej, gdzie łącznie w całej warstwie zostało ChZT_{Cr} zmniejszone o $103,51 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$ (co daje 10,7% zredukowanego ChZT_{Cr} w całym filtrze żwirowo-piaskowym). Potwierdza to, że procesy tlenowe powodujące zmniejszanie ChZT_{Cr} zachodzą najintensywniej w górnych warstwach filtru.

Tlen rozpuszczony

Wartość tlenu rozpuszczonego w wodzie zależy od temperatury. Tlen rozpuszczony w ściekach jest istotnym wskaźnikiem i informującym o warunkach, jakie panują w złożu filtracyjnym, a co za tym idzie o procesach jakie mogą zachodzić. W tabeli 40 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia tlenu rozpuszczonego w ściekach dopływających do filtru oraz pobranych z badanych głębokości złoża filtracyjnego „F1”.

Tabela 40. Podstawowe statystyki opisowe wartości tlenu rozpuszczonego w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Table 40. Basic descriptive statistics of oxygen dissolved in sewage from individual treatment stages in the prototype of the modified filter

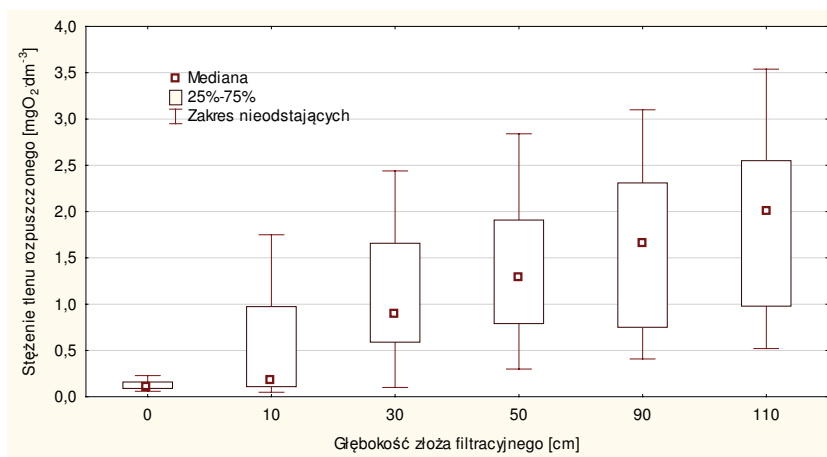
Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie tlenu rozpuszczonego w ściekach na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [$\text{mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	0,12	0,50	1,06	1,35	1,60	1,87
Mediana	m_c	0,10	0,18	0,90	1,30	1,65	2,01
Minimalna	Min	0,06	0,05	0,10	0,30	0,41	0,52
Maksymalna	Max	0,23	1,75	2,44	2,84	3,10	3,54
Odch. stand.	σ	0,05	0,52	0,64	0,67	0,81	0,86
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,38	1,05	0,61	0,50	0,50	0,46
Liczba próbek	N	31,00	28,00	28,00	34,00	27,00	35,00
Dopuszczalna	X_{dop}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Wartość tlenu rozpuszczonego w ściekach wstępnie oczyszczonych dopływających do filtru „F1” była niska i wyniosła $0,12 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co jest wartością typową biorąc pod uwagę wyniki badań innych autorów. Według Palucha i in. [2006] stężenie tlenu rozpuszczonego w ściekach po osadniku gnilnym było w zakresie od $0,3$ do $0,6 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Niskie wartości tlenu rozpuszczonego w ściekach świadczą o procesach beztlenowych jakie zachodzą w osadniku gnilnym. Analizując dane z tabeli 40 można zaobserwować wzrastającą wartość tlenu rozpuszczonego w ściekach przy zwiększaniu się miąższości złoża filtracyjnego. Dla głębokości złoża 10 cm uzyskano średnią wartość tlenu rozpuszczonego równą $0,50 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu przez warstwę żwirową poziom tlenu rozpuszczonego w ściekach wzrósł do $1,35 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, a po przesączeniu przez warstwę piasku wzrósł do średniej wartości $1,87 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$. Można zatem stwierdzić wzrost średniego stężenia tlenu rozpuszczonego w ściekach o $1,70 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, co potwierdza korzystne warunki tlenowe panujące w złożu filtracyjnym. Na taki stan mogły mieć wpływ prze-

wody zamontowane na głębokości posadowienia każdej z warstw filtracyjnych (peszle o średnicy 50 i 100 mm) oraz dodatkowe doprowadzenie powietrza do układu rozprowadzającego ścieki (trzy przewody o średnicy 110 mm).

W dalszej kolejności na rysunku 54 przedstawiono wykres „ramka – wąsy” z zaznaczeniem wartości mediany i kwantyli 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla tlenu rozpuszczonego w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.



Rysunek 54. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia tlenu rozpuszczonego w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra

Figure 54. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for concentration of dissolved oxygen in sewage from individual depths of filter bed of the modified filter prototype

Z rysunku 54 wynika, że nastąpił wyraźny wzrost mediany dla stężenia tlenu rozpuszczonego w ściekach wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Mediana stężenia tlenu rozpuszczonego w ściekach dopływających do złoża wyniosła $0,10 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła $1,35 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła $1,87 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$.

Zawiesina ogólna

Kolejnym badaniem wskaźnikiem była zawiesina ogólna. Jest to wskaźnik należący do grupy podstawowej i jego wartość dopuszczalna w ściekach oczyszczonych jest regulowana w rozporządzeniu z 2006 roku. Zawiesina ogólna jest wskaźnikiem, który wpływa na kolmatację złoża filtracyjnego. W tabeli 41 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe wartości zawiesiny ogólnej

z poszczególnych etapów oczyszczania prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego. Według innych autorów [Asenizacja indywidualna 1982] stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach wstępnie oczyszczonych po osadniku gnilnym waha się w szerokim przedziale od 187,0 mg·dm⁻³ do 610,0 mg·dm⁻³. Badania przeprowadzone przez Ślizowski i Chmielowski [2007] również przedstawiają szeroki zakres wartości od 51,6 mg·dm⁻³ do 258,0 mg·dm⁻³.

Tabela 41. Podstawowe statystyki opisowe wartości zawiesiny ogólnej w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”
Table 41. Basic descriptive statistics of total suspended solids' values from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

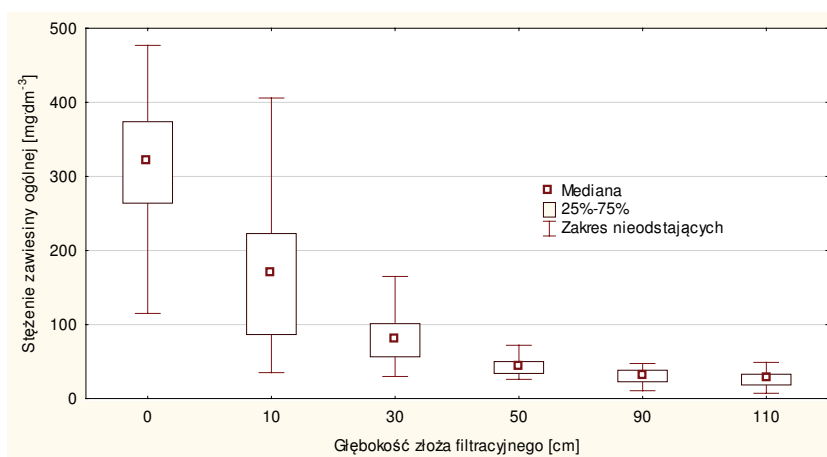
Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [mg·dm ⁻³]						
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa				Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}	110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	314,93	177,26	82,43	43,17	30,89	27,11	
Mediana	m_e	321,40	169,20	79,60	42,30	30,80	27,20	
Minimalna	Min	115,00	35,00	30,00	26,00	10,70	7,20	
Maksymalna	Max	477,00	406,00	165,00	72,00	47,40	48,80	
Odch. stand.	σ	86,29	105,10	30,74	11,15	9,59	10,00	
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,27	0,59	0,37	0,26	0,31	0,37	
Liczba próbek	N	29	28	26	31	27	33	
Dopuszczalna	X_{dop}	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Należy zauważyć (tabela 41) znaczne wartości stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach odpływających z osadnika gnilnego. Przyczyną tego stanu może być zastosowany jednokomorowy osadnik gnilny. Liczba komór wpływa bowiem na ilość zawiesiny w ściekach odpływających z osadnika gnilnego [Kuczewski 1995]. Nie bez znaczenia pozostaje objętość osadnika wynosząca 2 m³. Na odpływie z osadnika gnilnego zastosowano filtr z puzzolany, którego zadaniem było zabezpieczenie przed przedostawaniem się większych zanieczyszczeń z osadnika. Według badań przeprowadzonych przez Boundsa [1997] zastosowanie odpowiednich filtrów może skutecznie zmniejszyć zawiesinę ogólną na poziomie 91%. Analizując zebrane dane średnie stężenie zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do filtru wyniosło 314,93 mg·dm⁻³. Zaobserwowano znaczny spadek stężenia zawiesiny ogólnej już na głębokości 10 cm, gdzie średnie stężenie zawiesiny ogólnej wyniosło 177,26 mg·dm⁻³, a co za tym idzie zmniejszenie tego wskaźnika wyniosło 137,67 mg·dm⁻³, co odpowiada 43,7%

redukcji. Na większych głębokościach złoża filtracyjnego zaobserwowano kolejne zmniejszenia stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach. Warstwa żwirowa prototypu filtru o miąższości 50 cm zmniejszyła średnie stężenie zawiesiny ogólnej do poziomu $43,17 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Tak więc do właściwej warstwy filtracyjnej dopływały ścieki o niskim stężeniu zawiesiny ogólnej. Zatem można stwierdzić, że warstwa żwiru spełnia swoją funkcję i przejmuje znaczną (średnio $271,76 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$) część stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach. Poddając analizie działanie warstwy piaskowej prototypu zmodyfikowanego filtru można zauważyć dalsze zmniejszanie stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach. Po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową zanotowano średnie stężenie zawiesiny ogólnej równe $27,11 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Biorąc pod uwagę wartość dopuszczalną ($50 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$) [Rozporządzenie 2006], należy stwierdzić, że prototyp zmodyfikowanego filtru „F1” działa poprawnie pozwalając na zachowanie ze znacznym marginesem wartości stężenia zawiesiny w ściekach oczyszczonych.

Na rysunku 55 przedstawiono wartości mediany i kwantyle 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.



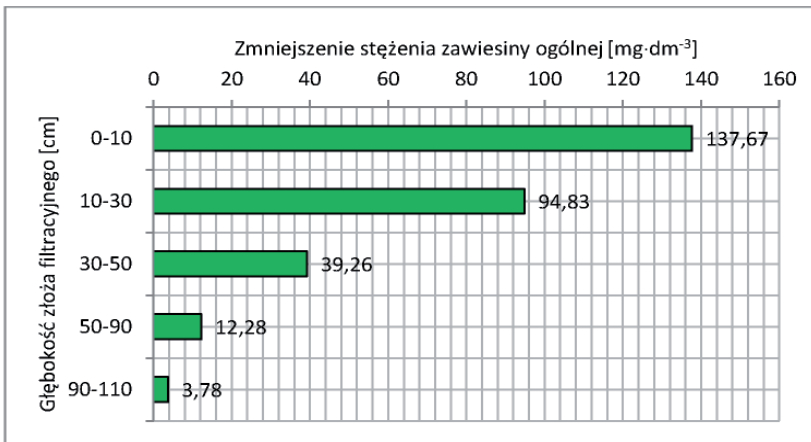
Rysunek 55. Wartości mediany, kwantyle (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru

Figure 55. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for concentration of total suspended solids in sewage from individual depths of filter bed of the modified filter prototype

Na podstawie wartości przedstawionych na rysunku 55 daje się zauważyć wyraźny spadek mediany stężenia zawiesiny ogólnej wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Mediana stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do

złoża wyniosła $321,40 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła $42,30 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła $27,20 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Można zauważyć znacznie większy zakres wartości nieodstających w początkowych warstwach filtru. Świadczy to o tym, że ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego następuje wyraźna stabilizacja wartości zawiesiny ogólnej.

Na rysunku 56 przedstawiono wartości zmniejszenia zawiesiny ogólnej w ściekach na założonych głębokościach prototypu filtru żwirowo-piaskowego „F1”.



Rysunek 56. Wartości zmniejszenia stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach na założonych głębokościach złoża filtru żwirowo-piaskowego „F1”

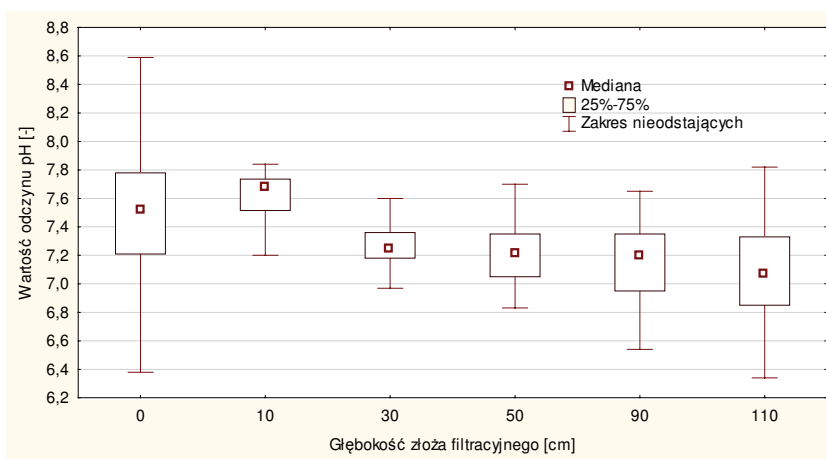
Figure 56. Values of total suspended solids concentration reduction in sewage at the assumed depths of the “F1” gravel and sand filter bed

Poddając analizie dane z rysunku 56 można zauważyć, że największe zmniejszenie stężenia zawiesiny ogólnej nastąpiło w pierwszych warstwach złoża żwirowego. Po przesączeniu ścieków przez warstwę 10 cm, stężenie zawiesiny ogólnej zostało zmniejszone o $137,67 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, co procentowo daje 47,8% całkowitego zredukowanego stężenia zawiesiny ogólnej. Intensywność zmniejszania zawiesiny ogólnej na większych głębokościach spadała i wyniosła odpowiednio $94,83 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$ na 20 cm głębokości warstwy filtracyjnej. Na głębokości od 30 do 50 cm zostało zmniejszone stężenie zawiesiny ogólnej o $39,26 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, co odpowiada 13,6% całkowitego zredukowanego stężenia zawiesiny ogólnej. Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej) stężenie zawiesiny ogólnej zostało zmniejszone o $271,76 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$, co daje 94,3% całkowitego zredukowanego stężenia zawiesiny ogólnej. Znacznie wolniej zmniejszane było stężenie zawiesiny ogólnej w warstwie piaskowej, gdzie łącznie w całej war-

stwie zostało zmniejszone o $16,06 \text{ mgO}_2 \cdot \text{dm}^{-3}$, (co daje 5,7% zredukowanego stężenia zawiesiny ogólnej w całym filtrze żwirowo-piaskowym). Świadczy to o tym, że zatrzymywanie zawieszin ogólnych następuje w wierzchnich warstwach złoża. Taki układ warstw filtracyjnych pozwala zabezpieczyć właściwą warstwę filtracyjną przed zanieczyszczeniami, które mogłyby przyczynić się do kolmatacji tej warstwy.

Odczyn pH

W dalszej kolejności na rysunku 57 przedstawiono wartości mediany, kwantyle 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla odczynu pH w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.



Rysunek 57. Wartości mediany, kwantyle (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla wartości odczynu pH ścieków z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”
Figure 57. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for pH of sewage from individual depths of filter bed of “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Na podstawie wartości z rysunku 57 można zauważyć spadek mediany dla wartości odczynu pH w ściekach wraz z głębokością złoża filtracyjnego (licząc od głębokości złoża 10 cm). Mediana wartości odczynu pH w ściekach dopływających do złoża wyniosła 7,51, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła 7,21 natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła 7,06.

Fosfor ogólny

Oprócz analizy wskaźników podstawowych, przeprowadzono ją również dla wskaźników z grupy eutroficznej. Jednym z nich jest fosfor ogólny, który jest decydujący w zachodzących procesach eutrofizacji w wodach powierzchniowych. Zawartość fosforu ogólnego w ściekach miejskich według badań przeprowadzonych przez Bernacką i in [1995] może wynosić od 4-15 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy z małych osiedli może dochodzić do 20 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Nieco większe wartości fosforu ogólnego podaje Józwiakowski [2012] na podstawie badań przeprowadzonych w województwie lubelskim (od 29,6 do 46,4 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$). Skarbek [1996] w ściekach dopływających do gruntowo roślinnej oczyszczalni ścieków w miejscowościach Niesków stwierdził średnią wartość na poziomie 39,5 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$.

W tabeli 42 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia fosforu ogólnego w ściekach dopływających do filtru oraz oczyszczonych z badanych głębokości złoża filtracyjnego „F1”.

Tabela 42. Podstawowe statystyki opisowe stężenia fosforu ogólnego w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Table 42. Basic descriptive statistics of total phosphorus concentrations from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

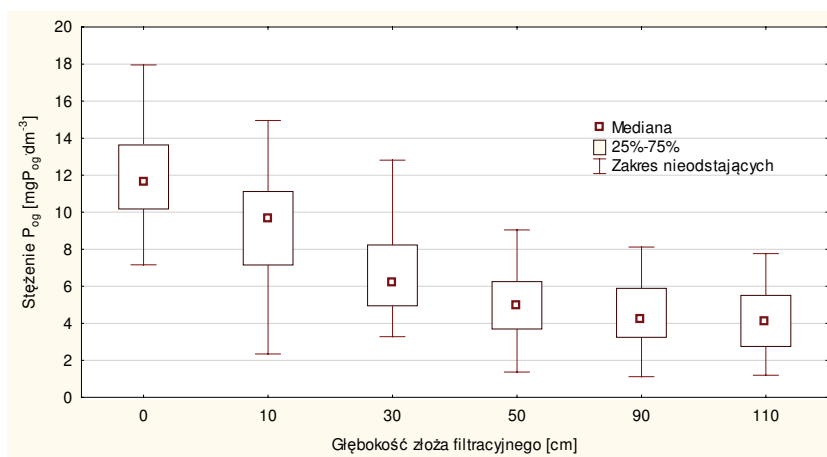
Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie fosforu ogólnego w ściekach na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [$\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$]						
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa				Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}	110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	11,94	9,28	6,88	5,08	4,40	4,20	
Mediana	m_e	11,65	9,65	6,21	5,00	4,18	4,07	
Minimalna	Min	7,16	2,35	3,28	1,37	1,12	1,20	
Maksymalna	Max	17,95	14,96	12,81	9,05	8,12	7,77	
Odch. stand.	σ	2,49	3,24	2,40	2,06	1,66	1,68	
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,21	0,35	0,35	0,41	0,38	0,40	
Liczba próbek	N	32	27	28	34	27	35	

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Analizując dane (tabela 42) można zauważyć, że średnie stężenie fosforu ogólnego w ściekach dopływających do filtru „F1” wyniosło 11,94 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Zaobserwowano spadek stężenia fosforu ogólnego już na głębokości 10 cm, gdzie średnie stężenie fosforu ogólnego wyniosło 9,28 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Na większych głębokościach złoża filtracyjnego zaobserwowano kolejne zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego w ściekach. Warstwa żwirowa prototypu filtru o miąższości 50 cm zmniejszyła średnie stężenie fosforu ogólnego do poziomu

5,08 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Tak więc do właściwej warstwy filtracyjnej dopływały ścieki o niskim stężeniu fosforu ogólnego. Zatem można stwierdzić, że warstwa żwiru spełnia swoją funkcję i przejmuje znaczną część stężenia fosforu ogólnego w ściekach. Poddając analizie działanie warstwy piaskowej prototypu zmodyfikowanego filtru można zauważyć dalsze zmniejszanie stężenia fosforu ogólnego w ściekach. Po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową zanotowano średnie stężenie fosforu ogólnego równe 4,20 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Na warstwie piaskowej zaobserwowano stosunkowo niewielki spadek stężenia fosforu ogólnego (średnio 0,88 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$).

Na rysunku 58 przedstawiono graficzny obraz wartości mediany i kwantyli 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla stężenia fosforu ogólnego w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.

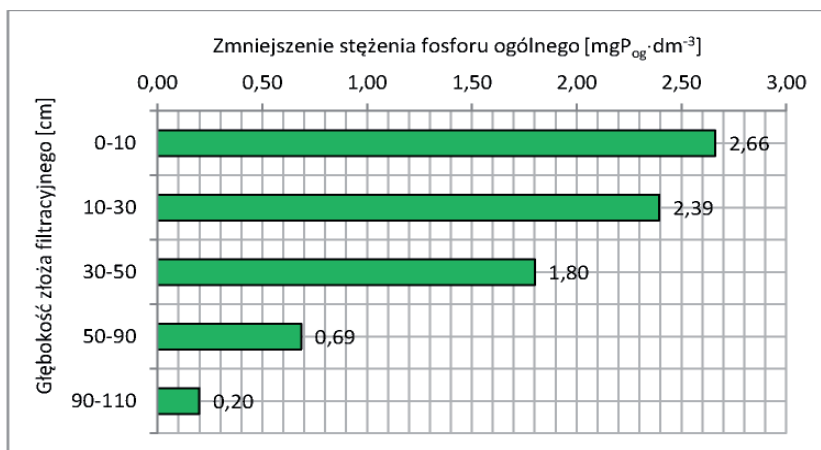


Rysunek 58. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia fosforu ogólnego w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru

Figure 58. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for total phosphorus concentration in sewage from individual depths of filter bed of the modified filter prototype

Analizując wartości przedstawionych na rysunku 58 daje się zauważyć wyraźny spadek mediany stężenia fosforu ogólnego wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Mediana stężenia fosforu ogólnego w ściekach dopływających do złoża wyniosła 11,65 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła 5,00 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła 4,07 $\text{mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$.

Na rysunku 59 przedstawiono wartości zmniejszenia fosforu ogólnego w ściekach na założonych głębokościach prototypu filtru.

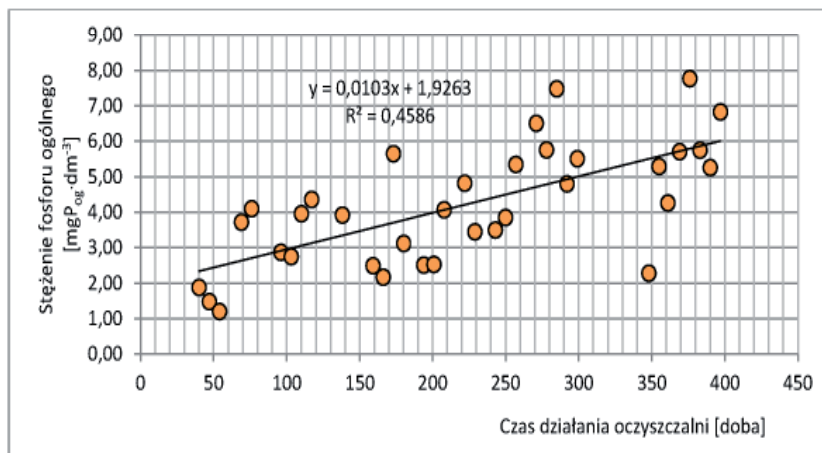


Rysunek 59. Wartości zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego w ściekach na założonych głębokościach złoża filtru

Figure 59. Values of total phosphorus concentration reduction in sewage at the assumed depths of the filter bed

Na podstawie danych z rysunku 59 można zauważyć, że największe zmniejszenie fosforu ogólnego nastąpiło w pierwszych warstwach złoża żwirowego. Po przesączeniu ścieków przez warstwę 10 cm warstwę stężenie fosforu ogólnego zostało zmniejszone o $2,66 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co procentowo daje 34,4% całkowitego zredukowanego stężenia fosforu ogólnego. Redukcja stężenia fosforu ogólnego na większych głębokościach spadała i wyniosła odpowiednio $2,39 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$ na 20 cm grubości warstwy filtracyjnej. Na głębokości od 30 do 50 cm zostało zmniejszone stężenie fosforu ogólnego o $1,80 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co odpowiada 23,3% całkowitego zredukowanego stężenia fosforu ogólnego. Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej) stężenie fosforu ogólnego zostało zmniejszone o $6,86 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co daje 88,6% całkowitego zredukowanego stężenia fosforu ogólnego. W warstwie piaskowej łącznie w całej warstwie stężenie fosforu ogólnego zostało zmniejszone o $0,88 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, (co daje 11,4% zredukowanego stężenia fosforu ogólnego w całym filtrze żwirowo-piaskowym). Fosfor ogólny mógł być zatrzymywany razem z zawiesiną ogólną w powierzchniowych warstwach złoża filtracyjnego. Taki układ warstw filtracyjnych pozwala zabezpieczyć właściwą warstwę filtracyjną przed zanieczyszczeniami, które mogłyby przyczynić się do kolmatacji tej warstwy. Według Józwiakowskiego [2012] średnie stężenie fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych z oczyszczalni hydrobotanicznej o przepływie pionowym wyniosło $4,8 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Jest to wartość porównywalna do uzyskanej w prototypie „F1”.

W dalszej kolejności przedstawiono (rysunek 60) stężenie fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych w ciągu badanego okresu.



Rysunek 60. Trend zmian stężenia fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych (po 110 cm) w czasie eksploatacji prototypu filtra „F1”

Figure 60. The change trend of total phosphorus concentration in sewage treated (after 110 cm) during the exploitation of the “F1” filter prototype

Na podstawie danych zawartych na rysunku 60 można zaobserwować wzrost stężenia fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych w filtrze „F1” wraz z upływem czasu eksploatacji. Na początku eksploatacji stężenie fosforu kształtowało się poniżej $2 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy na końcu eksperymentu stężenie fosforu ogólnego wyniosło powyżej $5 \text{ mgP}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Przyczyną tego stanu może być zmniejszanie się kompleksu sorpcyjnego złoża filtracyjnego w miarę upływu czasu eksploatacji zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”.

Azot amonowy N-NH_4

W dalszej kolejności przedstawiono formy azotu (azot amonowy, azot organiczny, azot całkowity Kjeldahla, azot azotynowy, azot azotanowy, azot ogólny) zawarte w ściekach dopływających i odpływających z filtra „F1”. Azot amonowy jest dominującą formą azotu w surowych ściekach bytowych. Według Józwiakowskiego [2012] azot amonowy w ściekach stanowił od 75 do 77% azotu ogólnego. Liczne badania [Hus 1993, Krzanowski Wałęga 2007, Paluch i in. 2006, Kuczewski 1995, Skarbek 1996, Kuczewski i in. 2004, Pawęska i Kuczewski 2008] pokazują, że stężenie azotu amonowego w ściekach może być bardzo zróżnicowane i przyjmować wartości od $17,6$ do $156 \text{ mgN-NH}_4 \cdot \text{dm}^{-3}$. W tabeli 43 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu amonowego w ściekach dopływających do filtra oraz oczyszczonych z badanych głębokości złoża filtracyjnego „F1”.

Tabela 43. Podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu amonowego w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”
Table 43. Basic descriptive statistics of ammonium nitrogen concentrations from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie azotu amonowego w ściekach na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [mgN-NH ₄ ·dm ⁻³]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	109,30	95,13	33,07	16,77	11,87	7,86
Mediana	m _e	111,60	98,63	28,93	16,60	11,20	6,85
Minimalna	Min	52,40	34,80	2,65	0,05	1,80	0,01
Maksymalna	Max	156,60	138,45	92,90	33,50	24,90	22,80
Odch. stand.	σ	25,73	29,04	21,64	10,41	5,58	5,80
Wsp. zmien.	V _{zm}	0,24	0,31	0,65	0,62	0,47	0,74
Liczba próbek	N	35,00	28,00	28,00	34,00	27,00	35,00

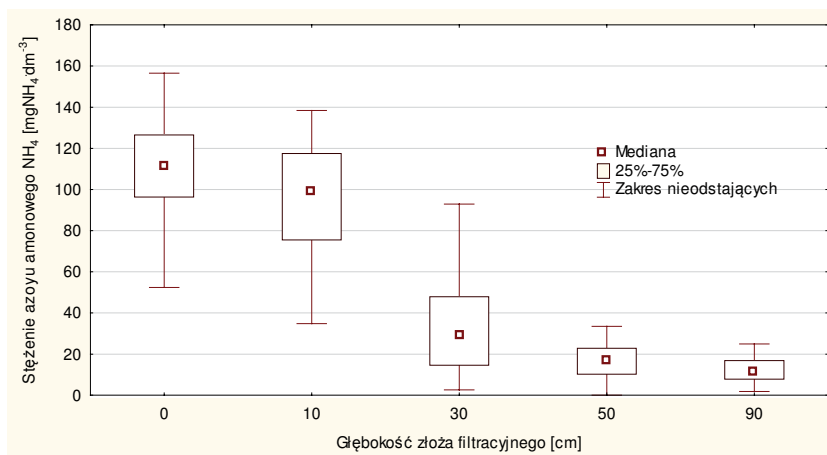
^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Analizując dane z tabeli 43 można zauważyć, że średnie stężenie azotu amonowego w ściekach dopływających do filtru „F1” wyniosło 109,30 mgN-NH₄·dm⁻³. Stwierdzono spadek stężenia azotu amonowego już na głębokości 10 cm, gdzie średnie stężenie azotu amonowego wyniosło 95,13 mgN-NH₄·dm⁻³. Przy większych głębokościach złoża filtracyjnego zaobserwowano kolejne zmniejszenia stężenia azotu amonowego w ściekach. Warstwa żwirowa prototypu filtru o miąższości 50 cm zmniejszyła średnie stężenie azotu amonowego do poziomu 16,77 mgN-NH₄·dm⁻³. Do właściwej warstwy filtracyjnej dopływały ścieki o stosunkowo niskim stężeniu azotu amonowego. Zatem można stwierdzić, że warstwa żwiru spełnia swoją funkcję i usuwa znaczną część stężenia azotu amonowego w ściekach. Analizując działanie warstwy piaskowej prototypu zmodyfikowanego filtru można zauważyć dalsze zmniejszanie stężenia azotu amonowego w ściekach. Po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową określono średnie stężenie azotu amonowego na poziomie 7,86 mgN-NH₄·dm⁻³. Na warstwie piaskowej zaobserwowano stosunkowo niewielki spadek stężenia azotu amonowego (średnio 8,91 mgN-NH₄·dm⁻³).

Na rysunku 61 przedstawiono graficzny obraz wartości mediany i kwantyli 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla stężenia azotu amonowego w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.

Na podstawie wartości przedstawionych na rysunku 61 można zauważyć wyraźnie zmniejszające się wartości mediany stężenia azotu amonowego w ściekach przy zadanych głębokościach złoża filtracyjnego. Mediana stężenia azotu amonowego w ściekach dopływających do złoża wyniosła 111,60 mgN-NH₄·dm⁻³,

podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła jedynie $16,60 \text{ mgN-NH}_4\cdot\text{dm}^{-3}$, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła $6,85 \text{ mgN-NH}_4\cdot\text{dm}^{-3}$. Należy zauważyć znacznie większy zakres wartości nieodstających w początkowych warstwach filtru. Świadczy to o tym, że ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego następuje wyraźna stabilizacja wartości azotu amonowego.

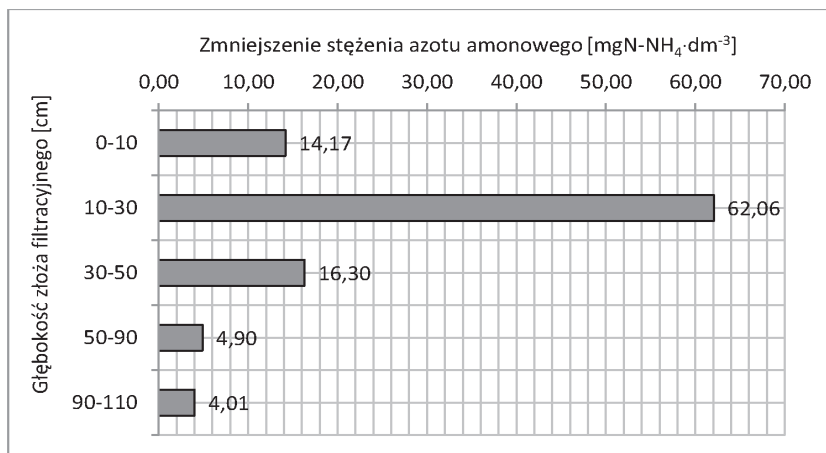


Rysunek 61. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia azotu amonowego N-NH_4 w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru

Figure 61. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for ammonium nitrogen N-NH_4 concentration in sewage from individual depths of filter bed of the modified filter prototype

W dalszej kolejności przedstawiono (rysunek 62) zmniejszenie stężenia azotu amonowego na założonych głębokościach prototypu filtru „F1”.

Podając analizie dane z rysunku 62 można zauważyć, że w warstwie od 10 cm do 30 cm złoża żwirowego występowała największa redukcja stężenia azotu amonowego ($62,06 \text{ mgN-NH}_4\cdot\text{dm}^{-3}$). Na głębokości 10 cm stężenie azotu amonowego zostało zmniejszone o $14,17 \text{ mgN-NH}_4\cdot\text{dm}^{-3}$, co procentowo daje 14,7% całkowitego zredukowanego azotu amonowego na złożu filtracyjnym. Na większych głębokościach złoża nastąpił wyraźnie mniejszy spadek stężenia azotu amonowego. Na głębokości od 30 do 50 cm stężenie azotu amonowego zostało zmniejszone już tylko $16,30 \text{ mgN-NH}_4\cdot\text{dm}^{-3}$ (16,1% całkowitego zredukowanego azotu amonowego). Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej) stężenie azotu amonowego zostało zmniejszone o $92,53 \text{ mgN-NH}_4\cdot\text{dm}^{-3}$, co daje 91,3% całkowitego zredukowanego azotu amonowego. W warstwie piaskowej stężenie azotu amonowego zostało zmniejszone o $8,91 \text{ mgN-NH}_4\cdot\text{dm}^{-3}$ (co daje 8,7% zredukowanego azotu amonowego w całym filtrze żwirowo-piaskowym).



Rysunek 62. Zmniejszenie stężenia azotu amonowego na założonych głębokościach złoża filtra żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 62. Values of ammonium nitrogen concentration reduction at the assumed depths of the “F1” gravel and sand filter bed

Azot organiczny N_{org}

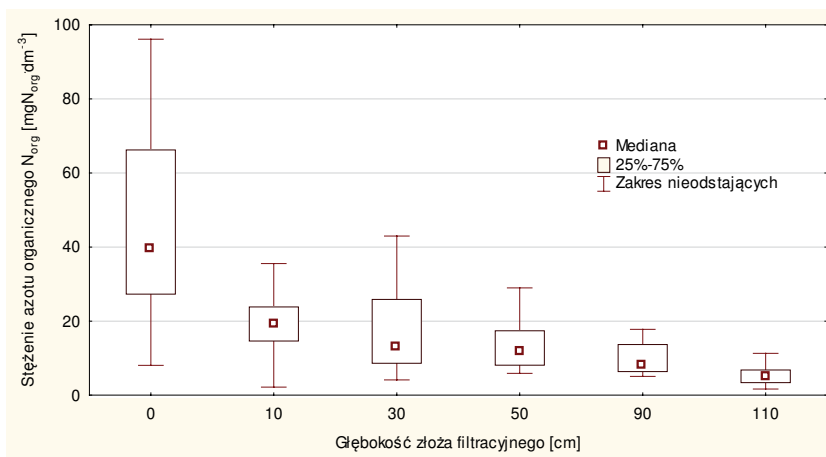
Kolejnym badanym wskaźnikiem był azot organiczny. Łącznie z azotem amonowym stanowią całkowity azot Kjeldahla. W tabeli 44 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu organicznego z poszczególnych etapów oczyszczania prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego.

Analizując zebrane dane (tabela 44) należy stwierdzić, że średnie stężenie azotu organicznego w ściekach dopływających do filtra wyniosło $45,49 \text{ mgN}_{org} \cdot \text{dm}^{-3}$. Zaobserwowano znaczny spadek stężenia azotu organicznego już na głębokości 10 cm, gdzie średnie stężenie wyniosło $19,15 \text{ mgN}_{org} \cdot \text{dm}^{-3}$, co odpowiada 57,9% redukcji. Na większych głębokościach złoża filtracyjnego zaobserwowano kolejne zmniejszenia stężenia azotu organicznego w ściekach, ale już w znacznie mniejszym stopniu. Warstwa żwirowa prototypu filtra o miąższości 50 cm zmniejszyła średnie stężenie azotu organicznego do poziomu $13,78 \text{ mgN}_{org} \cdot \text{dm}^{-3}$. Do właściwej warstwy filtracyjnej dopływały ścieki o stosunkowo niskim stężeniu azotu organicznego. Zatem można stwierdzić, że warstwa żwiru spełniła swoją funkcję i przejęła znaczną (średnio $31,71 \text{ mgN}_{org} \cdot \text{dm}^{-3}$) część stężenia azotu organicznego. Poddając analizie działanie warstwy piaskowej prototypu zmodyfikowanego filtra można zauważyć dalsze zmniejszanie stężenia azotu organicznego w ściekach. Po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową zanotowano średnie stężenie azotu organicznego równe $5,19 \text{ mgN}_{org} \cdot \text{dm}^{-3}$. Na rysunku 63 przedstawiono wartości mediany i kwantyle 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla stężenia azotu organicznego w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.

Tabela 44. Podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu organicznego w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”
Table 44. Basic descriptive statistics of organic nitrogen concentrations from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie azotu organicznego w ściekach na zadanych głębokościach filtra żwirowo-piaskowego „F1” [$\text{mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	45,49	19,15	17,16	13,78	9,59	5,19
Mediana	m_e	39,83	18,92	13,09	11,71	7,72	4,84
Minimalna	Min	8,04	2,21	4,12	5,89	5,07	1,68
Maksymalna	Max	96,15	35,54	42,95	29,00	17,77	11,30
Odch. stand.	σ	24,06	7,69	11,20	6,66	4,00	2,42
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,53	0,40	0,65	0,48	0,42	0,47
Liczba próbek	N	34,00	28,00	28,00	34,00	34,00	34,00

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtra) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtra)



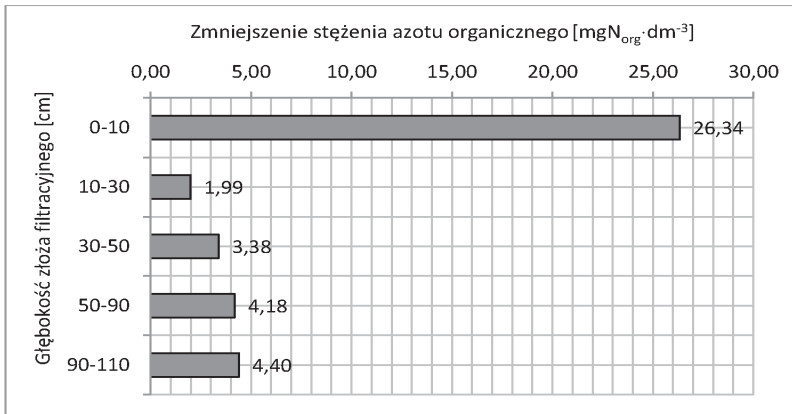
Rysunek 63. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia azotu organicznego w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 63. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for organic nitrogen concentration in sewage from individual depths of filter bed of the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Biorąc pod uwagę wartości przedstawione na rysunku 63 daje się zauważyć spadek mediany stężenia azotu organicznego wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Sytuacja ta dotyczy zwłaszcza pierwszych 10 cm głębokości złoża.

Mediana stężenia azotu organicznego w ściekach dopływających do złoża wyniosła $39,83 \text{ mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła $11,71 \text{ mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła $4,84 \text{ mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$.

Na rysunku 64 przedstawiono zmniejszenie fosforu ogólnego w ściekach na założonych głębokościach prototypu filtru żwirowo-piaskowego „F1”.



Rysunek 64. Zmniejszenie stężenia azotu organicznego w ściekach na założonych głębokościach złoża filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 64. Values of organic nitrogen concentration reduction in sewage at the assumed depths of the “F1” gravel and sand filter bed

Na podstawie danych z rysunku 64 można zauważyć, że największe zmniejszenie azotu organicznego nastąpiło w pierwszych 10 cm złoża żwirowego. Po przesączeniu ścieków przez warstwę 10 cm stężenie azotu organicznego zostało zmniejszone o $26,34 \text{ mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co procentowo daje 65,4% całkowitego zredukowanego azotu organicznego. Intensywność zmniejszania stężenia azotu organicznego na większych głębokościach była znacznie mniejsza. Na głębokości od 30 do 50 cm zostało zmniejszone stężenie azotu organicznego o $1,99 \text{ mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$, odpowiada to 4,9% całkowitego zredukowanego azotu organicznego. Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej) stężenie azotu organicznego zostało zmniejszone o $31,71 \text{ mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co dało 88,6% całkowitego zredukowanego azotu organicznego. W warstwie piaskowej stężenie azotu organicznego łącznie zostało zmniejszone o $8,58 \text{ mgN}_{\text{org}} \cdot \text{dm}^{-3}$ (co daje 21,3% zredukowanego azotu organicznego w całym filtrze żwirowo-piaskowym).

Azot całkowity Kjeldahla N_{KJ}

Azot całkowity Kjeldahla to azot wchodzący w skład związków amonowych oraz azotowych związków organicznych, które stosunkowo łatwo jest przekształcić w związki amonowe. W tabeli 45 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu całkowitego Kjeldahla z poszczególnych etapów oczyszczania prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego.

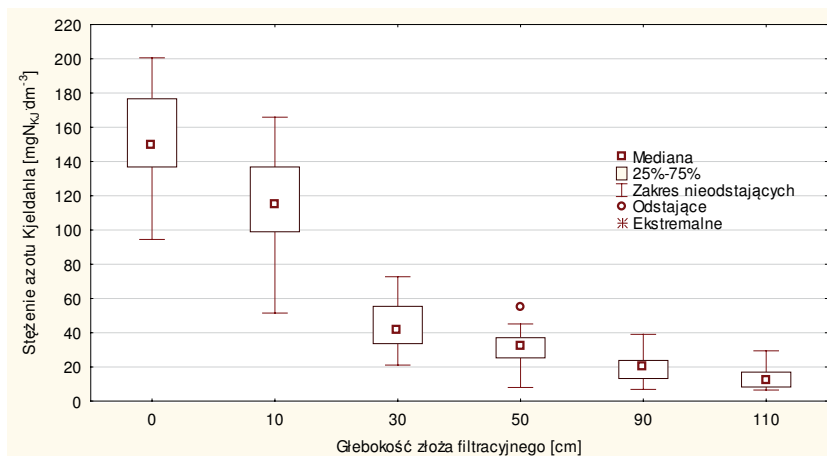
Tabela 45. Podstawowe statystyki opisowe wartości azotu całkowitego Kjeldahla N_{KJ} w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”
Table 45. Basic descriptive statistics of total Kjeldahl nitrogen N_{KJ} concentrations from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie azotu Kjeldahla w ściekach na zadanych głębokościach filtra żwirowo-piaskowego „F1” [$\text{mgN}_{KJ}\cdot\text{dm}^{-3}$]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	153,49	114,28	45,33	30,55	19,02	13,29
Mediana	m_e	149,57	115,15	41,88	31,47	19,60	12,10
Minimalna	Min	94,44	51,50	21,12	8,00	6,89	6,55
Maksymalna	Max	200,60	165,90	72,70	55,32	39,09	29,46
Odch. stand.	σ	25,53	30,49	13,68	9,90	7,98	5,74
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,17	0,27	0,30	0,32	0,42	0,43
Liczba próbek	N	35	28	26	34	34	34

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Poddając analizie dane zebrane w tabeli 45 można zauważyć, że średnie stężenie azotu Kjeldahla w ściekach dopływających do filtru „F1” wyniosło $153,49 \text{ mgN}_{KJ}\cdot\text{dm}^{-3}$. Można zaobserwować spadek stężenia azotu Kjeldahla już na głębokości 10 cm, gdzie średnie stężenie wyniosło $114,28 \text{ mgN}_{KJ}\cdot\text{dm}^{-3}$, co odpowiada 25,5% redukcji. Na kolejnej badanej głębokości (30 cm) zaobserwowano obniżenie średniej wartości azotu Kjeldahla do poziomu $50,23 \text{ mgN}_{KJ}\cdot\text{dm}^{-3}$. Na większych głębokościach złoża filtracyjnego zaobserwowano kolejne zmniejszenia stężenia azotu Kjeldahla w ściekach, ale już w znacznie mniejszym stopniu. Warstwa żwirowa prototypu filtru o miąższości 50 cm zmniejszyła średnie stężenie azotu Kjeldahla do poziomu $30,55 \text{ mgN}_{KJ}\cdot\text{dm}^{-3}$. Do właściwej warstwy filtracyjnej dopływały ścieki o stosunkowo niskim stężeniu azotu Kjeldahla. Stwierdzić można, że warstwa żwiru spełniła swoją funkcję i przejęła znaczną (średnio $122,94 \text{ mgN}_{KJ}\cdot\text{dm}^{-3}$) część stężenia azotu Kjeldahla. Poddając analizie działanie warstwy piaskowej prototypu zmodyfikowanego filtru można zauważyć dalsze zmniejszanie stężenia azotu Kjeldahla w ściekach. Po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową zanotowano średnie stężenie azotu Kjeldahla na poziomie $13,29 \text{ mgN}_{KJ}\cdot\text{dm}^{-3}$.

Na rysunku 65 przedstawiono wykres przedstawiający graficzny obraz wartości mediany i kwantyli 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla stężenia azotu Kjeldahla w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.



Rysunek 65. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia azotu Kjeldahla w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”

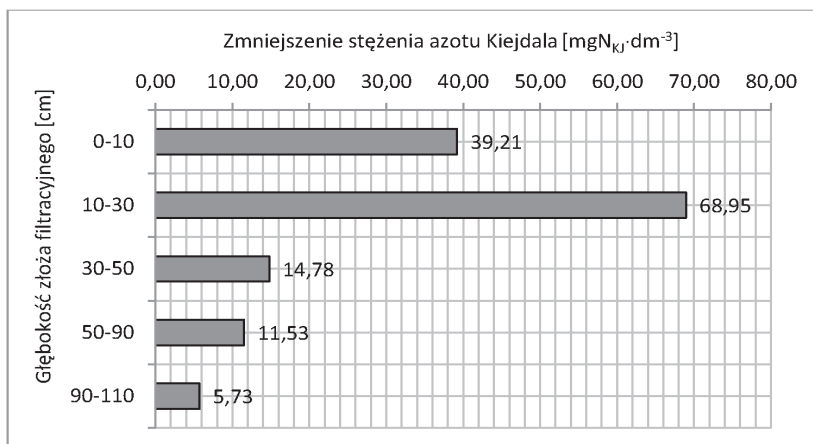
Figure 65. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for Kjeldahl nitrogen concentration in sewage from individual depths of filter bed of the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Analizując wartości przedstawione na rysunku 65 daje się zauważyć spadek mediany stężenia azotu Kjeldahla wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Sytuacja ta dotyczy zwłaszcza pierwszych 30 cm głębokości złoża. Mediana stężenia azotu Kjeldahla w ściekach dopływających do złoża wyniosła $149,57 \text{ mgN}_{\text{KJ}}\cdot\text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła $31,47 \text{ mgN}_{\text{KJ}}\cdot\text{dm}^{-3}$ a dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła $12,10 \text{ mgN}_{\text{KJ}}\cdot\text{dm}^{-3}$.

Na rysunku 66 przedstawiono zmniejszenie azotu Kjeldahla w ściekach na założonych głębokościach prototypu filtra żwirowo-piaskowego „F1”.

Analizując dane z rysunku 66 można zauważyć, że największe zmniejszenie azotu Kjeldahla nastąpiło w pierwszych 30 cm złoża żwirowego. Po przesączeniu ścieków przez 10 cm warstwę stężenie azotu Kjeldahla zostało zmniejszone o $39,21 \text{ mgN}_{\text{KJ}}\cdot\text{dm}^{-3}$ co procentowo daje 28,0% całkowitego zredukowanego azotu Kjeldahla. Na głębokości od 30 do 50 cm zostało zmniejszone stężenie azotu Kjeldahla o $68,95 \text{ mgN}_{\text{KJ}}\cdot\text{dm}^{-3}$, odpowiada to 49,2% całkowitego zredukowanego azotu Kjeldahla. Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej)

stężenie azotu Kjeldahla zostało zmniejszone o 122,94 $\text{mgN}_{\text{KJ}}\cdot\text{dm}^{-3}$, co dało 87,7% całkowitego zredukowanego azotu Kjeldahla. W warstwie piaskowej stężenie azotu Kjeldahla łącznie zostało zmniejszone o 17,26 $\text{mgN}_{\text{KJ}}\cdot\text{dm}^{-3}$ (co daje 12,3% zredukowanego azotu Kjeldahla w całym filtrze żwirowo-piaskowym).



Rysunek 66. Zmniejszenie stężenia azotu Kjeldahla w ściekach na założonych głębokościach złoża filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 66. Values of Kjeldahl nitrogen concentration reduction in sewage at the assumed depths of the “F1” gravel and sand filter bed

Azot azotynowy N-NO_2

Azot azotynowy N-NO_2 jest to krótkotrwała forma azotu występująca w ściekach w niewielkich stężeniach. Łącznie z azotem azotynowym stanowią tlenowe formy azotu. Według innych autorów [Józwiakowski 2012] stężenie azotu azotynowego w ściekach wstępnie oczyszczonych po osadniku gnilnym jest niskie i nie przekracza $1,0 \text{ mgN-NO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$. Pawęska i Kuczewski [2008] podają, że łączne stężenie N-NO_2 i N-NO_3 wyniosło $0,62 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}$. Według badań Niżyńskiej [2004] eksploatacja nieszczelnych szamb może być przyczyną podwyższonego stężenia azotanów w wodach podziemnych. W tabeli 46 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu azotynowego z poszczególnych etapów oczyszczania prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego.

Tabela 46. Podstawowe statystyki opisowe wartości azotu azotynowego N-NO₂ w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”**Table 46.** Basic descriptive statistics of nitrite nitrogen N-NO₂ concentrations from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

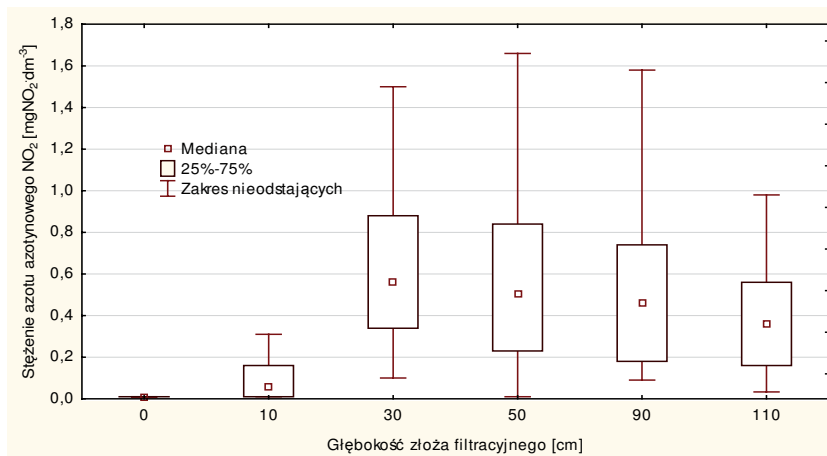
Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie azotu N-NO ₂ w ściekach na zadanych głębokościach filtra żwirowo-piaskowego „F1” [mgN-NO ₂ ·dm ⁻³]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	0,01	0,10	0,66	0,58	0,53	0,37
Mediana	m _e	0,01	0,06	0,57	0,51	0,46	0,36
Minimalna	Min	0,01	0,00	0,10	0,01	0,09	0,03
Maksymalna	Max	0,01	0,31	1,50	1,66	1,58	0,98
Odch. stand.	σ	0,00	0,11	0,44	0,45	0,38	0,24
Wsp. zmien.	V _{zm}	0,00	1,10	0,66	0,77	0,72	0,64
Liczba próbek	N	35	28	28	34	27	35

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtra) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtra)

Biorąc pod uwagę zebrane dane (tabela 46) można stwierdzić, że średnie stężenie azotu azotynowego w ściekach dopływających do filtra było bardzo niskie i wyniosło 0,01 mgN-NO₂·dm⁻³. Na kolejnych głębokościach złoża filtracyjnego zaobserwowano większe wartości stężenia azotu azotynowego w ściekach. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową o miąższości 50 cm stwierdzono średnią wartość azotu azotynowego wynoszącą 0,58 mgN-NO₂·dm⁻³. Po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową zanotowano średnie stężenie azotu azotynowego równe 0,37 mgN-NO₂·dm⁻³.

Na rysunku 67 przedstawiono wykres ramka – wąsy przedstawiający graficzny obraz wartości mediany i kwantyli 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla stężenia azotu azotynowego N-NO₂ w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.

Na podstawie wartości przedstawionych na rysunku 67 daje się zauważyć wzrost mediany stężenia azotu azotynowego w początkowych głębokościach złoża filtracyjnego (do głębokości 30 cm). Mediana stężenia azotu azotynowego w ściekach po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła 0,58 mgN-NO₂·dm⁻³, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła 0,36 mgN-NO₂·dm⁻³.



Rysunek 67. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia azotu azotynowego w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra

Figure 67. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for nitrite nitrogen concentration in sewage from individual depths of filter bed of the modified filter prototype

Azot azotanowy N-NO₃

Kolejnym badaniem wskaźnikiem był azot azotanowy N-NO₃. W tabeli 47 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu azotanowego z poszczególnych etapów oczyszczania prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego.

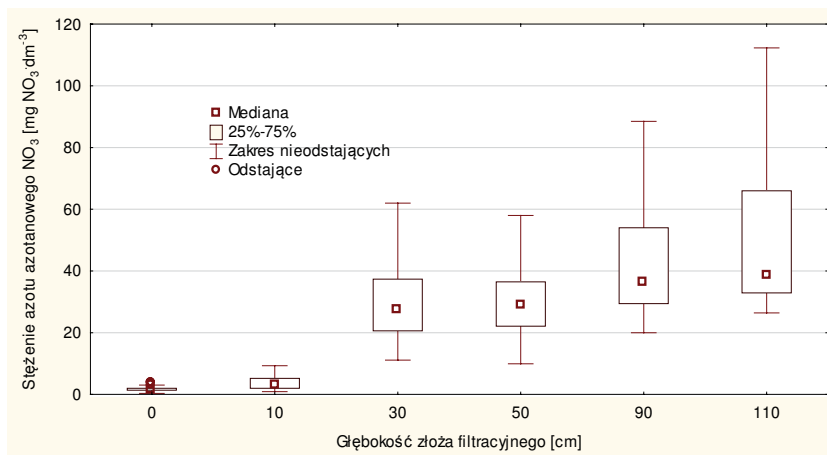
Poddając analizie zebrane dane (tabela 47) można stwierdzić, że średnie stężenie azotu azotanowego w ściekach dopływających do filtra „F1” wyniosło 1,82 mgN-NO₃·dm⁻³. Świadczy to o warunkach beztlenowych jakie panują w osadniku gnilnym. Można zaobserwować wzrost stężenia azotu azotanowego, zwłaszcza na głębokości 30 cm, gdzie średnie stężenie wyniosło 29,71 mgN-NO₃·dm⁻³. Na kolejnej badanej głębokości (50 cm) zaobserwowano wzrost średniej wartości azotu azotanowego do poziomu 30,03 mgN-NO₃·dm⁻³. Poddając analizie działanie warstwy piaskowej prototypu zmodyfikowanego filtra można zauważyć dalsze zwiększanie stężenia azotu azotanowego w ściekach. Po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową zanotowano średnie stężenie azotu azotanowego na poziomie 47,65 mgN-NO₃·dm⁻³.

Rysunek 68 przedstawia wartości mediany i kwantyli 25% i 75% wraz z zakresem wartości nieodstających dla stężenia azotu azotanowego N-NO₃ w ściekach na zadanych głębokościach złoża filtracyjnego.

Tabela 47. Podstawowe statystyki opisowe wartości azotu azotanowego N-NO₃ w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”
Table 47. Basic descriptive statistics of nitrate nitrogen N-NO₃ concentrations from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie azotu N-NO ₃ w ściekach na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [mgN-NO ₃ ·dm ⁻³]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	1,82	3,72	29,71	30,03	42,79	47,65
Mediana	m_e	1,69	3,18	27,32	28,84	36,21	38,82
Minimalna	Min	0,35	0,89	11,14	9,92	19,99	26,40
Maksymalna	Max	3,93	9,34	62,00	58,00	88,51	112,29
Odch. stand.	σ	0,75	2,30	13,07	11,75	19,95	22,42
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,41	0,62	0,44	0,39	0,47	0,47
Liczba próbek	N	35,00	28,00	28,00	34,00	27,00	35,00

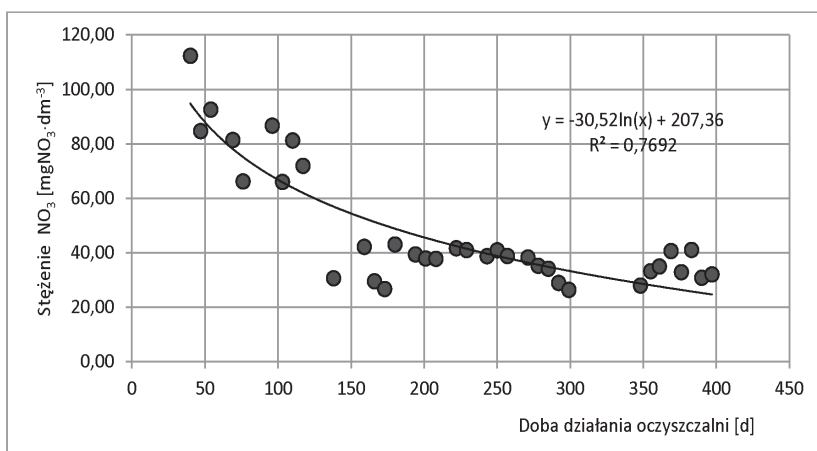
^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)



Rysunek 68. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia azotu azotanowego N-NO₃ w ściekach z poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”
Figure 68. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for nitrate nitrogen N-NO₃ concentration in sewage from individual depths of filter bed of the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Na podstawie przeprowadzonych badań na rysunku 68 stwierdzono wzrost stężenia azotu azotanowego na głębokości 30 cm złoża żwirowego. Stężenie N-NO₃ wzrastało na kolejnych głębokościach do wartości 47,65 mgN-NO₃·dm⁻³ przy głębokości 110 cm. Świadczy to o intensywnie zachodzących procesach przemiany azotu amonowego do azotu azotanowego w warunkach tlenowych. Można sądzić, że w złożu panują korzystne warunki tlenowe sprzyjające przemianom form azotu w procesie nityfikacji.

Na rysunku 69 przedstawiono tendencje zmian stężenia azotu azotanowego w czasie eksploatacji zmodyfikowanego złoża żwirowo-piaskowego „F1”.



Rysunek 69. Tendencja zmian stężenia N-NO₃ w ściekach oczyszczonych w czasie eksploatacji oczyszczalni

Figure 69. The change trend of N-NO₃ concentration in sewage treated during the treatment plant operation

Biorąc pod uwagę czas działania prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego daje się zauważyć zmniejszające się wartości azotu azotanowego. Wyraźne obniżenie stężenia N-NO₃ zanotowano od 138 doby działania prototypu „F1”, gdzie uzyskano stężenie azotu azotanowego na poziomie 30,64 mgN-NO₃·dm⁻³. Dopasowano linię trendu o typie logarytmicznym. Współczynnik korelacji wyniósł $R_{xy}=0,88$ i według skali Stanisza [1998] była to korelacja bardzo wysoka. Współczynnik determinacji R^2 wyniósł 0,7692, co oznacza, że przedstawiony model regresji opisuje blisko 77% obserwacji.

Azot ogólny N_{og}

Ostatnim badaniem wskaźnikiem był azot ogólny, który podobnie jak fosfor ogólny stanowi niebezpieczeństwo eutrofizacji wód powierzchniowych.

Dlatego usuwanie azotu ze ścieków jest ważnym problemem. Według rozporządzenia [2006] azot ogólny stanowi sumę wszystkich form azotu (amoniowego, organicznego, azotanowego i azotynowego). Natomiast według Dyrektywy Komisji 98/15/WE [1998] jest określany, jako azot całkowity. Bernacka i in. [1995] podaje, że stężenie azotu ogólnego w ściekach wiejskich może wynosić od 60 do 80 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Józwiakowski [2012] analizując trzy przydomowe oczyszczalnie w województwie lubelskim podaje, że w ściekach surowych może on mieścić się w bardzo szerokich granicach, od 37 do 244 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Zróżnicowane stężenie azotu ogólnego zaobserwowali również inni autorzy [Hus 1993, Kaczor i Bugajski 2006]. W tabeli 48 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe stężenia azotu ogólnego z poszczególnych etapów oczyszczania prototypu zmodyfikowanego filtru.

Tabela 48. Podstawowe statystyki opisowe wartości azotu ogólnego N_{og} w ściekach z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Table 48. Basic descriptive statistics of total nitrogen N_{tot} concentrations from individual treatment stages in the prototype of the modified filter

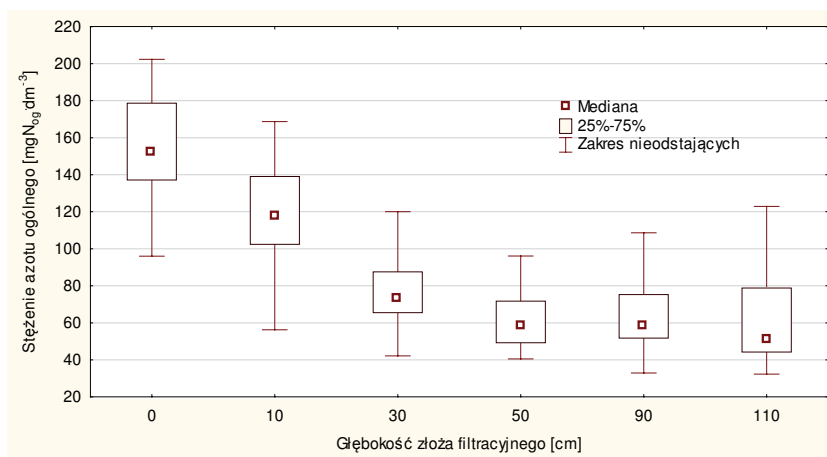
Statystyka opisowa	Symbol	Stężenie azotu ogólnego w ściekach na zadanych głębokościach filtru żwirowo-piaskowego „F1” [$\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$]					
		Ścieki wstępnie oczyszczone	Warstwa żwirowa			Właściwa warstwa filtracyjna (piaskowa)	
			0 cm ^{*)}	10 cm ^{*)}	30 cm ^{*)}	50 cm ^{*)}	90 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	155,31	118,10	78,97	61,80	64,59	60,94
Mediana	m_e	151,57	117,98	72,53	58,83	57,75	50,86
Minimalna	Min	95,99	56,25	42,14	40,51	32,93	32,28
Maksymalna	Max	202,28	168,72	120,00	96,08	108,65	122,91
Odch. stand.	σ	25,62	29,72	22,71	14,92	19,80	24,81
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,16	0,25	0,29	0,24	0,31	0,41
Liczba próbek	N	35	28	28	34	27	35

^{*)} – głębokości mierzone były narastająco od 0 cm (ścieki dopływające do filtru) do 110 cm (ścieki oczyszczone odpływające z filtru)

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że średnie stężenie azotu ogólnego w ściekach wstępnie oczyszczonych dopływających do filtru wyniosło 155,31 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co jest wartością wysoką biorąc pod uwagę wyniki badań prezentowanych przez innych autorów [USEPA 1992, Schuldela i Bollera 1989]. Według badań przeprowadzonych we Francji [Asenizacja indywidualna 1982], zakres stężenia azotu ogólnego w ściekach po osadniku gnil-

nym wyniósł od 31 do 130 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Przyczyną wysokich wartości azotu ogólnego mogło być zastosowanie jednokomorowego osadnika gnilnego. Wartości wskaźników zanieczyszczenia ścieków z odpływu z tego typu urządzenia są wyższe niż z urządzeń wielokomorowych, czego dowodzą inne badania [Grygorczuk 2011].

Analizując wartości z tabeli 48 można odczytać wyraźny spadek wartości azotu ogólnego na poszczególnych głębokościach zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową zaobserwowano zmniejszenie wartości tego wskaźnika. Przy głębokości 10 cm średnia wartość azotu ogólnego wyniosła 118,10 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, a dla głębokości 50 cm 61,8 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Należy zatem podkreślić, że średnio na warstwie żwirowej stężenie azotu ogólnego zostało zmniejszone o 93,51 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Do właściwej warstwy filtracyjnej (warstwa piasku) dopływały ścieki o znacznie obniżonej średniej wartości azotu ogólnego (61,8 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$). Poddając analizie działanie warstwy piaskowej nastąpiło nieznaczne zmniejszenie stężenia azotu ogólnego z wartości 61,8 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$ do 60,94 $\text{mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Powodem tego stanu był wzrost w głębszych warstwach złoża stężenia azotu azotanowego NO_3 , który jest częścią składową azotu ogólnego.

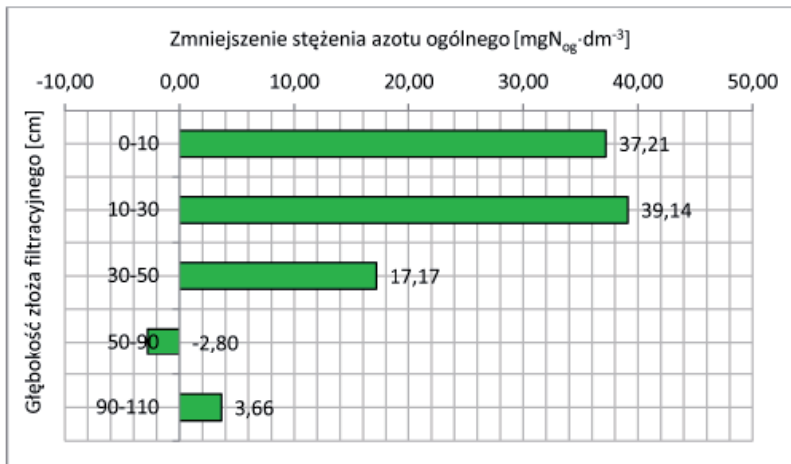


Rysunek 70. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla stężenia azotu ogólnego w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 70. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for total nitrogen concentration in sewage from individual depths of filter bed of the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Biorąc pod uwagę wartości przedstawione na rysunku 70 daje się zauważyć spadek mediany stężenia azotu ogólnego wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Sytuacja ta dotyczy zwłaszcza pierwszych 50 cm głębokości złoża. Mediana stężenia azotu ogólnego w ściekach dopływających do złoża wyniosła $151,57 \text{ mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła $58,83 \text{ mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła $60,94 \text{ mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$.

Na rysunku 71 przedstawiono zmniejszenie azotu ogólnego w ściekach na założonych głębokościach prototypu filtru.



Rysunek 71. Zmniejszenie stężenia azotu ogólnego w ściekach na założonych głębokościach złoża filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 71. Values of total nitrogen concentration reduction in sewage at the assumed depths of the “F1” gravel and sand filter bed

Na podstawie danych z rysunku 71 można zauważyć, że największe zmniejszenie azotu ogólnego nastąpiło w pierwszych warstwach złoża żwirowego. Po przesączeniu ścieków przez warstwę 10 cm stężenie azotu ogólnego zostało zmniejszone o $37,21 \text{ mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co procentowo daje 39,4% całkowitego zredukowanego stężenia azotu ogólnego. Na głębokości od 10 do 30 cm zostało zmniejszone stężenie azotu ogólnego o $39,14 \text{ mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$, co odpowiada 41,5% całkowitego zredukowanego azotu ogólnego. Łącznie na warstwie zabezpieczającej (żwirowej) stężenie azotu ogólnego zostało zmniejszone o $93,52 \text{ mgN}_{\text{og}} \cdot \text{dm}^{-3}$. Znacznie wolniej zmniejszane było stężenie azotu ogólnego w warstwie piaskowej. Na ten stan miała wpływ wzrastająca ilość azotu azotanowego NO_3 w głębszych warstwach złoża piaskowego.

6.2.4. Miąższość warstwy filtracyjnej jako czynnik różnicujący wartość wskaźników zanieczyszczenia ścieków

W rozdziale tym zbadano statystycznie, czy różnice pomiędzy średnimi stężeniami badanych wskaźników w ściekach oczyszczonych z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego są istotne. Cel ten osiągnięto poprzez przeprowadzenie analizy jednoczynnikowej wariancji. W tabeli 49 przedstawiono wyniki testu Shapiro-Wilka normalności rozkładu wartości wskaźników zanieczyszczeń w ściekach.

Tabela 49. Wyniki testu Shapiro-Wilka normalności rozkładu wartości wskaźników zanieczyszczeń w ściekach

Table 49. Results of the Shapiro-Wilk normality test for value distribution of pollutant indicators in sewage

Wskaźnik		Głębokość poboru ścieków ze złoża prototypu filtru „F1” [cm]					
		0	10	30	50	90	110
ChZT _{Cr}	S-W	0,958	0,956	0,926	0,966	0,925	0,959
	p	0,197	0,286	0,053	0,390	0,050	0,215
BZT ₅	S-W	0,943	0,964	0,948	0,938	0,962	0,938
	p	0,074	0,438	0,180	0,066	0,430	0,061
Tlen rozpuszczony	S-W	0,902	0,791	0,947	0,969	0,925	0,942
	p	0,008	0,007	0,169	0,445	0,052	0,064
Zawiesina ogólna	S-W	0,978	0,946	0,969	0,965	0,981	0,981
	p	0,774	0,092	0,599	0,398	0,876	0,808
Fosfor ogólny	S-W	0,972	0,973	0,927	0,968	0,977	0,978
	p	0,563	0,678	0,055	0,415	0,798	0,700
Azot amonowy	S-W	0,970	0,937	0,938	0,946	0,974	0,949
	p	0,433	0,095	0,096	0,092	0,714	0,108
Azot organiczny	S-W	0,947	0,989	0,885	0,899	0,883	0,955
	p	0,103	0,988	0,005	0,004	0,005	0,168
Azot całkowity Kjeldahla	S-W	0,977	0,961	0,926	0,979	0,955	0,925
	p	0,652	0,366	0,054	0,741	0,170	0,052
Azot azotynowy NO ₂	S-W	-	0,762	0,902	0,891	0,906	0,950
	p	-	0,000	0,013	0,003	0,019	0,114
Azot azotanowy NO ₃	S-W	0,881	0,895	0,925	0,947	0,851	0,782
	p	0,001	0,009	0,047	0,097	0,001	0,000
Azot ogólny	S-W	0,975	0,967	0,935	0,934	0,925	0,926
	p	0,610	0,512	0,057	0,055	0,053	0,054

Objaśnienia: S-W wartość testu Shapiro-Wilka, p-prawdopodobieństwo testowe p

Kolorem czerwonym zaznaczono wskaźniki, które nie podlegają rozkładowi normalnemu

W tabeli 49 zaprezentowano wyniki testu Shapiro-Wilka normalności rozkładu wartości badanych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych, odpływających z analizowanych obiektów. W przypadku, gdy prawdopodobieństwo testowe p jest mniejsze od poziomu istotności $\alpha = 0,05$, należy

odrzuć hipotezę zerową o normalności rozkładu, (świadczy to o tym, że dana zmienna nie podlega rozkładowi normalnemu). Z obliczeń wynika, że sytuacja taka ma miejsce w przypadku: tlenu rozpuszczonego, azotu organicznego, N-NO₃, N-NO₂. Wymogi analizy ANOVA mówią, że wszystkie porównywane zmienne muszą mieć rozkład normalny, dlatego też nie przeprowadzono analizy ANOVA dla azotu organicznego, azotynowego i azotanowego. Próbowano co prawda, doprowadzić do normalności te wskaźniki, ale wiązałoby się to z odrzuceniem zbyt dużej liczby danych.

Analizie poddano takie wskaźniki zanieczyszczenia ścieków jak: BZT₅, ChZT_{Cr}, zawiesinę ogólną, fosfor ogólny, azot amonowy, azot ogólny.

W analizie wariancji przyjęto hipotezy badawcze postaci:

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_s$$

$$H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \neq \mu_{3\dots} \neq \mu_s$$

Według hipotezy zerowej średnie wartości badanego wskaźnika w ściekach oczyszczonych z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego są takie same /nie różnią się istotnie od siebie/.

Hipoteza alternatywna zakłada natomiast, iż istnieją istotne różnice pomiędzy średnimi wartościami badanego wskaźnika w ściekach oczyszczonych z poszczególnych głębokości zmodyfikowanego złoża filtracyjnego.

Poniżej przedstawiono wyniki istotności różnic wariancji dla badanych wskaźników w ściekach pobieranych z zadanych głębokości złoża filtracyjnego.

Tabela 50. Wyniki istotności różnic wariancji dla badanych wskaźników
Table 50. Results of significance of differences of variance for the examined indicators

Wskaźnik	SS-Effect	df	MS	SS-Effect error	Df error	MS error	F	p-value
BZT ₅	11541756	5	2308351	1923643	179	10747	214,7981	0,00
ChZT _{Cr}	22185033	5	4437007	2314773	179	12932	343,111	0,00
Zawiesina ogólna	1898358	5	379672	539645	168	3212	118,1979	0,00
Fosfor ogólny	1501,888	5	300,378	928,394	177	5,245	57,268	0,00
Azot amonowy	323909,3	5	64781,9	63454,6	181	350,6	184,786	0,00
Azot całkowity Kiejdała	553841,3	5	110768,3	57860,6	182	317,9	348,421	0,00
Azot ogólny	248817	5	49763	98561	181	545	91,387	0,00

Objaśnienie oznaczeń: SS-Effect – suma kwadratów (suma kwadratów odchyłeń od średniej), df – liczba stopni swobody, MS – średnia suma kwadratów, F- wartość empiryczna sprawdzianu testu,

p – prawdopodobieństwo testowe (0,05),

Z powyższej tabeli wynika, że istotne różnice pomiędzy wariancjami występują w przypadku takich wskaźników jak: BZT₅, ChZT_{Cr}, zawiesina ogólna. Wyniki te sugerują, że średnica złoża filtracyjnego istotnie wpływa na uzyskane

stężenia badanych wskaźników w ściekach oczyszczonych. Świadczą o tym wartości prawdopodobieństw testowych nieprzekraczające wartości krytycznej 0,05.

W przypadku związków biogenych nie obserwuje się istotnych różnic między wariancjami ($p > 0,05$). Świadczy to o tym, że azot ogólny i fosforany są zależne od innych czynników niż uziarnienie złoża filtracyjnego.

Wskaźnik BZT₅

W dalszej kolejności przeprowadzono analizę wariancji w celu określenia, czy miąższość złoża filtracyjnego jest czynnikiem istotnie różnicującym wartość BZT₅ w ściekach oczyszczonych, odpływających z poszczególnych głębokości złoża żwirowo-piaskowego.

W tabeli 51 przedstawiono wartości prawdopodobieństw testowych Tukeya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości BZT₅ w ściekach oczyszczonych.

Tabela 51. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukeya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości BZT₅ w ściekach oczyszczonych

Table 51. Probability value (Tukey) of significance of differences between pairs of mean BOD₅ values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukeya) istotności różnic pomiędzy parami średnich wartości BZT ₅ w ściekach oczyszczonych w poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”					
	{0} Średnia wartość BZT ₅ 709,86 mgO ₂ /dm ⁻³	{10} Średnia wartość BZT ₅ 297,32 mgO ₂ /dm ⁻³	{30} Średnia wartość BZT ₅ 133,61 mgO ₂ /dm ⁻³	{50} Średnia wartość BZT ₅ 92,12 mgO ₂ /dm ⁻³	{90} Średnia wartość BZT ₅ 43,46 mgO ₂ /dm ⁻³	{110} Średnia wartość BZT ₅ 18,40 mgO ₂ /dm ⁻³
{0}	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{10}	0,000020	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{30}	0,000020	0,000020	-	0,666000	0,021264	0,000471
{50}	0,000020	0,000020	0,666000	-	0,536798	0,044767
{90}	0,000020	0,000020	0,021264	0,536798	-	0,953289
{110}	0,000020	0,000020	0,000471	0,044767	0,953289	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

Wartość prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05 informuje o istotnej różnicy poszczególnych par średnich wartości BZT₅ w ściekach oczyszczonych. Oznacza to, że głębokość złoża filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości BZT₅ w ściekach oczyszczonych. Sytuacja ta nie dotyczy zależności pomiędzy średnią wartością BZT₅ w ściekach oczyszczonych dla głębokości: 30 cm i 50 cm, 50 cm i 90 cm oraz 90 cm i 110 cm.

Wskaźnik ChZT_{Cr}

W tabeli 52 wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych.

Tabela 52. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych
Table 52. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean COD_{Cr} values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami średnich wartości ChZT _{Cr} w ściekach oczyszczonych w poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego prototypu „F1”					
	{0}	{10}	{30}	{50}	{90}	{110}
	Średnia wartość ChZT _{Cr} 1014,70 mgO ₂ /dm ⁻³	Średnia wartość ChZT _{Cr} 464,46 mgO ₂ /dm ⁻³	Średnia wartość ChZT _{Cr} 203,51 mgO ₂ /dm ⁻³	Średnia wartość ChZT _{Cr} 157,33 mgO ₂ /dm ⁻³	Średnia wartość ChZT _{Cr} 82,89 mgO ₂ /dm ⁻³	Średnia wartość ChZT _{Cr} 53,81 mgO ₂ /dm ⁻³
{0}	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{10}	0,000020	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{30}	0,000020	0,000020	-	0,651808	0,001372	0,000032
{50}	0,000020	0,000020	0,651808	-	0,154254	0,002986
{90}	0,000020	0,000020	0,001372	0,154254	-	0,936314
{110}	0,000020	0,000020	0,000032	0,002986	0,936314	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

Analizując dane z tabeli 52 należy stwierdzić, że głębokość złoza filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości ChZT_{Cr} w ściekach oczyszczonych. Sytuacja ta podobnie jak w przypadku wskaźnika BZT₅ nie dotyczy zależności pomiędzy średnią wartością BZT₅ w ściekach oczyszczonych dla głębokości: 30 i 50 cm, 50 i 90 cm oraz 90 i 110 cm. Świadczyć to może o tym, że w warstwach początkowych (do 30 cm procesy tlenowe zachodzą najintensywniej).

Zawiesina ogólna

W tabeli 53 przedstawiono wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych.

Poddając analizie dane zawarte w tabeli 53 można zauważyć, że głębokość złoza filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości zawiesiny

ogólnej w ściekach oczyszczonych. Sytuacja ta podobnie jak w przypadku wskaźnika $ChZT_{Cr}$ nie dotyczy zależności pomiędzy średnią wartością zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych dla głębokości: 30 i 50 cm, 50 i 90 cm, 90 i 110 cm oraz 50 i 110 cm. Świadczyć to może o tym, że w warstwach początkowych (do 30 cm) zawiesina ogólna jest usuwana w największym stopniu.

Tabela 53. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych

Table 53. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean total suspended solids' values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami średnich wartości zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego prototypu „F1”					
	{0}	{10}	{30}	{50}	{90}	{110}
	Średnia wartość zawiesiny ogólnej 314,93 mg·dm ⁻³	Średnia wartość zawiesiny ogólnej 177,26 mg·dm ⁻³	Średnia wartość zawiesiny ogólnej 82,44 mg·dm ⁻³	Średnia wartość zawiesiny ogólnej 43,17 mg·dm ⁻³	Średnia wartość zawiesiny ogólnej 30,89 mg·dm ⁻³	Średnia wartość zawiesiny ogólnej 27,11 mg·dm ⁻³
{0}	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{10}	0,000020	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{30}	0,000020	0,000020	-	0,124621	0,013323	0,005790
{50}	0,000020	0,000020	0,124621	-	0,968248	0,875088
{90}	0,000020	0,000020	0,013323	0,968248	-	0,999880
{110}	0,000020	0,000020	0,005790	0,875088	0,999880	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

Fosfor ogólny

W dalszej kolejności w tabeli 54 wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych.

Na podstawie danych zawartych w tabeli 54 można zauważyć, że głębokość złoza filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych. Podobnie jak w przypadku wcześniejszych wskaźników również w przypadku fosforu ogólnego nie dotyczy zależności pomiędzy średnią wartością fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych dla głębokości: 50 i 90 cm, 50 i 110 cm oraz 90 i 110 cm. Świadczyć to o tym, że w warstwach początkowych (do 50 cm) fosfor ogólny jest usuwany w największym stopniu.

Tabela 54. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych

Table 54. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean total phosphorus values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami średnich wartości fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych w poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego prototypu „F1”					
	{0}	{10}	{30}	{50}	{90}	{110}
	Średnia wartość fosforu ogólnego 11,40 mgPo _{og} ·dm ⁻³	Średnia wartość fosforu ogólnego 9,28 mgPo _{og} ·dm ⁻³	Średnia wartość fosforu ogólnego 6,88 mgPo _{og} ·dm ⁻³	Średnia wartość fosforu ogólnego 5,08 mgPo _{og} ·dm ⁻³	Średnia wartość fosforu ogólnego 4,40 mgPo _{og} ·dm ⁻³	Średnia wartość fosforu ogólnego 4,20 mgPo _{og} ·dm ⁻³
{0}	-	0,000297	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{10}	0,000297	-	0,001714	0,000020	0,000020	0,000020
{30}	0,000020	0,001714	-	0,038370	0,000949	0,000182
{50}	0,000020	0,000020	0,038370	-	0,881701	0,603772
{90}	0,000020	0,000020	0,000949	0,881701	-	0,999562
{110}	0,000020	0,000020	0,000182	0,603772	0,999562	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

Azot amonowy N-NH₄

W dalszej kolejności w tabeli 55 przedstawiono wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości azotu amonowego N-NH₄ w ściekach oczyszczonych.

W przypadku azotu amonowego (tabela 55) zaobserwowano, że statystyczne różnice pomiędzy średnimi stężeniami azotu amonowego w początkowych głębokościach złoza są nie istotne. Podobnie jest w przypadku najniższych głębokości filtru (90 i 110 cm). Świadczy to o tym, że w warstwach środkowych złoza filtracyjnego (od 30 do 50 cm) azot amonowy jest usuwany w największym stopniu. Na podstawie danych zawartych w tabeli 54 można zauważyć, że głębokość złoza filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych.

Tabela 55. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości azotu amonowego N-NH₄ w ściekach oczyszczonych

Table 55. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean ammonium nitrogen N-NH₄ values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami średnich wartości azotu amonowego N-NH ₄ w ściekach oczyszczonych w poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego prototypu „F1”					
	{0} Średnia wartość azotu amonowego 109,30 mgN-NH ₄ dm ⁻³	{10} Średnia wartość azotu amonowego 95,13 mgN-NH ₄ dm ⁻³	{30} Średnia wartość azotu amonowego 33,06 mgN-NH ₄ dm ⁻³	{50} Średnia wartość azotu amonowego 16,77 mgN-NH ₄ dm ⁻³	{90} Średnia wartość azotu amonowego 11,87 mgN-NH ₄ dm ⁻³	{110} Średnia wartość azotu amonowego 7,86 mgN-NH ₄ dm ⁻³
{0}	-	0,052660	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{10}	0,052660	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{30}	0,000020	0,000020	-	0,014358	0,000468	0,000026
{50}	0,000020	0,000020	0,014358	-	0,929972	0,364826
{90}	0,000020	0,000020	0,000468	0,929972	-	0,969955
{110}	0,000020	0,000020	0,000026	0,364826	0,969955	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

Azot Kjeldahla

W tabeli 56 przedstawiono wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości azotu Kjeldahla w ściekach oczyszczonych.

Tabela 56. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości azotu Kjeldahla w ściekach oczyszczonych

Table 56. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean Kjeldahl nitrogen values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami średnich wartości azotu Kjeldahla w ściekach oczyszczonych w poszczególnych głębokości złoza filtracyjnego prototypu „F1”					
	{0} Średnia wartość azotu Kjeldahla 153,49 mgN-kjdm ⁻³	{10} Średnia wartość azotu Kjeldahla 114,28 mgN-kjdm ⁻³	{30} Średnia wartość azotu Kjeldahla 44,22 mgN-kjdm ⁻³	{50} Średnia wartość azotu Kjeldahla 30,55 mgN-kjdm ⁻³	{90} Średnia wartość azotu Kjeldahla 19,02 mgN-kjdm ⁻³	{110} Średnia wartość azotu Kjeldahla 13,28 mgN-kjdm ⁻³
{0}	-	0,052660	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{10}	0,052660	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{30}	0,000020	0,000020	-	0,014358	0,000468	0,000026
{50}	0,000020	0,000020	0,014358	-	0,929972	0,364826
{90}	0,000020	0,000020	0,000468	0,929972	-	0,969955
{110}	0,000020	0,000020	0,000026	0,364826	0,969955	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

W przypadku azotu Kjeldahla (tabela 56) zaobserwowano, że statystyczne różnice pomiędzy średnimi stężeniami azotu Kjeldahla w początkowych głębokościach złoża są nie istotne. Podobnie jest w przypadku największych głębokości filtru (90 i 110 cm). Świadczy to o tym, że w warstwach środkowych złoża filtracyjnego (od 30 do 50 cm) azot Kjeldahla jest usuwany w największym stopniu.

Wskaźnik azotu ogólnego

W tabeli 57 wartości prawdopodobieństw testowych Tukaya sprawdzających istotność różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości azotu ogólnego w ściekach oczyszczonych.

Wartość prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05 informuje o istotnej różnicy poszczególnych par średnich wartości azotu ogólnego w ściekach oczyszczonych. Oznacza to, że głębokość złoża filtracyjnego jest czynnikiem decydującym istotnie o wartości azotu ogólnego w ściekach oczyszczonych. Sytuacja ta nie dotyczy zależności pomiędzy średnią wartością azotu ogólnego w ściekach oczyszczonych dla głębokości: 30 i 50 cm, 50 i 90 cm oraz 90 i 110 cm. Reasumując należy zaznaczyć że usuwanie azotu ogólnego następowało najintensywniej w początkowych warstwach filtru. W głębszych warstwach narastały wartości azotu azotanowego ($N-NO_3$), które są wliczane do azotu ogólnego. Badając wartości azotu całkowitego Kjeldahla należy zaznaczyć, że azot był usuwany na całej głębokości złożu.

Tabela 57. Wartość prawdopodobieństwa testowego (Tukaya) istotności różnic pomiędzy poszczególnymi parami średnich wartości azotu ogólnego w ściekach oczyszczonych

Table 57. Probability value (Tukay) of significance of differences between pairs of mean total nitrogen values in treated sewage

Głębokość [cm]	Prawdopodobieństwa testowe (Tukaya) istotności różnic pomiędzy parami średnich wartości azotu ogólnego w ściekach oczyszczonych w poszczególnych głębokościach złoża filtracyjnego prototypu „F1”					
	{0}	{10}	{30}	{50}	{90}	{110}
	Średnia wartość azotu ogólnego 155,31 $mgN_{og} \cdot dm^{-3}$	Średnia wartość azotu ogólnego 118,10 $mgN_{og} \cdot dm^{-3}$	Średnia wartość azotu ogólnego 78,97 $mgN_{og} \cdot dm^{-3}$	Średnia wartość azotu ogólnego 61,79 $mgN_{og} \cdot dm^{-3}$	Średnia wartość azotu ogólnego 64,59 $mgN_{og} \cdot dm^{-3}$	Średnia wartość azotu ogólnego 60,93 $mgN_{og} \cdot dm^{-3}$
{0}	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{10}	0,000020	-	0,000020	0,000020	0,000020	0,000020
{30}	0,000020	0,000020	-	0,065194	0,209044	0,044412
{50}	0,000020	0,000020	0,065194	-	0,997922	0,999989
{90}	0,000020	0,000020	0,209044	0,997922	-	0,992628
{110}	0,000020	0,000020	0,044412	0,999989	0,992628	-

Kolorem czerwonym zaznaczono wartości prawdopodobieństwa testowego poniżej 0,05

6.2.5. Analiza redukcji badanych wskaźników

W rozdziale przedstawiono analizę skuteczności zmniejszania wybranych zanieczyszczeń w ściekach przepływających przez prototyp zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”. Redukcję zanieczyszczeń określano w odniesieniu do ścieków dopływających do filtru (ścieki po osadniku gnilnym). Do określenia skuteczności zmniejszenia badanych wskaźników posłużono się wzorem (9). Analizie poddano redukcję takich wskaźników jak: BZT₅, ChZT_{Cr}, zawiesina ogólna, fosfor ogólny, azot amonowy, azot ogólny.

Redukcja wskaźnika BZT₅

W tabeli 58 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe skuteczności zmniejszenia BZT₅ po przesączeniu ścieków przez wybrane warstwy zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1” o przepływie pionowym.

Tabela 58. Podstawowe statystyki opisowe redukcji BZT₅ z poszczególnych głębokości prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego

Table 58. Basic descriptive statistics of BOD₅ reduction effectiveness from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Redukcja BZT ₅ na kolejnych głębokościach złoża filtracyjnego [%]				
		Warstwa żwirowa			Warstwa piaskowa	
		Po 10 cm ^{*)}	Po 30 cm ^{*)}	Po 50 cm ^{*)}	Po 90 cm ^{*)}	Po 110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	52,07	78,41	86,87	93,36	97,27
Mediana	m_e	58,11	79,29	88,21	92,86	97,50
Minimalna	Min	12,50	62,50	77,50	89,09	94,55
Maksymalna	Max	84,62	92,00	93,33	97,50	98,95
Rozstęp	R_0	72,12	29,50	15,83	8,41	4,40
Odch. stand.	σ	19,97	9,72	4,47	2,01	1,25
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,34	0,12	0,05	0,02	0,01
Liczba próbek	N	28	28	32	25	35

^{*)} – głębokości, z których pobierano próbki ścieków do analiz fizyko-chemicznych (mierzone od górnej powierzchni warstwy filtracyjnej)

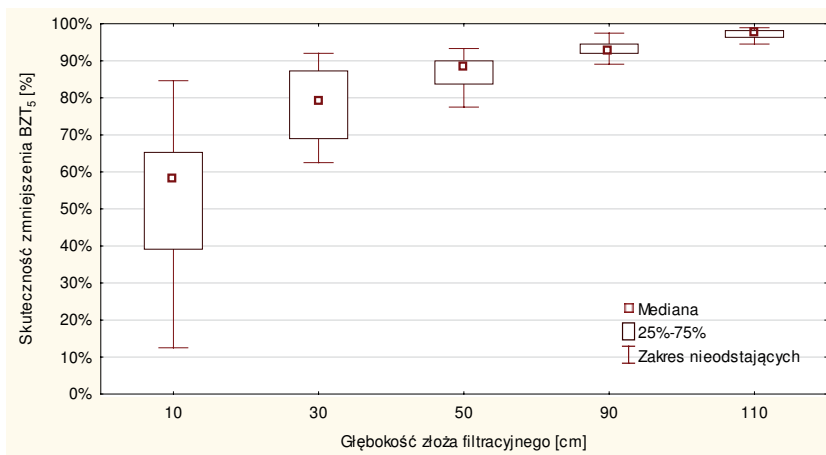
Poddając analizie dane z tabeli 58 można zauważyć wzrost skuteczności zmniejszenia BZT₅ wraz ze wzrostem miąższości złoża filtracyjnego. Przy głębokości złoża 10 cm uzyskano redukcję BZT₅ na poziomie 52,07%, podczas gdy już po przesączeniu ścieków przez warstwę 50 cm uzyskano wynik 86,87%. Po przesączeniu ścieków przez cały filtr uzyskano redukcję BZT₅ równą 97,27%. Tak, więc warstwa żwirowa o miąższości 50 cm spowodowała zmniejszenie BZT₅ o 86,87%. Należy stwierdzić największy rozstęp skuteczności zmniejszania BZT₅ przy przesączeniu ścieków przez 10 cm warstwę żwiru. Rozstęp wyniósł 72,12%, a współczynnik zmienności ukształtował się na poziomie 0,34.

Obserwuje się wyraźną stabilizację skuteczności zmniejszenia BZT₅ ze wzrostem miąższości filtru, o czym świadczą malejące wartości odchylenia standardowego i współczynnika zmienności ze wzrostem głębokości filtru. Przykładowo współczynnik zmienności skuteczności zmniejszenia BZT₅ dla głębokości złoża 10 cm wyniósł 0,34 podczas gdy dla głębokości 110 cm był blisko 30 krotnie niższy i wyniósł 0,01. Takie dane świadczą o wzroście stabilności działania prototypu przy zwiększaniu miąższości złoża filtracyjnego.

Dla klasycznych filtrów piaskowych o przepływie pionowym redukcja BZT₅ na podstawie badań przeprowadzonych we Francji [Asenizacja indywidualna 1989] była wysoka i wyniosła 98,9%. Biorąc pod uwagę inne badania Józwiakowski [2012] uzyskał redukcję BZT₅ na jednostopniowych systemach gruntowo-roślinnych w szerokim zakresie od 34,7 do 97,5%. Badania [Haberl i in 1995, Chen i in. 2008, Vymazal 2010] przeprowadzone na oczyszczalniach hydrofitowych z pionowym przepływem ścieków wykazują redukcję BZT₅ również na wysokim poziomie od 87 do 96%. Potwierdzają to również badania przeprowadzone przez innych autorów [Błażejowski 2003, Jucherski i Walczykowski 2002, Obarska-Pempkowiak 2002]. Niższą redukcję BZT₅ (od 75 do 85%) obserwuje się przy poziomym przepływie ścieków [Schierup i in 1990, Börner 1992, Vymazal 2001; 2005, Albuquerque i in. 2009]. Według Krzanowskiego i in. [2005] spowodowane to może być tym, że złoża z pionowym przepływem ścieków są lepiej natlenione. Ponadto okresowe dozowanie ścieków wpływa na szybkość przemian biochemicznych substancji organicznych.

Na rysunku 72 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla zmiennej redukcja BZT₅ dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.

Analizując wartości przedstawione na rysunku 72 można zaobserwować wyraźne zwiększanie skuteczności zmniejszenia BZT₅ przy wzrastającej głębokości złoża filtracyjnego. Mediana dla zmiennej „redukcja BZT₅” i dla głębokości złoża 10 cm wyniosła 58,11%. Jest to wartość duża i świadczy o bardzo intensywnie zachodzących procesach zmniejszania tego wskaźnika w początkowych głębokościach złoża. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (50 cm) mediana skuteczności zmniejszenia BZT₅ wyniosła 88,00%. Należy zauważyć, że mediana zmniejszenia BZT₅ po przesączaniu przez całą warstwę żwiro-piaskową wyniosła 97,50%, co stanowi bardzo dobry rezultat potwierdzający korzystne warunki tlenowe dla zmniejszania BZT₅. Warto zwrócić uwagę na stabilizujące się wartości skuteczności zmniejszenia BZT₅ wraz ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego.



Rysunek 72. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla zmiennej redukcja wartości BZT₅ dla zadanych głębokości złoza filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru

Figure 72. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for variable efficiency of BOD₅ value reduction for the selected filter bed depths of the modified filter prototype

Redukcja wskaźnika ChZT_{Cr}

W dalszej kolejności przedstawiono analizę skuteczności zmniejszania ChZT_{Cr}. W tabeli 59 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe skuteczności zmniejszenia ChZT_{Cr} po przesączeniu ścieków przez wybrane warstwy zmodyfikowanego filtru żwirowo piaskowego „F1” o przepływie pionowym.

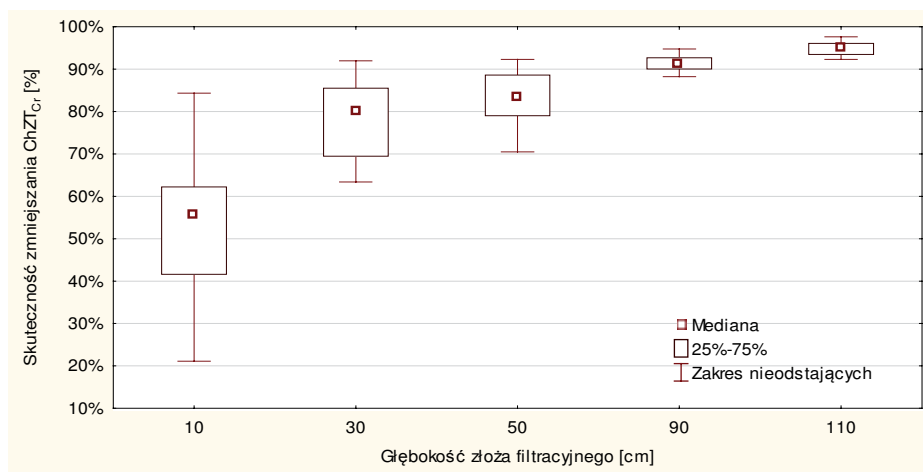
Tabela 59. Podstawowe statystyki opisowe redukcji ChZT_{Cr} z poszczególnych głębokości prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego
Table 59. Basic descriptive statistics of COD_{Cr} reduction effectiveness from individual layers of the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Redukcja ChZT _{Cr} na kolejnych głębokościach złoza filtracyjnego [%]				
		Warstwa żwirowa			Warstwa piaskowa	
		Po 10 cm ^{*)}	Po 30 cm ^{*)}	Po 50 cm ^{*)}	Po 90 cm ^{*)}	Po 110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	51,81	77,91	83,72	91,33	94,84
Mediana	m_e	55,39	79,99	83,38	91,16	94,76
Minimalna	Min	21,11	63,40	70,47	88,23	92,30
Maksymalna	Max	84,35	91,98	92,32	94,79	97,65
Rozstęp	R_o	63,24	28,57	21,85	6,56	5,35
Odch. stand.	σ	15,70	8,74	5,77	1,73	1,58
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,28	0,11	0,07	0,02	0,02
Liczba próbek	N	27	28	32	26	33

^{*)} – głębokości, z których pobierano próbki ścieków do analiz fizyko-chemicznych (mierzone od górnej powierzchni warstwy filtracyjnej)

Analizując dane z tabeli 59 daje się zauważyć wzrost skuteczności zmniejszenia ChZT_{Cr} wraz ze wzrostem miąższości złoża filtracyjnego. Przy głębokości złoża 10 cm uzyskano redukcję ChZT_{Cr} na poziomie 51,81%, podczas gdy już po przesączeniu ścieków przez warstwę 50 cm uzyskano wynik 83,72%. Po przesączeniu ścieków przez cały filtr uzyskano redukcję ChZT_{Cr} równą 94,84%. Warstwa żwirowa o miąższości 50 cm spowodowała zmniejszenie ChZT_{Cr} o 83,72%. Stwierdzono największy rozstęp skuteczności zmniejszania ChZT_{Cr} przy przesączeniu ścieków przez 10 cm warstwę żwiru (63,24%). Również współczynnik zmienności ukształtował się na najwyższym poziomie 0,34. Obserwuje się wyraźną stabilizację skuteczności zmniejszenia ChZT_{Cr} ze wzrostem miąższości filtru, o czym świadczą malejące wartości odchylenia standardowego i współczynnika zmienności ze wzrostem głębokości filtru. Współczynnik zmienności skuteczności zmniejszenia ChZT_{Cr} dla głębokości złoża 10 cm wyniósł 0,34 podczas gdy dla głębokości 110 cm był 14 krotnie niższy i wyniósł 0,02. Takie dane świadczą o wzroście stabilności działania prototypu przy zwiększaniu miąższości złoża filtracyjnego.

Na rysunku 73 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla zmiennej redukcja ChZT_{Cr} dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.



Rysunek 73. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla zmiennej redukcja wartości ChZT_{Cr} dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru

Figure 73. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for variable efficiency of COD_{Cr} value reduction for the selected filter bed depths of the modified filter prototype

Analizując wartości przedstawione na rysunku 73 można zaobserwować wyraźne zwiększanie skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ przy wzrastającej głębokości złoża filtracyjnego. Mediana skuteczności zmniejszania $ChZT_{Cr}$ dla głębokości złoża 10 cm wyniosła 55,39%. Tak duża redukcja świadczy o intensywnie zachodzących procesach zmniejszania tego wskaźnika w początkowych głębokościach złoża. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (50 cm) mediana skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ wyniosła 83,38%. Należy zauważyć, że mediana zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ po przesączaniu przez całą warstwę żwirowo-piaskową wyniosła 94,76%, co stanowi bardzo dobry wynik, który potwierdza korzystne warunki tlenowe dla zmniejszania $ChZT_{Cr}$. Należy zwrócić uwagę na stabilizujące się wartości skuteczności zmniejszenia $ChZT_{Cr}$ wraz ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego.

Redukcja zawiesiny ogólnej

W tabeli 60 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe skuteczności zmniejszenia zawiesiny ogólnej po przesączeniu ścieków przez wybrane warstwy zmodyfikowanego filtra żwirowo piaskowego „F1” o przepływie pionowym.

Tabela 60. Podstawowe statystyki opisowe redukcji zawiesiny ogólnej z poszczególnych głębokości prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego

Table 60. Basic descriptive statistics of total suspended solids' reduction effectiveness from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

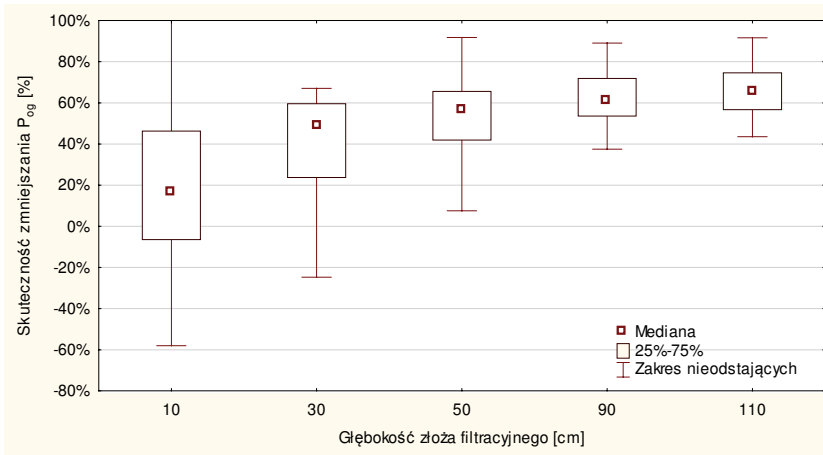
Statystyka opisowa	Symbol	Redukcja zawiesiny ogólnej na kolejnych głębokościach złoża filtracyjnego [%]				
		Warstwa żwirowa			Warstwa piaskowa	
		Po 10 cm ^{*)}	Po 30 cm ^{*)}	Po 50 cm ^{*)}	Po 90 cm ^{*)}	Po 110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	55,84	73,89	85,89	90,50	91,25
Mediana	m_e	57,48	76,22	86,88	89,14	91,14
Minimalna	Min	16,15	41,49	74,68	84,05	83,16
Maksymalna	Max	89,11	91,02	93,47	96,67	97,76
Rozstęp	R_o	72,96	58,51	18,79	12,62	14,60
Odch. stand.	σ	21,82	13,82	5,06	3,73	3,76
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,38	0,18	0,06	0,04	0,04
Liczba próbek	N	22	24	27	23	29

^{*)} – głębokości, z których pobierano próbki ścieków do analiz fizyko-chemicznych (mierzone od górnej powierzchni warstwy filtracyjnej)

Dane z tabeli 60 wskazują wyraźnie na wzrost skuteczności zmniejszenia stężenia zawiesiny ogólnej wraz ze wzrostem miąższości złoża filtracyjnego. Przy głębokości złoża 10 cm uzyskano redukcję jej stężenia na poziomie 55,84%, natomiast po przesączeniu ścieków przez warstwę 50 cm uzyskano wynik 85,89%. Po przesączeniu ścieków przez cały filtr uzyskano redukcję równą 91,25%. Stwierdzono największy rozstęp skuteczności przy przesączeniu

ścieków przez 10 cm warstwę żwiru (72,96%). Zaobserwowano wyraźną stabilizację skuteczności ze wzrostem miąższości filtra, o czym świadczą malejące wartości odchylenia standardowego i współczynnika zmienności ze wzrostem głębokości filtra. Współczynnik zmienności skuteczności zmniejszenia dla głębokości złoża 10 cm wyniósł 0,38, podczas gdy dla głębokości 110 cm był blisko 10 krotnie niższy i wyniósł 0,04. Takie dane świadczą o wzroście stabilności działania prototypu przy zwiększaniu miąższości złoża filtracyjnego.

Na rysunku 74 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla zmiennej redukcja zawiesiny ogólnej dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.



Rysunek 74. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla zmiennej redukcja stężenia fosforu ogólnego dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra

Figure 74. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for variable efficiency of total phosphorus concentration value reduction for the selected filter bed depths of the modified filter prototype

Analizując wartości przedstawione na rysunku 74 można zaobserwować wzrost skuteczności zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego przy wzrastającej głębokości złoża filtracyjnego. Mediana skuteczności zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego dla głębokości złoża 10 cm wyniosła 16,69%. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (50 cm) mediana skuteczności zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego wyniosła 56,39%. Mediana zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego po przesączeniu przez całą warstwę żwirowo-piaskową wyniosła 65,92%. Obserwuje się spadek skuteczności zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego wraz z czasem eksploatacji prototypu złoża „F1”. Powodem tej sytuacji może być wyczerpujący się w miarę eksploatacji oczyszczalni kompleks

sorpcyjny złoża filtracyjnego. Podobnie jak w przypadku wskaźników tlenowych i zawiesiny ogólnej należy zwrócić uwagę na stabilizujące się wartości skuteczności zmniejszenia stężenia fosforu ogólnego wraz ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego.

Redukcja azotu amonowego $N-NH_4$

W dalszym etapie przedstawiono redukcję stężenia azotu amonowego. W tabeli 62 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego po przesączeniu ścieków przez wybrane warstwy zmodyfikowanego filtra żwirowo piaskowego „F1” o przepływie pionowym.

Tabela 62. Podstawowe statystyki opisowe redukcji azotu amonowego z poszczególnych głębokości prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego

Table 62. Basic descriptive statistics of ammonium nitrogen reduction effectiveness from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

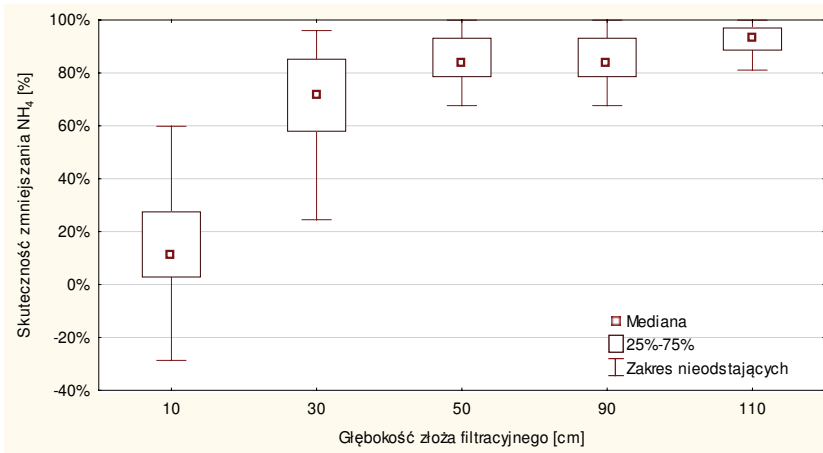
Statystyka opisowa	Symbol	Redukcja stężenia azotu amonowego na kolejnych głębokościach złoża filtracyjnego [%]				
		Warstwa żwirowa			Warstwa piaskowa	
		Po 10 cm ^{*)}	Po 30 cm ^{*)}	Po 50 cm ^{*)}	Po 90 cm ^{*)}	Po 110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	13,58	70,50	84,90	89,14	92,74
Mediana	m_e	11,07	71,24	83,19	89,40	93,01
Minimalna	Min	-28,70	24,56	67,64	80,07	81,11
Maksymalna	Max	59,84	96,01	99,96	97,29	99,98
Rozstęp	R_o	88,55	71,45	32,32	17,22	18,88
Odch. stand.	σ	20,67	17,66	9,28	5,49	5,33
Wsp. zmien.	V_{Zm}	1,87	0,25	0,11	0,06	0,06
Liczba próbek	N	28	28	31	24	35

^{*)} – głębokości, z których pobierano próbki ścieków do analiz fizyko-chemicznych (mierzone od górnej powierzchni warstwy filtracyjnej)

Na podstawie analizy danych z tabeli 62 daje się zaobserwować widoczny wzrost skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego wraz ze wzrostem miąższości złoża filtracyjnego. Przy głębokości złoża 10 cm uzyskano redukcję stężenia azotu amonowego na poziomie 13,58%. Począwszy od głębokości 30 cm zaobserwowano znacznie wyższe wartości zmniejszenia stężenia azotu amonowego (70,50%), natomiast po przesączeniu ścieków przez warstwę 50 cm uzyskano wynik 84,90%. Po przesączeniu ścieków przez cały filtr uzyskano redukcję azotu amonowego równą 92,74%. Stwierdzono stabilizację skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego ze wzrostem miąższości filtra, o czym świadczą malejące wartości odchylenia standardowego i współczynnika zmienności ze wzrostem głębokości filtra. Współczynnik zmienności skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego dla głębokości złoża 10 cm wyniósł 1,87 podczas gdy dla głębokości 110 cm był ponad 30 krotnie

niższy i wyniósł 0,06. Świadczy to o wzroście stabilności działania prototypu przy zwiększaniu miąższości złoża filtracyjnego.

W dalszej kolejności na rysunku 76 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla zmiennej redukcja stężenia azotu amonowego dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.



Rysunek 75. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla zmiennej redukcja stężenia azotu amonowego dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru

Figure 75. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for variable efficiency of ammonium nitrogen concentration value reduction for the selected filter bed depths of the modified filter prototype

Podając analizie wartości przedstawione na rysunku 75 można zaobserwować wyraźne zwiększanie skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego przy wzrastającej głębokości złoża filtracyjnego. Mediana skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego dla głębokości złoża 10 cm wyniosła 13,58%. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (50 cm) mediana skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego wyniosła 84,90%. Mediana zmniejszenia stężenia azotu amonowego po przesączeniu przez całą warstwę żwirowo-piaskową wyniosła 92,74%. Należy zwrócić uwagę na stabilizujące się wartości skuteczności zmniejszenia stężenia azotu amonowego wraz ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego.

Redukcja azotu organicznego

W tabeli 63 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe skuteczności zmniejszenia stężenia azotu organicznego po przesączeniu ścieków przez wy-

brane warstwy zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1” o przepływie pionowym.

Tabela 63. Podstawowe statystyki opisowe redukcji azotu organicznego z poszczególnych głębokości prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego
Table 63. Basic descriptive statistics of organic nitrogen reduction effectiveness from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Redukcja stężenia azotu organicznego na kolejnych głębokościach złoża filtracyjnego [%]				
		Warstwa żwirowa			Warstwa piaskowa	
		Po 10 cm ^{*)}	Po 30 cm ^{*)}	Po 50 cm ^{*)}	Po 90 cm ^{*)}	Po 110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	52,39	49,87	66,88	73,97	87,93
Mediana	m_e	52,07	60,22	69,69	77,06	89,58
Minimalna	Min	8,48	-11,17	34,85	38,72	75,50
Maksymalna	Max	90,69	91,76	90,21	94,17	97,44
Rozstęp	R_o	82,21	102,93	55,36	55,44	21,94
Odch. stand.	σ	21,03	30,76	16,75	15,59	6,12
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,40	0,51	0,24	0,20	0,07
Liczba próbek	N	25	28	30	31	31

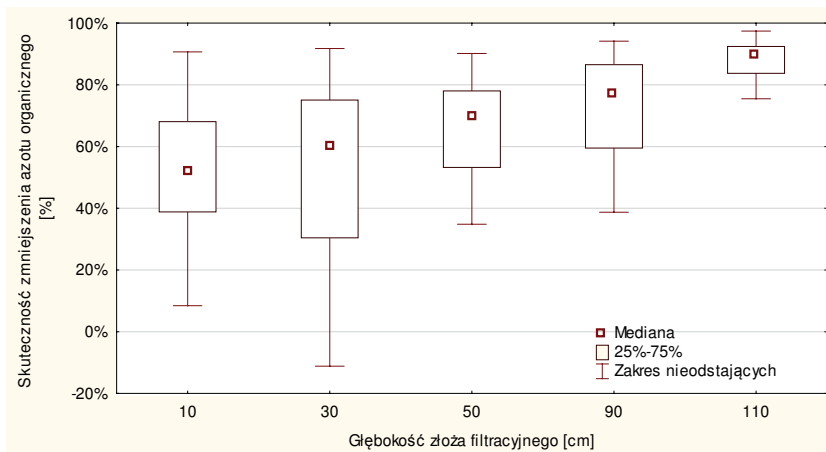
^{*)} – głębokości, z których pobierano próbki ścieków do analiz fizyko-chemicznych (mierzone od górnej powierzchni warstwy filtracyjnej)

Analizując dane z tabeli 63 stwierdza się wzrost skuteczności zmniejszenia stężenia azotu organicznego wraz ze wzrostem miąższości złoża filtracyjnego. Przy głębokości złoża 10 cm uzyskano redukcję stężenia azotu organicznego równą 52,39%. Po przesączeniu ścieków przez warstwę 50 cm uzyskano wynik 66,88%. Natomiast po przesączeniu ścieków przez cały filtr uzyskano redukcję azotu organicznego równą 87,93%. Stwierdzono stabilizację skuteczności zmniejszenia azotu organicznego ze wzrostem miąższości filtru, o czym świadczą mogą malejące wartości odchylenia standardowego i współczynnika zmienności ze wzrostem głębokości filtru. Współczynnik zmienności skuteczności zmniejszenia stężenia azotu organicznego dla głębokości złoża 30 cm wyniósł 0,51 podczas gdy dla głębokości 110 cm był ponad 7 krotnie niższy i wyniósł 0,07. Świadczy to o wzroście stabilności działania prototypu przy zwiększaniu miąższości złoża filtracyjnego.

Na rysunku 77 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla zmiennej redukcja stężenia azotu organicznego dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.

Analizując wartości przedstawione na rysunku 77 można zaobserwować wyraźne zwiększanie skuteczności zmniejszenia stężenia azotu organicznego przy wzrastającej głębokości złoża filtracyjnego. Mediana skuteczności zmniejszenia stężenia azotu organicznego dla głębokości złoża 10 cm wyniosła 52,07%. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (50 cm) mediana skuteczności zmniejszenia stężenia azotu organicznego wyniosła 69,69%. Me-

diana zmniejszenia stężenia azotu organicznego po przesączeniu przez całą warstwę żwirowo-piaskową wyniosła 89,58%. Należy zwrócić uwagę na stabilizujące się wartości skuteczności zmniejszenia stężenia azotu organicznego wraz ze wzrostem głębokości złoża filtracyjnego.



Rysunek 77. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla zmiennej redukcja stężenia azotu organicznego dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 77. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for variable efficiency of organic nitrogen concentration for the selected filter bed depths of the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Redukcja azotu ogólnego

Ostatnim analizowanym wskaźnikiem był azot ogólny. W tabeli 64 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe skuteczności zmniejszenia stężenia azotu ogólnego po przesączeniu ścieków przez warstwy zmodyfikowanego filtra.

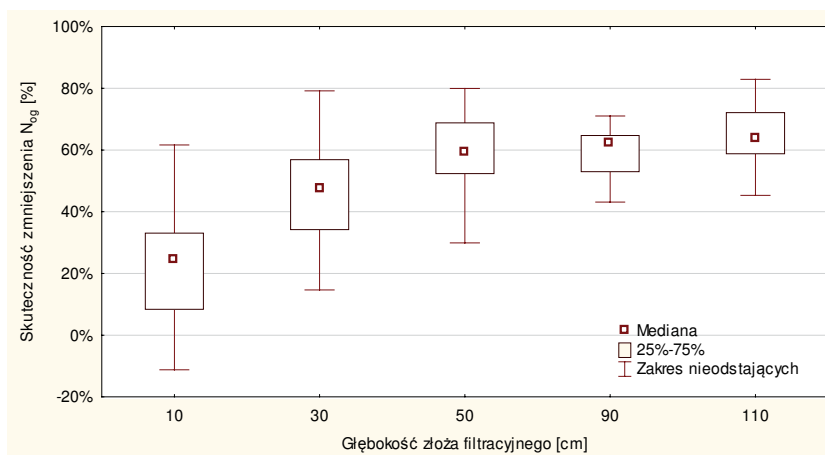
Poddając analizie dane z tabeli 64 można zauważyć wzrost skuteczności zmniejszenia stężenia azotu ogólnego wraz ze wzrostem miąższości złoża filtracyjnego. Przy głębokości złoża 10 cm uzyskano redukcję stężenia azotu ogólnego na poziomie 23,64%, podczas gdy już po przesączeniu ścieków przez warstwę 50 cm uzyskano średnią skuteczność na poziomie 59,89%. Po przesączeniu ścieków przez cały filtr uzyskano redukcję stężenia azotu ogólnego równą 64,79%. Współczynnik zmienności skuteczności zmniejszenia stężenia azotu ogólnego dla głębokości złoża 10 cm wyniósł 0,77, podczas gdy dla głębokości 110 cm był ponad 5 krotnie niższy i wyniósł 0,14.

Na rysunku 78 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla zmiennej redukcja stężenia azotu ogólnego dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.

Tabela 64. Podstawowe statystyki opisowe redukcji azotu ogólnego z poszczególnych głębokości prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego**Table 64.** Basic descriptive statistics of total nitrogen reduction effectiveness from individual treatment stages in the prototype of the modified gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Redukcja stężenia azotu ogólnego na kolejnych głębokościach złoża filtracyjnego [%]				
		Warstwa żwirowa			Warstwa piaskowa	
		Po 10 cm ^{*)}	Po 30 cm ^{*)}	Po 50 cm ^{*)}	Po 90 cm ^{*)}	Po 110 cm ^{*)}
Średnia	\bar{X}	23,64	46,81	59,89	59,29	64,79
Mediana	m_e	24,37	47,65	59,07	61,90	63,88
Minimalna	Min	-11,20	14,66	29,94	43,16	45,35
Maksymalna	Max	61,62	79,17	79,97	71,00	82,91
Rozstęp	R_o	72,83	64,50	50,03	27,84	37,56
Odch. stand.	σ	18,73	16,29	10,71	7,91	8,96
Wsp. zmien.	V_{Zm}	0,77	0,34	0,18	0,13	0,14
Liczba próbek	N	27	28	34	24	31

^{*)} – głębokości, z których pobierano próbki ścieków do analiz fizyko-chemicznych (mierzone od górnej powierzchni warstwy filtracyjnej)

**Rysunek 78.** Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla zmiennej redukcja stężenia azotu ogólnego dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego**Figure 78.** Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for variable efficiency of organic nitrogen concentration for the selected filter bed depths of the modified prototype

Analizując wartości przedstawione na rysunku 78 obserwuje się zwiększanie skuteczności zmniejszenia stężenia azotu ogólnego przy wzrastającej głębokości złoża filtracyjnego. Mediana skuteczności zmniejszania stężenia azotu organicznego dla głębokości złoża 10 cm wyniosła 24,37%. Po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (50 cm) mediana skuteczności zmniejszenia stężenia azotu ogólnego wyniosła 59,07%. Mediana zmniejszenia stężenia azotu ogólnego po przesączaniu przez całą warstwę żwirowo-piaskową wyniosła 63,88%.

6.2.6. Kinetyka reakcji w prototypie „F1”

Powszechnie przyjmuje się, że szybkość reakcji wyrażana będzie współczynnikiem k o rzędzie zerowym, pierwszym lub wyższym. W tabeli 65 przedstawiono równania szybkości reakcji zerowego, pierwszego i drugiego rzędu w formie różniczkowej i całkowej.

Tabela 65. Równania szybkości reakcji nieodwracalnych rzędu zerowego, pierwszego i drugiego [Klimiuk i in. 1995]

Table 65. Equations of irreversible reactions of zero, first and second rate [Klimiuk et al. 1995]

Rząd reakcji	Równanie różniczkowe szybkości reakcji	Rozwiązanie analityczne równania szybkości reakcji
0	$\frac{dS_o}{dt} = -k_0$	$S_o = S_s - k_0 \cdot t$
1	$\frac{dS_o}{dt} = -k_1 \cdot S_o$	$S_o = S_s \cdot \exp(-k_1 \cdot t)$
2	$\frac{dS_o}{dt} = -k_2 \cdot S_o^2$	$S_o = \frac{S_s}{1 + S_s \cdot k_2 \cdot t}$

gdzie:

dS_o – różnica wartości wskaźnika zanieczyszczeń przypadająca na przyrost czasu zatrzymania ścieków w złożu filtracyjnym,

dt – przyrost czasu zatrzymania ścieków w złożu filtracyjnym,

k_0 – stała kinetyki reakcji zerowego rzędu [$\text{mg} \cdot \text{dm}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$],

k_1 – stała kinetyki reakcji pierwszego rzędu [d^{-1}],

k_2 – stała kinetyki reakcji drugiego rzędu [$\text{d}^{-1} \cdot \text{mg}^{-1} \cdot \text{dm}^3$],

S_s – wartości danego wskaźnika zanieczyszczeń na wejściu do modelu [$\text{mg} \cdot \text{dm}^{-3}$],

S_o – wartości danego wskaźnika zanieczyszczeń na wyjściu z modelu [$\text{mg} \cdot \text{dm}^{-3}$],

t – czas zatrzymania ścieków w złożu filtracyjnym [d].

Stałe kinetyki reakcji wymienionych rzędów obliczono przekształcając wzory zawarte w tabeli 65.

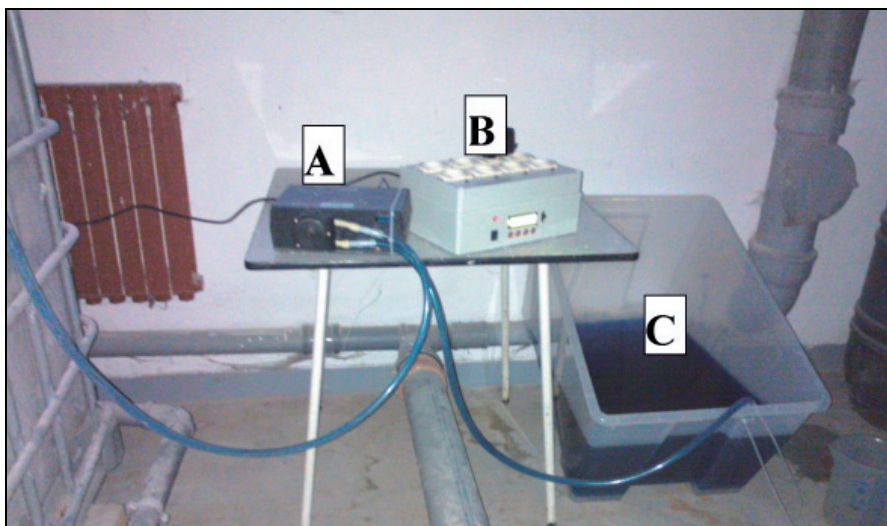
Postać tych równań jest następująca:

$$k_0 = \frac{S_s - S_o}{t} \quad (30)$$

$$k_1 = \frac{1}{t} \ln \frac{S_s}{S_o} \quad (31)$$

$$k_2 = \frac{S_s - S_o}{S_s \cdot S_o \cdot t} \quad (32)$$

Czas zatrzymania ścieków w zmodyfikowanym filtrze piaskowym został określony doświadczalnie. Do tego celu wykorzystano model wycinkowy „M2” ze względu na bezpośrednie odwzorowanie rzeczywistego obiektu w terenie. W celu określenia czasu zatrzymania ścieków w modelu „M2” w zależności od obciążenia hydraulicznego wykonano eksperyment przy następujących obciążeniach hydraulicznych: 25, 75, 125, 150, 200 $\text{dm}^3 \cdot \text{m}^2 \cdot \text{d}^{-1}$. Po roku pracy modelu „M2” i po wpracowaniu się złoża filtracyjnego przestano dawkować ścieki i rozpoczęto dawkowanie wody z barwnikiem spożywczym o intensywnej barwie (fotografia 21). Od momentu rozpoczęcia dawkowania markera mierzono czas i w równomiernych odstępach czasu (30 min) pobierano próbkę ścieków w celu stwierdzenia pojawienia się markera w odpływie.

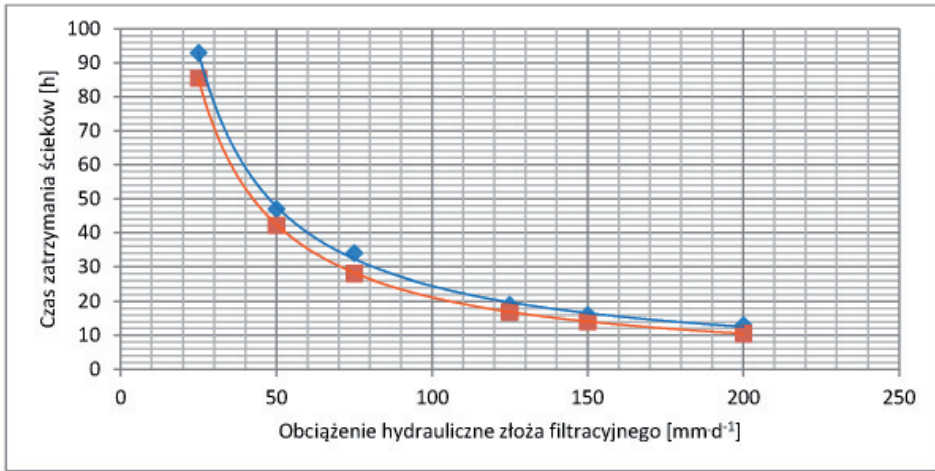


Fotografia 21. Układ do dozowania barwnika do modelu „M2” - widoczny zbiornik (C), sterownik czasowy (B) i pompa perystaltyczna (A)

Photo 21. System for dye dispensing to “M2” model - visible container (C), time controller (B) and peristaltic pump (A)

Autor zdecydował się na takie rozwiązanie ze względu na fakt, że w wyniku pracy filtru następowało zatrzymywanie zanieczyszczeń w złożu (głównie na jego powierzchni) a to z kolei przyczyniało się do wydłużenia czasu zatrzymania ścieków w złożu. Dzięki bezpośrednim doświadczalnym pomiarom czasu przebywania markera (barwnika) w złożu filtracyjnym określono czas zatrzymania ścieków w zależności od obciążenia hydraulicznego. Wyniki tych pomiarów przedstawiono na rysunku 79.

Na rysunku 79 przedstawiono graficzny obraz zależności czasu zatrzymania ścieków w złożu od obciążenia hydraulicznego złoża.



Rysunek 79. Zależność czasu zatrzymania ścieków w złożu filtracyjnym od obciążenia hydraulicznego (kolor czerwony dotyczy czasu zatrzymania obliczonego ze wzoru (3), kolor niebieski czas zatrzymania określony z pomiaru)

Figure 79. Relationship between the retention time of sewage in the filter bed and the hydraulic load (red color relates to the retention time calculated from the formula (3), blue color relates to the retention time determined from the measurement)

W celu stwierdzenia dopasowania stałych kinetyki reakcji do wartości pomierzonych określono wartości statystycznych miar jakości modeli matematycznych. Poniżej przedstawiono wykorzystane miary statystyczne:

Względny średniokwadratowy błąd resztowy (WBR):

$$\text{WBR} = \frac{1}{S_{2p}} \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (S_{2p,i} - S_{2m,i})^2} \quad (33)$$

Specjalny współczynnik korelacji

$$RS = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (2S_{2p,i} - S_{2m,i} - S_{2m,i}^2)}{\sum_{i=1}^n S_{2p,i}^2}} \quad (34)$$

W tabeli 66 przedstawiono wartości statystycznych miar jakości modeli matematycznych.

Tabela 66. Wartości statystycznych miar jakości modeli matematycznych [Błażejowski 1999]

Table 66. Values of statistical quality measures of mathematical models [Błażejowski 1999]

Model	RS	WBR
Znakomity	0,99-1,00	0,00-0,02
Bardzo dobry	0,98-0,95	0,03-0,05
Dobry	0,94-0,90	0,06-0,10
Dość dobry	0,89-0,85	0,11-0,25
Niezadawalający	poniżej 0,85	powyżej 0,25

Przy stosowaniu statystycznych miar jakości modelu nie ma ustalonych granic jakie poszczególne miary powinny osiągnąć, aby model mógł zostać przyjęty. Niemniej jednak istnieją wartości ekstremalne tych miar określające, że model jest idealny i wówczas $WBR=0$, $RS = 1$ oraz, że model jest niezadawalający (nie wnosi żadnej informacji) i wówczas $RS=0$ natomiast dla wartości WBR granice nie istnieją [Błażejowski 1999].

Kinetyka reakcji dla BZT₅

Na podstawie wzorów (30), (31), (32) obliczono stałe kinetyki reakcji (zerowego, pierwszego i drugiego rzędu) dla BZT₅. W tabeli 67 przedstawiono średnie wartości stałych kinetyki reakcji oraz modeli matematycznych.

Podobnie jak w przypadku BZT₅ stwierdzono bardzo duże wartości stałej kinetyki reakcji zerowego rzędu, zwłaszcza w początkowych głębokościach złoża ($k_{0sr}=3360 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}\cdot\text{d}^{-1}$) podczas gdy dla najniższej warstwy (od 90 do 110 cm), gdzie stała kinetyki reakcji zerowego rzędu k_0 wyniosła $90 \text{ mg}\cdot\text{dm}^{-3}\cdot\text{d}^{-1}$. Przyczyną tego stanu były bardzo duże wartości BZT₅ (ponad $700 \text{ mgO}_2\cdot\text{dm}^{-3}$) w ściekach dopływających do złoża filtracyjnego. W oparciu o przeprowadzone obliczenia stwierdzono, że redukcję BZT₅ można opisać za pomocą kinetyki reakcji drugiego rzędu, o czym świadczą najkorzystniejsze wartości zastosowa-

nych modeli WBR i RS (od modelu dobrego do modelu znakomitego). Jedynie dla warstwy od 50 do 90 cm stwierdzono, że redukcję BZT₅ można opisać za pomocą kinetyki pierwszego rzędu (WBR= 0,05; RS=0,97).

Tabela 67. Średnie wartości stałych kinetyki reakcji oraz ocena jakości modeli opisujących dla BZT₅

Table 67. Average values of reaction kinetics constants and mathematical models for BOD₅

Rząd kinetyki reakcji	Wyszczególnienie	Warstwa złoża filtracyjnego [cm]				
		0-10	10-30	30-50	50-90	90-110
Rząd kinetyki reakcji	Liczba pomiarów N	27	27	27	27	27
	Pomierzona wartość S _{2pśr} [mgO ₂ ·dm ⁻³]	304,63	136,33	80,19	43,19	18,30
	S _{2mśr} [mgO ₂ ·dm ⁻³]	273,18	134,40	80,07	43,91	17,33
Zerowy	k _{0śr} [mg·dm ⁻³ ·d ⁻¹]	3360	1534	507	63	90
	WBR [-]	0,14 ⁴⁾	0,16 ⁴⁾	0,12 ⁴⁾	0,07 ³⁾	0,15 ⁴⁾
	RS [-]	0,74 ⁵⁾	0,62 ⁵⁾	0,79 ⁵⁾	0,93 ³⁾	0,71 ⁵⁾
	S _{2mśr} [mgO ₂ ·dm ⁻³]	273,11	130,74	83,00	42,36	17,52
Pierwszy	k _{1śr} [d ⁻¹]	7,76	7,62	4,47	1,11	3,13
	WBR [-]	0,09 ³⁾	0,10 ³⁾	0,08 ³⁾	0,05 ²⁾	0,08 ³⁾
	RS [-]	0,89 ⁴⁾	0,88 ⁴⁾	0,92 ³⁾	0,97 ²⁾	0,93 ³⁾
	S _{2m} [mgO ₂ ·dm ⁻³]	256,64	117,95	80,72	38,17	16,06
Drugi	k _{2śr} [d ⁻¹ ·mg ⁻¹ ·dm ⁻³]	0,021	0,047	0,046	0,024	0,136
	WBR [-]	0,08 ³⁾	0,09 ³⁾	0,05 ²⁾	0,06 ³⁾	0,07 ³⁾
	RS [-]	0,91 ³⁾	0,91 ³⁾	0,96 ²⁾	0,96 ²⁾	0,93 ³⁾
	S _{2m} [mgO ₂ ·dm ⁻³]	256,64	117,95	80,72	38,17	16,06

¹⁾ – model znakomity, ²⁾ – model bardzo dobry, ³⁾ – model dobry, ⁴⁾ – model dość dobry, ⁵⁾ – niezadawalający

Kinetyka reakcji dla ChZT_{Cr}

Na podstawie wzorów (30), (31), (32) obliczono stałe kinetyki reakcji (zerowego, pierwszego i drugiego rzędu) dla ChZT_{Cr}. W tabeli 68 przedstawiono średnie wartości stałych kinetyki reakcji oraz modeli matematycznych.

Na uwagę zasługują bardzo duże wartości stałej kinetyki reakcji zerowego rzędu, zwłaszcza w początkowych głębokościach złoża. Przyczyną tego stanu były bardzo duże wartości ChZT_{Cr} w ściekach dopływających do złoża filtracyjnego. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że redukcja wskaźnika ChZT_{Cr} można opisać za pomocą kinetyki reakcji drugiego rzędu, o czym świadczą najkorzystniejsze wartości zastosowanych modeli WBR i RS (od modelu dobrego do modelu znakomitego). Dla ostatniej warstwy (od 90 do 110 cm) stwierdzono, że redukcja wskaźnika ChZT_{Cr} można opisać za pomocą kinetyki pierwszego rzędu (WBR= 0,06; RS=0,96).

Tabela 68. Średnie wartości stałych kinetyki reakcji oraz ocena jakości modeli opisujących dla ChZT_{Cr}**Table 68.** Average values of reaction kinetics constants and mathematical models for COD_{Cr}

Rząd kinetyki reakcji	Wyszczególnienie	Warstwa złoża filtracyjnego [cm]				
		0-10	10-30	30-50	50-90	90-110
	Liczba pomiarów N	27	27	27	27	27
	Pomierzona wartość $S_{2p\bar{s}r}$ [mgO ₂ ·dm ⁻³]	473,04	205,19	154,70	86,67	51,57
Zerowy	$S_{2m\bar{s}r}$ [mgO ₂ ·dm ⁻³]	433,00	209,18	153,78	82,03	50,78
	$k_{0\bar{s}r}$ [mg·dm ⁻³ ·d ⁻¹]	4648	2377	463	126	111
	WBR [-]	0,11 ⁴⁾	0,14 ⁴⁾	0,05 ²⁾	0,10 ³⁾	0,06 ³⁾
	RS [-]	0,85 ⁴⁾	0,71 ⁵⁾	0,97 ²⁾	0,85 ⁴⁾	0,96 ²⁾
Pierwszy	$S_{2m\bar{s}r}$ [mgO ₂ ·dm ⁻³]	421,38	202,16	156,64	84,87	47,72
	$k_{1\bar{s}r}$ [d ⁻¹]	7,31	7,66	2,43	1,04	1,91
	WBR [-]	0,09 ³⁾	0,09 ³⁾	0,03 ²⁾	0,06 ³⁾	0,06 ³⁾
	RS [-]	0,90 ³⁾	0,91 ³⁾	0,99 ¹⁾	0,96 ²⁾	0,96 ²⁾
Drugi	S_{2m} [mgO ₂ ·dm ⁻³]	398,95	183,79	155,32	84,11	43,96
	$k_{2\bar{s}r}$ [d ⁻¹ ·mg ⁻¹ ·dm ⁻³]	0,013	0,030	0,014	0,009	0,037
	WBR [-]	0,08 ³⁾	0,08 ³⁾	0,03 ²⁾	0,03 ²⁾	0,07 ²⁾
	RS [-]	0,92 ³⁾	0,93 ³⁾	0,99 ¹⁾	0,99 ¹⁾	0,94 ³⁾

¹⁾ – model znakomity, ²⁾ – model bardzo dobry, ³⁾ – model dobry, ⁴⁾ – model dość dobry,

⁵⁾ – niezadawalający

Zawiesina ogólna

Na podstawie wzorów (30), (31), (32) obliczono stałe kinetyki reakcji (zerowego, pierwszego i drugiego rzędu) dla zawiesiny ogólnej. W tabeli 69 przedstawiono średnie wartości stałych kinetyki reakcji oraz modeli matematycznych.

W przypadku zawiesiny ogólnej również stwierdzono bardzo duże wartości stałej kinetyki reakcji zerowego rzędu, zwłaszcza w początkowych głębokościach złoża ($k_{0\bar{s}r}=1595$ mg·dm⁻³·d⁻¹) podczas gdy dla najniższej warstwy (od 90 do 110 cm) gdzie stała kinetyki reakcji zerowego rzędu k_0 wyniosła 20 mg·dm⁻³·d⁻¹. Przyczyną tego stanu były bardzo duże stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach dopływających do złoża filtracyjnego. W oparciu o przeprowadzone obliczenia stwierdzono, że usuwanie zawiesiny ogólnej można opisać za pomocą kinetyki reakcji pierwszego rzędu, o czym świadczą najkorzystniejsze wartości zastosowanych modeli WBR i RS (od modelu dobrego do modelu znakomitego). Dla warstwy od 30 do 50 cm oraz od 50 do 90 cm stwierdzono, że usuwanie zawiesiny ogólnej można opisać za pomocą kinetyki drugiego rzędu.

Tabela 69. Średnie wartości stałych kinetyki reakcji oraz ocena jakości modeli opisujących dla zawiesiny ogólnej**Table 69.** Average values of reaction kinetics constants and mathematical models for total suspended solids

Rząd kinetyki reakcji	Wyszczególnienie	Warstwa złoża filtracyjnego [cm]				
		0-10	10-30	30-50	50-90	90-110
	Liczba pomiarów N	23	23	23	23	23
	Pomierzona wartość $S_{2p\dot{s}r}$ [mg·dm ⁻³]	160,58	83,33	41,96	30,90	25,84
Zerowy	$S_{2m\dot{s}r}$ [mg·dm ⁻³]	152,39	83,63	40,92	30,41	25,31
	$k_{0\dot{s}r}$ [mg·dm ⁻³ ·d ⁻¹]	1595	712	393	21	20
	WBR [-]	0,14 ⁴⁾	0,25 ⁴⁾	0,16 ⁴⁾	0,07 ³⁾	0,06 ³⁾
	RS [-]	0,81 ⁵⁾	Wartość „-”, ⁵⁾	0,68 ⁵⁾	0,95 ²⁾	0,97 ²⁾
Pierwszy	$S_{2m\dot{s}r}$ [mg·dm ⁻³]	132,45	92,08	43,41	29,67	24,61
	$k_{1\dot{s}r}$ [d ⁻¹]	8,30	5,15	6,04	0,62	0,81
	WBR [-]	0,13 ⁴⁾	0,16 ⁴⁾	0,09 ³⁾	0,06 ³⁾	0,05 ²⁾
	RS [-]	0,84 ⁵⁾	0,68 ⁵⁾	0,91 ³⁾	0,96 ²⁾	0,97 ²⁾
Drugi	S_{2m} [mg·dm ⁻³]	109,01	88,01	43,02	28,11	23,06
	$k_{2\dot{s}r}$ [d ⁻¹ ·mg ⁻¹ ·dm ⁻³]	0,056	0,048	0,104	0,021	0,039
	WBR [-]	0,14 ⁴⁾	0,11 ⁴⁾	0,06 ³⁾	0,06 ³⁾	0,06 ³⁾
	RS [-]	0,81 ⁵⁾	0,87 ⁴⁾	0,96 ²⁾	0,96 ²⁾	0,96 ²⁾

¹⁾ – model znakomity, ²⁾ – model bardzo dobry, ³⁾ – model dobry, ⁴⁾ – model dość dobry, ⁵⁾ – niezadawalający

6.2.7. Analiza mikrobiologiczna ścieków

W dostępnej literaturze jest wiele prac dotyczących analizy jakości ścieków dopływających i odpływających z filtrów piaskowych o przepływie pionowym, jednak zakres tych badań zazwyczaj nie obejmuje analiz mikrobiologicznych. Autor zdecydował się na zbadanie 6 wskaźników mikrobiologicznych (bakterie grupy *coli*, *Escherichia coli*, Enterokoki, *Salmonella sp.*, *Shigella sp.* oraz *Clostridium perfringens*) w ściekach dopływających do filtru, na odpływie z warstwy żwirowej oraz na odpływie z warstwy piaskowej.

Bakterie grupy *coli*

W tabeli 70 przedstawiono podstawowe statystyki opisujące liczebności bakterii z grupy *coli* w ściekach dopływających i odpływających z badanych warstw prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym.

Na podstawie danych z tabeli 70 można zauważyć, że liczebności bakterii grupy *coli* w ściekach po osadniku gnilnym zawarte były w przedziale od $1,0 \cdot 10^6$ do $1,0 \cdot 10^7$ NPL/100 cm³. Średnia liczebność bakterii wyniosła $6,14 \cdot 10^6$ NPL/100 cm³.

Tabela 70. Zestawienie podstawowych statystyk opisujące liczebności bakterii z grupy *coli* w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez warstwę żwiru oraz po przesączeniu przez warstwę piasku w prototypie zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym

Table 70. Summary of basic descriptive statistics for the abundance of *coliforms* in pre-treated sewage, after being filtered through a layer of gravel and after filtration through a layer of sand in the prototype of the vertical flow gravel and sand filter

Statystyka Opisowa	Symbol	Liczebność bakterii z grupy <i>coli</i> [NPL·100 cm ⁻³]			Redukcja liczebności bakterii z grupy <i>coli</i> [%]		
		Ścieki wstępnie oczyszczonych	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Całkowita
Średnia	\bar{X}	6,14·10 ⁶	3,44·10 ⁵	3,19·10 ⁴	81,13	79,84	98,25
Mediana	m _e	1,0·10 ⁷	1,0·10 ⁵	1,0·10 ⁴	90,00	90,00	99,90
Minimalna	Min	1,0·10 ⁶	1,0·10 ⁴	1,0·10 ³	0,00	0,00	90,00
Maksymalna	Max	1,0·10 ⁷	1,0·10 ⁶	1,0·10 ⁵	99,90	99,90	99,99
Wsp. zmien.	V _{zm}	0,73	1,21	1,35	0,41	0,41	0,03
Liczba próbek	N	7	7	7	7	7	7

Średnia liczebność bakterii z grupy *coli* w ściekach oczyszczonych po warstwie żwirowej wyniosła 3,44·10⁵ NPL·100 cm³. Zaobserwowano zmniejszenie liczebności bakterii po przesączeniu przez warstwę żwirową o 81,13%. Znacznie niższą średnią liczebność bakterii z grupy *coli* stwierdzono w ściekach oczyszczonych po przesączeniu przez cały filtr żwirowo-piaskowy „F1”, gdzie średnia liczebność wyniosła 3,19·10⁴ NPL·100 cm³. Należy zauważyć znaczne zmniejszenie bakterii z grupy *coli* po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirowo-piaskową.

Na podstawie liczebności bakterii w ściekach dopływających do filtra, po przesączeniu przez warstwę żwirową filtra oraz ścieków oczyszczonych określono redukcję liczby bakterii z grupy *coli* z poszczególnych etapów oczyszczania (tabela 70). Na tej podstawie stwierdzono, że średnia redukcja liczebności bakterii z grupy *coli* po warstwie żwiru wyniosła 81,13%, a po przesączeniu przez samą warstwę piasku wyniosła dwukrotnie więcej tj. 79,84%. Całkowita średnia redukcja liczebności bakterii z grupy *coli* na całym filtrze żwirowo-piaskowym wyniosła 98,25%.

Bakterie grupy *Escherichia coli*

W tabeli 71 przedstawiono podstawowe statystyki opisujące liczebności bakterii z grupy *Escherichia coli* w ściekach dopływających i odpływających z badanych warstw prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym.

Tabela 71. Zestawienie podstawowych statystyk opisujące liczebności bakterii z grupy *Escherichia coli* w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez warstwę żwiru oraz po przesączeniu przez warstwę piasku w prototypie zmodyfikowanego filtra żwirowo piaskowego o przepływie pionowym

Table 71. Summary of basic descriptive statistics for the abundance of *Escherichia coli* in pre-treated sewage, after being filtered through a layer of gravel and after filtration through a layer of sand in the prototype of a vertical flow gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Liczebność bakterii z grupy <i>Escherichia coli</i> [NPL·100 cm ⁻³]			Redukcja liczebności bakterii z grupy <i>Escherichia coli</i> [%]		
		Ścieki wstępnie oczyszczonych	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Całkowita
Średnia	\bar{X}	$1,90 \cdot 10^6$	$3,57 \cdot 10^4$	$4,60 \cdot 10^3$	92,70	79,71	98,13
Mediana	m_e	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^3$	90,00	90,00	99,00
Minimalna	Min	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^2$	90,00	0,00	90,00
Maksymalna	Max	$1,0 \cdot 10^7$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	99,90	99,00	99,99
Wsp. zmien.	V_{zm}	1,75	0,01	0,001	0,05	0,41	0,03
Liczba próbek	N	7	7	7	7	7	7

Na podstawie danych z tabeli 71 można zauważyć, że liczebności bakterii grupy *Escherichia coli* w ściekach po osadniku gnilnym zawarte były w przedziale od $1,0 \cdot 10^5$ do $1,0 \cdot 10^7$ NPL·100 cm³. Średnia liczebność bakterii wyniosła $1,90 \cdot 10^6$ NPL·100 cm³.

Średnia liczebność bakterii z grupy *Escherichia coli* w ściekach oczyszczonych po warstwie żwirowej wyniosła $3,57 \cdot 10^4$ NPL·100 cm³. Zaobserwowano zmniejszenie liczebności bakterii po przesączeniu przez warstwę żwirową o 92,70%. Znacznie niższą średnią liczebność bakterii stwierdzono w ściekach oczyszczonych po przesączeniu przez cały filtr żwirowo-piaskowy „F1”, gdzie średnia liczebność wyniosła $4,60 \cdot 10^3$ NPL·100 cm³. Należy zauważyć znaczne zmniejszenie liczby bakterii z grupy *Escherichia coli* po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirowo-piaskową.

Na podstawie liczebności bakterii w ściekach dopływających do filtru, po przesączeniu przez warstwę żwirową filtru oraz ścieków oczyszczonych określono redukcję liczby bakterii z grupy *Escherichia coli* z poszczególnych etapów oczyszczania (tabela 71). Na tej podstawie stwierdzono, że średnia redukcja liczebności bakterii po warstwie żwiru wyniosła 92,70%, a po przesączeniu przez samą warstwę piasku wyniosła dwukrotnie więcej, tj. 79,71%. Całkowita średnia redukcja liczebności bakterii z grupy *Escherichia coli* na całym filtrze żwirowo-piaskowym wyniosła 98,13%.

Enterokoki

W tabeli 72 przedstawiono podstawowe statystyki opisujące liczebności enterokoków w ściekach dopływających i odpływających z badanych warstw filtru.

Tabela 72. Zestawienie podstawowych statystyk opisujące liczebności enterokoków w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez warstwę żwiru oraz po przesączeniu przez warstwę piasku w prototypie filtru

Table 72. Summary of basic descriptive statistics for the abundance of *fecal enterococci* in pre-treated sewage, after being filtered through a layer of gravel and after filtration through a layer of sand in the prototype of the filter

Statystyka opisowa	Symbol	Liczebność enterokoków [NPL·100 cm ⁻³]			Redukcja liczebności enterokoków [%]		
		Ścieki wstępnie oczyszczonych	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Całkowita
Średnia	\bar{X}	$3,31 \cdot 10^7$	$4,86 \cdot 10^5$	$1,74 \cdot 10^5$	93,99	67,00	98,13
Mediana	m_e	$1,0 \cdot 10^7$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	90,00	90,00	99,00
Minimalna	Min	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^2$	90,00	0,00	90,00
Maksymalna	Max	$1,0 \cdot 10^8$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^6$	99,90	99,99	100,00
Wsp. zmien.	V_{zm}	12,8	0,09	0,19	0,05	0,64	0,03
Liczba próbek	N	7	7	7	7	7	7

Analizując dane z tabeli 72 należy stwierdzić, że liczebność enterokoków w ściekach po osadniku gnilnym zawarta była w przedziale od $1,0 \cdot 10^6$ do $1,0 \cdot 10^8$ NPL·100 cm³. Średnia liczebność enterokoków wyniosła $3,31 \cdot 10^7$ NPL·100 cm³.

Średnia liczebność enterokoków w ściekach oczyszczonych po warstwie żwirowej wyniosła $4,86 \cdot 10^5$ NPL·100 cm³. Zaobserwowano zmniejszenie liczebności enterokoków po przesączeniu przez warstwę żwirową o 93,99%. Niższą średnią liczebność enterokoków stwierdzono w ściekach oczyszczonych po przesączeniu przez cały filtr żwirowo-piaskowy „F1”, gdzie średnia liczebność wyniosła $1,74 \cdot 10^5$ NPL·100 cm³. Należy zauważyć znaczne zmniejszenie enterokoków po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirowo-piaskową.

Na podstawie wartości liczebności enterokoków w ściekach dopływających do filtru, po przesączeniu przez warstwę żwirową filtru oraz ścieków oczyszczonych określono redukcję enterokoków z poszczególnych etapów oczyszczania (tabela 72). Na tej podstawie stwierdzono, że średnia redukcja liczebności enterokoków po warstwie żwiru wyniosła 93,99%, a po przesączeniu przez samą warstwę piasku 67,00%. Całkowita średnia redukcja liczebności enterokoków na całym filtrze żwirowo-piaskowym wyniosła 98,13%.

Bakterie z rodzaju *Salmonella sp.*

W tabeli 73 przedstawiono podstawowe statystyki opisujące liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* w ściekach dopływających i odpływających z badanych warstw prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym.

Tabela 73. Zestawienie podstawowych statystyk opisujące liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez warstwę żwiru oraz po przesączeniu przez warstwę piasku w prototypie zmodyfikowanego filtra żwirowo piaskowego o przepływie pionowym

Table 73. Summary of basic descriptive statistics for the abundance of *Salmonella sp.* in pre-treated sewage, after being filtered through a layer of gravel and after filtration through a layer of sand in the prototype of a vertical flow gravel and sand filter

Statystyka opisowa	Symbol	Liczebność bakterii z rodzaju <i>Salmonella sp.</i> [jtk]			Redukcja liczebności bakterii z rodzaju <i>Salmonella sp.</i> [%]		
		Ścieki wstępnie oczyszczonych	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Całkowita
Średnia	\bar{X}	739,4	425,6	8,9	46,63	90,71	93,97
Mediana	m_e	360,0	99,0	8,0	28,77	96,73	97,31
Minimalna	Min	34,0	9,0	0,0	11,06	68,00	76,47
Maksymalna	Max	1815,0	1471,0	28,0	95,45	100,00	100,00
Rozstęp	Ro	1781,0	1462,0	28,0	84,39	32,00	23,53
Odch. stand.	σ	703,4	515,4	8,9	30,77	11,19	8,19
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,95	1,21	1,00	0,66	0,12	0,09
Liczba próbek	N	7	7	7	7	7	7

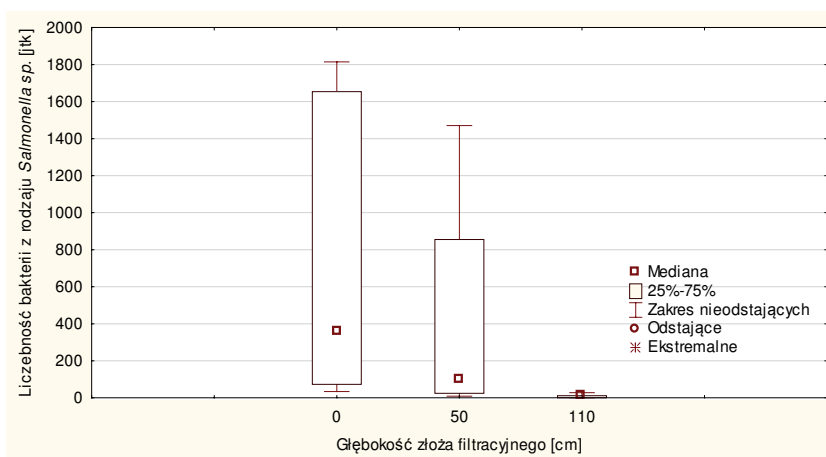
Na podstawie danych z tabeli 73 można zauważyć wysokie liczebności bakterii *Salmonella sp.* w ściekach po osadniku gnilnym, zawarte są w przedziale od 34 jtk do 1815 jtk. Taki szeroki zakres może wynikać z faktu, że niższe wartości kolonii bakterii zaobserwowano w okresie początkowej eksploatacji osadnika gnilnego. W miarę eksploatacji osadnika gnilnego i narastania w nim ilości zanieczyszczeń zaobserwowano wyższe wartości kolonii bakterii *salmonella sp.* (1815 jtk). Średnia wartość kolonii bakterii *salmonella sp.* w ściekach dopływających do filtra wyniosła 739,4 jtk.

Średnia liczebność bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* w ściekach oczyszczonych po warstwie żwirowej wyniosła 425,6 jtk. Zaobserwowano zmniejszenie liczebności bakterii po przesączeniu przez warstwę żwirową na poziomie 313,8 jtk. Znacznie niższą średnią liczebność bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* (8,9 jtk) stwierdzono w ściekach oczyszczonych po przesączeniu przez cały filtr

żwirowo-piaskowy „F1”. Tak więc należy zauważyć znaczne zmniejszenie bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową, które średnio wyniosło 416,7 jtk. Podkreślić zatem należy, że warstwa piasku o miąższości 60 cm wpływa bardzo korzystnie na zmniejszenie liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.*

Na podstawie wartości liczebności bakterii w ściekach dopływających do filtru, po przesączeniu przez warstwę żwirową filtru oraz ścieków oczyszczonych określono redukcję bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* z poszczególnych etapów oczyszczania (tabela 73). Na tej podstawie stwierdzono, że średnia redukcja liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* po warstwie żwiru wyniosła 46,63%, a po przesączeniu przez samą warstwę piasku wyniosła dwukrotnie więcej, tj. 90,71%. Całkowita średnia redukcja liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* na całym filtrze żwirowo-piaskowym wyniosła 93,97%.

Na rysunku 80 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.



Rysunek 80. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru

Figure 80. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for the abundance of *Salmonella sp.* in sewage from individual depths of filter bed of the modified filter prototype

Biorąc pod uwagę wartości przedstawione na rysunku 80 daje się zauważyć spadek mediany liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Mediana liczebności bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* w ściekach dopływających do złoża wyniosła 360,0 jtk podczas, gdy po

przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła 99,0 jtk natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła 8,0 jtk.

Bakterie z rodzaju *Shigella sp.*

W dalszej części w tabeli 74 przedstawiono podstawowe statystyki opisujące liczebności bakterii z rodzaju *Shigella sp.* w ściekach dopływających i odpływających z badanych warstw prototypu zmodyfikowanego filtra.

Tabela 74. Zestawienie podstawowych statystyk opisujące liczebności bakterii z rodzaju *Shigella sp.* w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez warstwę żwiru oraz po przesączeniu przez warstwę piasku w prototypie zmodyfikowanego filtra

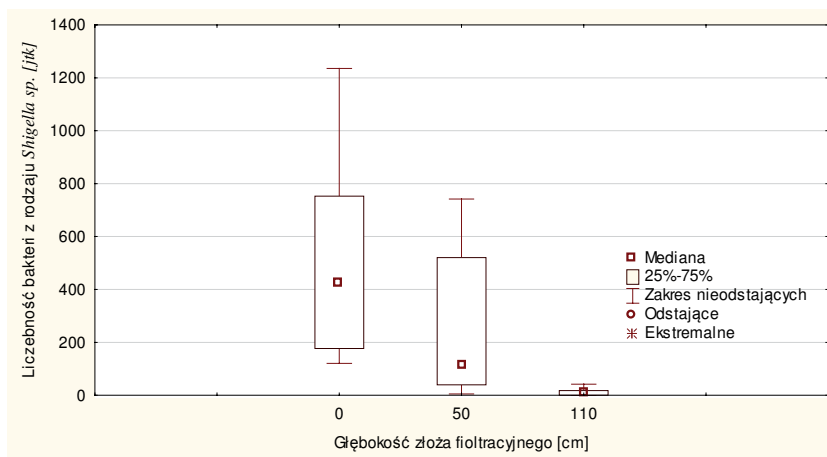
Table 74. Summary of basic descriptive statistics for the abundance of *Shigella sp.* in pre-treated sewage, after being filtered through a layer of gravel and after filtration through a layer of sand in the prototype of the modified filter

Statystyka opisowa	Symbol	Liczebność bakterii z rodzaju <i>Shigella sp.</i> [jtk]			Redukcja liczebności bakterii z rodzaju <i>Shigella sp.</i> [%]		
		wstępnie oczyszczonych	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Całkowita
Średnia	\bar{X}	528,6	289,1	12,4	50,12	85,88	93,73
Mediana	m_e	420,0	116,0	11,0	34,46	97,85	98,54
Minimalna	Min	121,0	5,0	0,0	27,27	60,00	76,27
Maksymalna	Max	1236,0	742,0	42,0	98,11	100,00	100,00
Rozstęp	R_o	1115,0	737,0	42,0	70,83	40,00	23,73
Odch. stand.	σ	370,8	273,0	14,1	28,27	16,64	8,67
Wsp. zmien.	V_{zm}	0,70	0,94	1,13	0,56	0,19	0,09
Liczba próbek	N	7	7	7	7	7	7

Analizując dane z tabeli 74 daje się zauważyć wysokie liczebności bakterii *Shigella sp.* w ściekach po osadniku gnilnym, gdzie stwierdzono średnią wartość na poziomie 528,6 jtk. Średnia liczebność bakterii z rodzaju *Shigella sp.* w ściekach oczyszczonych po warstwie żwirowej wyniosła 289,1 jtk. Zaobserwowano zmniejszenie blisko o połowę liczebności bakterii po przesączeniu przez warstwę żwirową (239,5 jtk). Można stwierdzić, że warstwa żwiru w niskim stopniu przyczyniła się do zmniejszenia liczebności bakterii. Znacznie niższą średnią liczebność bakterii (12,4 jtk) stwierdzono w ściekach oczyszczonych po przesączeniu przez cały filtr żwirowo-piaskowy „F1”. Można zatem zauważyć znaczne zmniejszenie bakterii po przesączeniu ścieków przez warstwę piaskową, które średnio wyniosło 276,7 jtk. Podkreślić zatem należy, że warstwa piasku o miąższości 60 cm wpływa bardzo korzystnie na zmniejszenie liczebności tych bakterii.

Na podstawie liczebności bakterii *Shigella sp.* w ściekach dopływających do filtru, po przesączeniu przez warstwę żwirową filtru oraz ścieków oczyszczonych określono redukcję bakterii w ściekach po poszczególnych etapach oczyszczania (tabela 74). Na tej podstawie stwierdzono, że średnia redukcja liczebności bakterii po warstwie żwiru wyniosła 50,12%, a po przesączeniu przez samą warstwę piasku wyniosła 85,88%. Całkowita średnia redukcja liczebności bakterii *Shigella sp.* na całym filtrze żwirowo-piaskowym wyniosła 93,73%.

Na rysunku 81 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla liczebności bakterii z rodzaju *Shigella sp.* dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.



Rysunek 81. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla liczebności bakterii z rodzaju *Shigella sp.* w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego „F1”

Figure 81. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for the abundance of *Shigella sp.* in sewage from individual depths of filter bed of the “F1” prototype of the modified gravel and sand filter

Biorąc pod uwagę wartości przedstawione na rysunku 81 daje się zauważyć spadek mediany liczebności bakterii z rodzaju *Shigella sp.* wraz z głębokością złoża filtracyjnego. Mediana liczebności bakterii z rodzaju *Shigella sp.* w ściekach dopływających do złoża wyniosła 420,0 jtk podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła 116,0 jtk natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła 11,0 jtk.

Bakterie z rodzaju *Clostridium perfringens*

Jako ostatni ze wskaźników mikrobiologicznych przedstawiono liczebność bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens*. W tabeli 75 przedstawiono podstawowe statystyki opisowe liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach dopływających i odpływających z badanych warstw prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym.

Tabela 75. Zestawienie podstawowych statystyk opisujących liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach wstępnie oczyszczonych, po przesączeniu przez warstwę żwiru oraz po przesączeniu przez warstwę piasku w prototypie zmodyfikowanego filtru

Table 75. Summary of basic descriptive statistics for the abundance of *Clostridium perfringens* in pre-treated sewage, after being filtered through a layer of gravel and after filtration through a layer of sand in the prototype of the modified filter

Statystyka opisowa	Symbol	Liczebność bakterii z rodzaju <i>Clostridium perfringens</i> [jtk]			Redukcja liczebności bakterii z rodzaju <i>Clostridium perfringens</i> [%]		
		wstępnie oczyszczonych	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Po warstwie żwirowej	Po warstwie piaskowej	Całkowita
Średnia	\bar{X}	2179,6	118,0	30,1	63,03	72,68	84,96
Mediana	m_e	134,0	99,0	30,0	79,59	77,78	98,76
Minimalna	Min	49,0	10,0	0,0	25,00	21,21	41,79
Maksymalna	Max	9500,0	245,0	78,0	98,58	100,00	100,00
Rozstęp	Ro	9451,0	235,0	78,0	73,58	78,79	58,21
Odch. stand.	σ	3258,3	75,2	25,0	30,88	24,50	20,48
Wsp. zmien.	V_{zm}	1,49	0,64	0,83	0,49	0,34	0,24
Liczba próbek	N	7	7	7	7	7	7

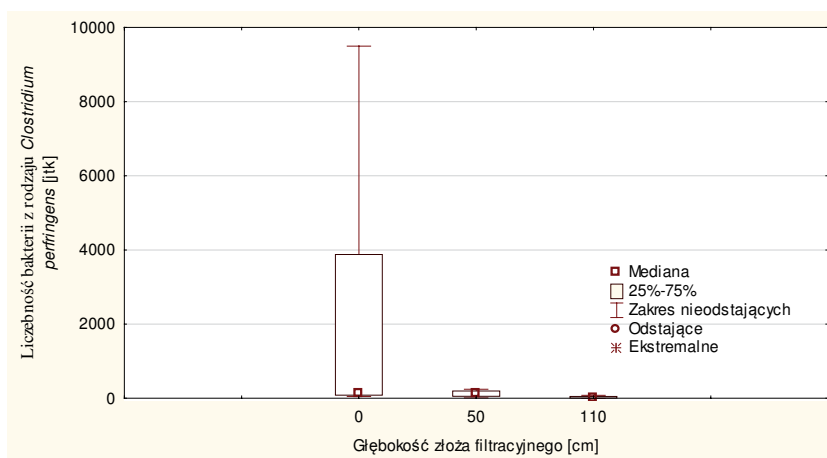
Po analizie danych zawartych w tabeli 75 średnia liczebność bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach po osadniku gnilnym wynosi 2179,6 jtk. Stwierdzono szeroki zakres wartości w przedziale od 49 jtk do 9500 jtk. Wysoki rozstęp liczebności bakterii może wynikać z gromadzenia się zanieczyszczeń w miarę eksploatacji osadnika gnilnego, a co za tym idzie narastania w nim liczby bakterii *Clostridium perfringens*.

Średnia liczebność bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach oczyszczonych po warstwie żwirowej wyniosła 118,0 jtk. Zaobserwowano znaczne zmniejszenie liczebności bakterii po przesączeniu przez warstwę żwirową (2061,6 jtk). Dodatkowe zmniejszenie uzyskano na warstwie piaskowej, gdzie w ściekach oczyszczonych po przesączeniu przez cały filtr żwirowo-piaskowy „F1” stwierdzono średnią liczebność bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* równą 30,1 jtk. Warstwa żwiru i piasku o łącznej miąższości 110 cm

wpływa bardzo korzystnie na zmniejszenie liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens*.

Na podstawie liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach dopływających do filtru, po przesączeniu przez warstwę żwirową filtru oraz w ściekach oczyszczonych określono redukcję bakterii w poszczególnych etapach oczyszczania (tabela 75). Na tej podstawie stwierdzono, że średnia redukcja liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* po warstwie żwiru wyniosła 63,03%, a po przesączeniu przez samą warstwę piasku wyniosła 72,68%. Całkowita średnia redukcja bakterii na całym filtrze żwirowo-piaskowym wyniosła 84,96%.

Na rysunku 82 przedstawiono graficzny obraz median, kwantyli oraz zakresów wartości nieodstających dla liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* dla zadanych głębokości złoża filtracyjnego prototypu „F1”.



Rysunek 82. Wartości mediany, kwantyli (25% i 75%) oraz zakresu wartości nieodstających dla liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach z poszczególnych głębokości złoża filtracyjnego

Figure 82. Values of median, quantile (25% and 75%) and the range of non-deviating values for the abundance of *Clostridium perfringens* in sewage from individual depths of filter bed

Analizując dane z rysunku 82 daje się zauważyć szeroki zakres wartości nieodstających z liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach dopływających do filtru „F1”. Mediana liczebności bakterii z rodzaju *Clostridium perfringens* w ściekach dopływających do złoża wyniosła 134,0 jtk, podczas gdy po przesączeniu ścieków przez warstwę żwirową (po 50 cm) wyniosła 99,0 jtk natomiast dla ścieków po warstwie piaskowej (ścieki oczyszczone) mediana wyniosła 30,0 jtk.

6.2.8. Analiza niezawodności działania prototypu „F1”

W praktyce oceniając oczyszczalnię ścieków stosuje się wiele wskaźników pozwalających na określenie jej niezawodności oraz narzędzi do oceny stabilności procesu i wykrywania ewentualnych problemów [Andraka 2005, Krzanowski i in. 2005, Krzanowski i Wałęga 2006, Krzanowski i in. 2008]. Przy badaniach niezawodności, zwłaszcza gdy istnieje potrzeba jej prognozowania wykorzystywane są informacje dotyczące rozkładu badanego czynnika. Użytecznym, ogólnym rozkładem prawdopodobieństwa, mającym zastosowanie w badaniu niezawodności jest rozkład *Weibulla* [Bugajski i in 2012].

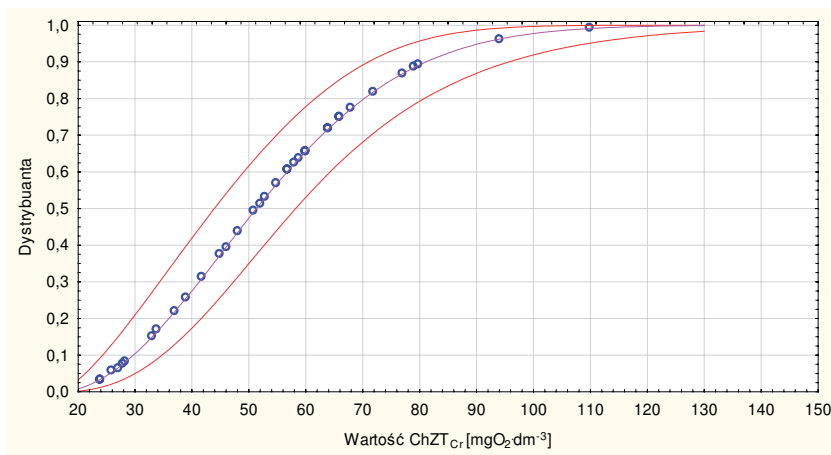
W tabeli 76 przedstawiono wyniki estymowane metodą największej wiarygodności wartości parametrów kształtu i skali rozkładu Weibulla, przy założeniu znajomości parametru położenia dla zmodyfikowanego filtra żwirowopiaskowego „F1”. W oparciu o szereg symulacji, uzyskano optymalną wartość parametru położenia, na podstawie analizy współczynnika determinacji R^2 , charakteryzującego jakość dopasowania danych pomiarowych do funkcji Weibulla, przy różnych wartościach parametru położenia. W przypadku $ChZT_{Cr}$ dla parametru położenia 16,515 uzyskano maksymalne R^2 równe 0,925, w przypadku BZT_5 dla parametru położenia -1,000 max R^2 wynosiło 0,864, a dla zawiesiny ogólnej max $R^2=0,972$. Wyniki testu Hollandera-Porshana sugerują, że wszystkie analizowane wskaźniki w odplywie z oczyszczalni można opisać rozkładem Weibulla na poziomie istotności $\alpha=0,05$ (wartości prawdopodobieństwa testowego p są większe od przyjętego α).

Tabela 76. Wartości parametrów rozkładu Weibulla wraz z weryfikacją dobroci jego dopasowania do danych empirycznych dla prototypu zmodyfikowanego filtra

Table 76. Values of the Weibull distribution parameters with the verification of goodness of fit to the empirical data for the prototype of the modified filter

Wskaźniki	Parametr położenia	Parametr kształtu	Parametr skali	Test Hollandera-Porshana	Prawdopodobieństwo testowe p
$ChZT_{Cr}$	16,515	1,94	42,07	-0,094	0,925
BZT_5	-1,000	2,75	21,91	0,171	0,864
Zawiesina ogólna	-1,000	3,16	31,43	-0,035	0,972

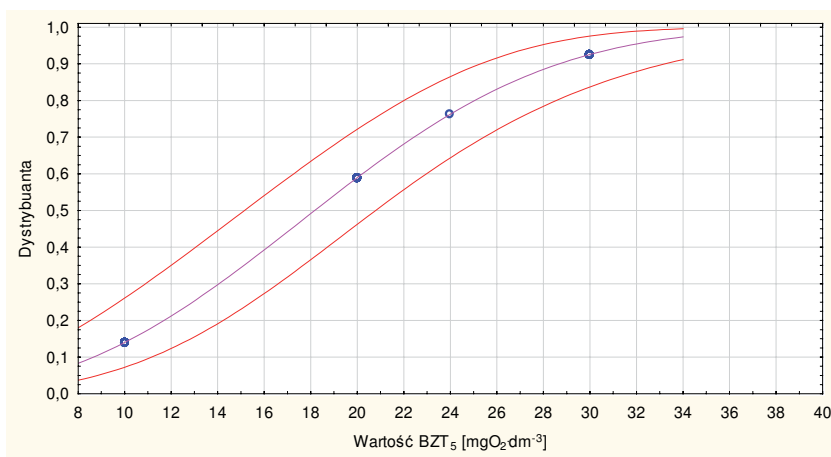
Na rysunku 83 przedstawiono dystrybuantę rozkładu Weibulla dla $ChZT_{Cr}$ z wyznaczonymi przedziałami ufności na poziomie 95%. Wartość dopuszczalna $ChZT_{Cr}$ według Rozporządzenia [2006] wynosi $150 \text{ mgO}_2 \text{ dm}^{-3}$. Na tej podstawie można stwierdzić, że analizowana oczyszczalnia w okresie badań (od września 2011 roku do grudnia 2012 roku) pracowała z niezawodnością 99,9%. Świadczy to o tym, że przez okres 365 dób w roku prototyp zmodyfikowanego filtra „F1” spełniał wymogi dotyczące wartości $ChZT_{Cr}$ w ściekach oczyszczonych.



Rysunek 83. Dystrybuanta rozkładu Weibulla dla wartości $ChZT_{Cr}$ w ściekach oczyszczonych w prototypie filtru „F1”

Figure 83. Weibull distribution function for COD_{Cr} in sewage treated in the “F1” filter prototype

W dalszej kolejności na rysunku 84 przedstawiono dystrybuantę rozkładu Weibulla dla BZT_5 wraz z wyznaczonymi przedziałami ufności na poziomie 95%. Wartość dopuszczalna BZT_5 według Rozporządzenia [2006] wynosi $40 \text{ mgO}_2\text{dm}^{-3}$.

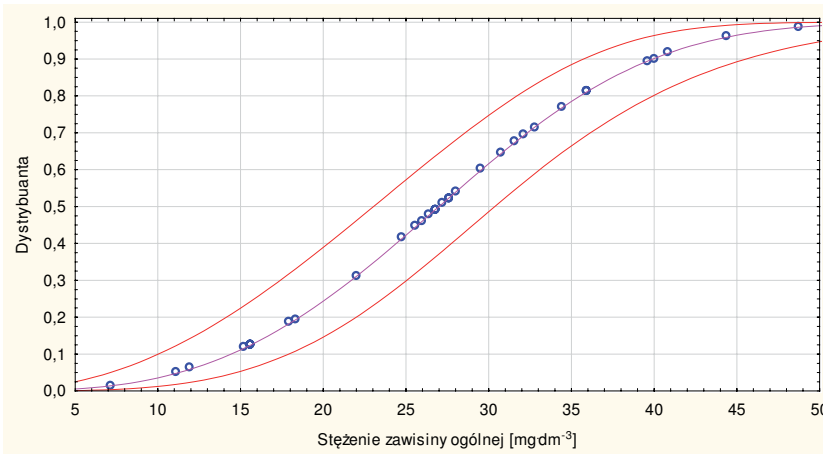


Rysunek 84. Dystrybuanta rozkładu Weibulla dla wartości BZT_5 w ściekach oczyszczonych w prototypie filtru „F1”

Figure 84. Weibull distribution function for BOD_5 in sewage treated in the “F1” filter prototype

Na tej podstawie można stwierdzić, że analizowana oczyszczalnia w okresie badań (od września 2011 roku do grudnia 2012 roku) pracowała z bardzo dużą niezawodnością, zbliżoną do 99,9 %. Świadczy to o tym, że przez 365 dób w roku prototyp zmodyfikowanego filtra „F1” spełniał wymogi dotyczące wartości BZT_5 w ściekach oczyszczonych.

Jako ostatni przedstawiono wskaźnik zawiesiny ogólnej. Na rysunku 85 przedstawiono dystrybuantę rozkładu Weibulla dla stężenia zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych wraz z wyznaczonymi przedziałami ufności na poziomie 95%. Wartość dopuszczalna zawiesiny ogólnej według Rozporządzenia [2006] wynosi 50 mg dm^{-3} . Na tej podstawie można stwierdzić, że analizowana oczyszczalnia w okresie badań (od września 2011 roku do grudnia 2012 roku) pracowała z bardzo dużą niezawodnością zbliżoną do 99,9 %. Świadczy to o tym, że przez 365 dób w roku prototyp zmodyfikowanego filtra „F1” spełniał wymogi dotyczące wartości BZT_5 w ściekach oczyszczonych.



Rysunek 85. Dystrybuanta rozkładu Weibulla dla wartości zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych w prototypie filtra „F1”

Figure 85. Weibull distribution function for total suspended solids in sewage treated in the “F1” filter prototype

Na podstawie badań Andraki i Dzienisa [2003], przy poziomie ryzyka na poziomie $\alpha=0,05$ i dla oczyszczalni poniżej 2000 RLM, dopuszczalny poziom niezawodności technologicznej wynosi 97,3%, co odpowiada 9 dniom wadliwej pracy oczyszczalni w ciągu roku. W oparciu o przeprowadzoną analizę niezawodności funkcjonowania zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym oraz kryterium niezawodności według Andraki i Dzienisa [2003] można stwierdzić, że badany obiekt należy zakwalifikować do oczyszczalni charakteryzujących się bardzo wysokim poziomem niezawodności.

7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Na rynku jest stosowanych wiele rozwiązań przydomowych oczyszczalni ścieków. Jednym z najstarszych i powszechnie stosowanym jest układ osadnik gnilny z filtrem piaskowym o przepływie pionowym. Filtr piaskowy jest urządzeniem, które stosowane jest jako drugi stopień oczyszczania ścieków bytowych. Filtrat odpływający z tego typu urządzenia jest bezbarwny, klarowny i pozbawiony zapachu. Wadą filtrów piaskowych jest ich duża powierzchnia (nawet $7 \text{ m}^2 \cdot \text{M}^{-1}$), która niejednokrotnie dyskwalifikuje to rozwiązanie na małych działkach. W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań skuteczności zmniejszania zanieczyszczeń z wykorzystaniem zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym (filtr zakryty). Taki zmodyfikowany filtr zajmuje znacznie mniejszą powierzchnię ($1,15 \text{ m}^2 \cdot \text{M}^{-1}$), czyli jest kilkakrotnie mniejszy niż w przypadku klasycznych rozwiązań tego typu. Badania zostały wykonane w kilku etapach. W pierwszej kolejności wykonano badania w laboratorium, na modelu „M1” oraz na modelu „R1”. Na podstawie tych badań określono parametry zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego i wybudowano jego prototyp w terenie w warunkach rzeczywistych. Badania terenowe przeprowadzono w okresie od września 2011 roku do grudnia 2012 roku. Prototyp został wybudowany w miejscowości Ujazd, gmina Trzciana powiat bocheński, województwo małopolskie. Oczyszczalnia została zaprojektowana dla ścieków bytowych powstających w gospodarstwie zamieszkiwanym przez 5 osób. Próbkę ścieków były pobierane ze studni rozdzielczej (ścieki wstępnie oczyszczone w osadniku gnilnym) oraz ścieki oczyszczone ze studzienki przepływowej. Dodatkowo pobierano próbki ścieków z założonych głębokości złoża filtracyjnego (10 ; 30 ; 50 ; 90 cm). Pobrane próbki ścieków przewożono do laboratorium Katedry Inżynierii Sanitarnej i Gospodarki Wodnej Wydziału Inżynierii Środowiska i Geodezji Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie. Analizie fizykochemicznej poddano następujące wskaźniki zanieczyszczenia ścieków: BZT₅, ChZT_{Cr}, tlen rozpuszczony, zawiesina ogólna, odczyn pH, fosfor ogólny, azot amonowy N-NH₄, azot organiczny, azot całkowity Kjeldahla, azot azotynowy N-NO₂, azot azotanowy N-NO₃ oraz azot ogólny. Dodatkowo wykonano analizy mikrobiologiczne dotyczące 6 wskaźników (bakterie grupy *coli*, *Escherichia coli*, Enterokoki, *Salmonella sp.*, *Shigella sp.* oraz *Clostridium perfringens*) w ściekach dopływających do zmodyfikowanego filtru, na odpływie z warstwy żwirowej oraz na odpływie z warstwy piaskowej.

Mierzona była również objętość ścieków dopływających do oczyszczalni za pomocą zestawu wodomierza sprzężonego z rejestratorem impulsów (przyjęto, że do oczyszczalni trafia 98% wody pomierzonej za pomocą zestawu). Ponadto dokonano w badanym okresie pomiaru temperatury powietrza, temperatury ścieków dopływających do filtru „F1” oraz temperatury ścieków odpływających z filtru „F1”.

Wnioski na podstawie badań laboratoryjnych

Na podstawie przeprowadzonych wstępnych badań laboratoryjnych można przedstawić następujące wnioski:

1. Warstwa żwirowa (zabezpieczająca) o grubości 50 cm modelu „M1” w istotny sposób zmniejszyła wartość wskaźników: BZT_5 , $ChZT_{Cr}$, zawiesiny ogólnej.

2. Średnia redukcja badanych wskaźników w modelu „M1” wyniosła odpowiednio: dla BZT_5 (83,99%), $ChZT_{Cr}$ (75,37%), zawiesiny ogólnej (74,75)%. Należy zauważyć, że pierwsza warstwa żwirowa w znacznym stopniu zmniejszyła wartości badanych wskaźników zanieczyszczeń przyczyniając się tym samym do zabezpieczenia właściwej warstwy filtracyjnej przed nadmiernym obciążeniem ładunkiem zanieczyszczeń.

3. Liczba dawkowań ma istotny wpływ na jakość ścieków oczyszczonych. Najwyższe wartości wskaźników odnotowano przy czterech dawkowaniach ścieków na dobę, a najniższe przy 24 dawkowaniach. Zaleca się stosowanie większej liczby dawkowań w ciągu doby (min 12 razy na dobę), ze względu na lepszy efekt oczyszczania ścieków.

4. Nie stwierdzono istotnych statystycznie różnic wartości wskaźników ścieków oczyszczonych ze względu na obciążenie hydrauliczne. Niemniej jednak najniższe wartości wskaźników uzyskano przy najniższym obciążeniu hydraulicznym ($38 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$), a najwyższe przy obciążeniu $135 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$.

5. Na podstawie badań przeprowadzonych na modelu „M1” stwierdzono niepełne wykorzystanie warstwy zabezpieczającej złoża. Około 40% złoża nie brało udziału w oczyszczaniu ścieków ze względu na pionowy przepływ ścieków z góry na dół, większe wykorzystanie złoża zaobserwowano w warstwie piaskowej ponad 75%. Na tej podstawie podjęto decyzje o zastosowaniu w terenie w prototypie nowatorskiego rozwiązania rozprowadzania ścieków w postaci pakietów rozsączających. W stosunku do klasycznych rozwiązań zastosowano 10 krotnie mniejszą rozstawę drenów rozprowadzających (20 cm między drenami), podczas gdy w klasycznych rozwiązaniach stosowana jest rozstawa 2,0 m.

6. Stwierdzono wzrost średniej wartości badanych wskaźników w ściekach oczyszczonych wraz ze wzrostem obciążenia hydraulicznego złoża filtracyjnego modelu „M2”.

7. Na podstawie badań przeprowadzonych na modelu „M2”, proponuje się dopuszczalne obciążenie hydrauliczne złoża filtracyjnego prototypu zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego nieprzekraczające $125 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$.

Wnioski na podstawie badań terenowych.

8. Obciążenie hydrauliczne drenów rozprowadzających ścieki w zmodyfikowanym filtrze żwirowo-piaskowym „F1” wahało się od $10,18 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ do $71,03 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$, przy średnim wynoszącym $31,10 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$. Obciążenie hydrauliczne powierzchni filtru wyniosło od $29,17 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$ do $203,47 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$, natomiast średnie $89,08 \text{ dm}^3 \cdot \text{d}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$.

9. Na podstawie analiz fizyko-chemicznych stwierdzono bardzo wysokie wartości badanych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach dopływających do filtru „F1”. Świadczy to, że badana oczyszczalnia wykazywała wysoką skuteczność w ich zanieczyszczeń mimo wysokiego obciążenia ładunkiem. Tego typu rozwiązania powinny być stosowane w oczyszczaniu małych ilości ścieków, ze względu na dużą stabilność w pracy w warunkach zmiennego dopływu ścieków i dużych wahań w zawartości zanieczyszczeń.

10. W wierzchniej warstwie żwirowej (10 cm) obserwowano bardzo duże zmniejszenie wartości badanych wskaźników. Procesy zachodziły bardzo intensywnie, czego przyczyną mogły być wysokie wartości wskaźników w ściekach dopływających do filtru.

11. Stwierdzono, że miąższość złoża filtracyjnego jest czynnikiem istotnie wpływającym na wartość stężenia wskaźników w ściekach pobranych z zadanych głębokości złoża filtracyjnego.

12. Zastosowanie warstwy zabezpieczającej wykonanej z drobnego żwiru o średnicy miarodajnej $d_{10}=1,66 \text{ mm}$ i miąższości 50 cm jest zasadne i wskazane przy projektowaniu zmodyfikowanego filtru o przepływie pionowym.

13. Średnie wartości wskaźników zanieczyszczenia ścieków po przesączeniu przez właściwą warstwę filtracyjną nie przekraczały wartości dopuszczalnych zawartych w obowiązujących aktach prawnych.

14. Analiza funkcjonowania zmodyfikowanego filtru żwirowo piaskowego o przepływie pionowym po rocznej eksploatacji wykazała, że badany obiekt należy zakwalifikować do oczyszczalni charakteryzujących się bardzo wysokim poziomem niezawodności.

15. Średnia redukcja stężenia zanieczyszczeń po przesączeniu ścieków przez właściwą warstwę filtracyjną była stosunkowo niska i wyniosła: dla BZT₅ (10,6%); dla ChZT_{Cr} (11,12%); dla zawiesiny ogólnej (5,36%); dla fosforu ogólnego (12,14%); dla azotu amonowego (7,84%); dla azotu ogólnego (4,90%). Powodem tego stanu były niskie wartości wskaźników w ściekach dopływających do właściwej warstwy filtracyjnej. Właściwa warstwa filtracyjna była w niewielkim stopniu obciążana ładunkiem zanieczyszczeń, co jest korzystne ze względu na długie funkcjonowanie prototypu bez kolmatacji warstwy piaskowej.

16. Średnia redukcja zanieczyszczeń w prototypie zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego była wysoka i wyniosła: dla BZT₅ (97,27%); dla ChZT_{Cr}

(94,84%); dla zawiesiny ogólnej (91,25%); dla fosforu ogólnego (66,20%); dla azotu amonowego (92,74%); dla azotu ogólnego (64,79%).

17. Średnia redukcja liczby bakterii w filtrze „F1” była bardzo duża i wyniosła odpowiednio: dla bakterii grupy *Coli* (98,25%); dla bakterii grupy *Escherichia coli* (98,13%); dla Enterokoków (98,13%); dla bakterii z rodzaju *Salmonella sp.* (93,97%); dla bakterii z rodzaju *Shigella sp.* (93,73%); dla bakterii z rodzaju *Clostridium* (84,96%).

Wnioski ogólne

- Na podstawie przeprowadzonych badań w laboratorium oraz badań w terenie proponuje się stosować jako układ II stopnia oczyszczania ścieków bytowych następujących rozwiązań:
 - zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym dla 1-5 mieszkańców o nazwie „ZFŻ-P 1-5”,
 - zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym dla 6-10 mieszkańców o nazwie „ZFŻ-P 6-10” (szczegółowe rysunki przedstawiono w załączniku nr 1 i 2).
- Zaleca się stosowanie głowic rozdzielczych o średnicy 200 mm z przewodami rozdzielczymi o średnicy wewnętrznej w zakresie od 10 mm do 15 mm.
- Zaleca się stosowanie warstwy zabezpieczającej wykonanej z drobnego żwiru o średnicy miarodajnej $d_{10}=1,66$ mm i miąższości 50 cm. Pod tą warstwą powinna być ułożona właściwa warstwa filtracyjna wykonana z piasku płukanego o średnicy miarodajnej $d_{10}=0,40$ mm i miąższości co najmniej 60 cm.
- Niewątpliwą zaletą zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym jest niewielka powierzchnia jaką zajmuje ($1,15 \text{ m}^2 \cdot \text{M}^{-1}$), podczas gdy w klasycznych rozwiązaniach jest to nawet $7 \text{ m}^2 \cdot \text{M}^{-1}$.
- Biorąc pod uwagę, że usuwanie zanieczyszczeń następuje najintensywniej w początkowej głębokości warstwy zabezpieczającej, bardzo ważną sprawą jest równomierne rozproszanie ścieków wstępnie oczyszczonych po powierzchni warstwy zabezpieczającej wykonanej z drobnego żwiru. Zastosowanie innowacyjnego układu rozpraszającego ścieki pozwoliło w badanym okresie optymalnie wykorzystać powierzchnię złoża filtracyjnego.

Ze względu na znaczne wartości związków biogenych w ściekach oczyszczonych nie zaleca się stosowania zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego przy odprowadzaniu ścieków oczyszczonych do wód stojących i jezior.

BIBLIOGRAFIA

- Albuquerque A., Arendacz M., Gajewska M., Obarska-Pempkowiak H., Randerson P., Kowalik P. (2009). *Removal of organic matter and nitrogen in an horizontal subsurface flow (HSSF) constructed wetland under transient loads*. Water Sci. Technol. 60 (7), 1677-1682.
- Andraka D., Dzienis L. (2003). *Wymagany poziom niezawodności oczyszczalni ścieków w świetle przepisów polskich i europejskich*. Zesz. Nauk. Politechniki Białostockiej, Inżynieria Środowiska, z. 16, t. 2, 24-28.
- Asenizacja indywidualna (1982). Zeszyty Techniczne Francuskiego Ministerstwa Ochrony Środowiska. Warszawa.
- ATV-A262 (1998). Grundsätze für Bemessungen, Bau und Betrieb von Pflanzenbeeten für kommunales Abwasser bei Ausbaugrößen bis 1000 Einwohnerwerte.
- Bartoszewski K. (1997). *Współczesne systemy oczyszczania ścieków komunalnych*. XLIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Poznań, 53-61.
- Bergel T. (2005). *Optymalizacja doboru jednostkowego odpływu ścieków jako warunek prawidłowego funkcjonowania wiejskich systemów kanalizacyjnych*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna 11/2005, 23–26.
- Bernacka J., Kurbiel J., Pawłowska L. (1995). *Usuwanie związków biogenych ze ścieków miejskich*. Instytut Ochrony Środowiska, Warszawa, 92.
- Bever J., Stein A., Reichmann H. (1997). *Zaawansowane metody oczyszczania ścieków*. Proj-przem-EKO, Bydgoszcz.
- Bicki T. J., Brown R. B. (1991). *On-site sewage disposal – the influence of system deisty on water quality*. Journal of Environ. Health.
- Błaszczak P. (1999). *Stan obecny i perspektywy rozwoju kanalizacji w Polsce, Materiały konferencyjne nt. Stan obecny i perspektywy rozwoju inżynierii sanitarnej i gazownictwa*. Warszawa, 37-45.
- Błażejowski R. (1994). *Przegląd indywidualnych systemów oczyszczania ścieków stosowanych w kraju i na świecie*. Ogólnopolskie Seminarium Szkoleniowe. Poznań.
- Błażejowski R. (1995). *Indywidualne systemy sanitacyjne a wody podziemne*. Gospodarka Wodna, 10, 238-240.
- Błażejowski R. (1997). *Przydomowe oczyszczalnie ścieków*. Ośrodek Doradztwa Rolniczego w Zarzeczewie. Włocławek.
- Błażejowski R. (1999). *Wstęp do badań empirycznych*. Wydawnictwo AR, Poznań.
- Błażejowski R. (2000a). *Czy i jak wybrać przydomową oczyszczalnię ścieków*. VI Ogólnopolskie Sympozjum Szkoleniowe. Poznań-Kiekrz, 1-11.
- Błażejowski R. (2000b). *Przydomowe oczyszczalnie ścieków*. Przegląd Komunalny, 4.
- Błażejowski R. (2003). *Kanalizacja wsi*. Wydawnictwo PZITS, Oddział Wielkopolski. Poznań.
- Błażejowski R. (2005). *Aktualny status przydomowych oczyszczalni ścieków i perspektywy ich rozwoju*. Wodociągi – Kanalizacja 1/2005.
- Błażejowski R., Murat Błażejowska S. (1995). *Ocena wodoprzepuszczalności gruntu dla celów podziemnego rozsączania wstępnie oczyszczonych ścieków bytowo-gospodarczych*. Materiały sesji Modelowanie przepływów i jakości wód. Politechnika Szczecińska. Szczecin.
- Błażejowski R., Murat-Błażejowska S. (1997). *Soil clogging phenomena in constructed wetlands with subsurface flow*, 183-188.

- Błażejowski R., Murat-Błażejowska S. (2009). *Water Retention Time in Intermittently Dosed Sand Filters*. Polish J. of Environ. Stud. Vol. 18, No. 2, 289-292.
- Bounds T. R. (1997). *Design and performance of septic tanks*. Site characterization and design of onsite septic systems ASTM STP 901. M.S. Bedinger, A.I. Johnson, and J.S. Fleming, Eds., American Society for Testing Materials, Philadelphia, 21.
- Börner T. (1992). *Einflussfaktoren für die Leistungsfähigkeit von Pflanzenkläranlagen*. Schriftenreihe WAR, TH Darmstadt, 58.
- Bugajski P. (2010). *Ładunki zanieczyszczeń charakteryzujące ścieki pochodzące z budynków szkolnych na terenach wiejskich*. Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich 14/2010, PAN Oddział w Krakowie. Komisja Technicznej Infrastruktury Wsi, 137-145.
- Bugajski P., Bergel T. (2009). *Niedociążenia hydrauliczne przydomowych oczyszczalni ścieków*. Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich 5/2009, PAN Oddział w Krakowie. Komisja Technicznej Infrastruktury Wsi, 147-154.
- Bugajski P., Wałęga A., Kaczor G. (2012). *Zastosowanie metody Weibulla do analizy niezawodności działania przydomowej oczyszczalni ścieków*. Gaz Woda i Technika Sanitarna 2, 56-58.
- Canter L. W., Knox R. C. (1985). *Septic Tank System Effects on Ground Water Quality*. Lewis Pub. Inc. Michigan.
- Chen Z. M., Chen B., Zhou J. B., Li Z., Zhou Y., Xi X. R., Lin C., Chen G. Q. (2008). *A vertical subsurface-flow constructed wetland in Beijing*. Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation, 13 (9), 1986-1997.
- Chmielowski K. (2008a). *Średnica uziarnienia filtrów piaskowych o przepływie pionowym jako czynnik różnicujący średnie wartości wybranych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych*. Instytut Techniki Budowlanej, Ośrodek Informacji „Technika instalacyjna w budownictwie”. Instal – teoria i praktyka w instalacjach 10, 42-45.
- Chmielowski K. (2008b). *Eliminacja zanieczyszczeń ze ścieków komunalnych w oczyszczalni w Dąbrowie Tarnowskiej*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich 5, 149-158.
- Chmielowski K. (2009). *Impact of the hydraulic loading of filter bed on the sewage treatment efficiency in vertical flow sand filters*. Polish Journal of Environmental Studies, series of monographs, vol. 4, 17-22.
- Chmielowski K. (2011). *Wpływ ładunku zanieczyszczeń doprowadzonego do złoża filtracyjnego na stężenie badanych wskaźników w ściekach oczyszczonych*. Nauka Przyroda Technologie. Tom 5 zeszyt 5, #77. Poznań. http://www.npt.up-poznan.net/tom5/zeszyt5/art_77.pdf [dostęp:05.01.2013].
- Chmielowski K., Bugajski P. (2008). *Efektywność usuwania zanieczyszczeń w osadnikach gnilnych typu „DUOFILTER”*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich 5, 41-50.
- Chmielowski K., Ślizowski R. (2009a). *Wpływ średnicy zastępczej d_{10} złoża w filtrach piaskowych o przepływie pionowym na skuteczność usuwania związków biogenych*. Gaz Woda i Technika Sanitarna 9, 11-13.
- Chmielowski K., Ślizowski R. (2009b). *Ocena skuteczności usuwania zanieczyszczeń w oczyszczalni ścieków w Tarnowie*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 5, 137-146.
- Chmielowski K., Ślizowski R., Pęgiel K. (2011). *Ocena działania przydomowej oczyszczalni ścieków z filtrem piaskowym o przepływie poziomym*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. Komisja Technicznej Infrastruktury Wsi PAN w Krakowie, Stowarzyszenie Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 2, 215-223.
- Chmielowski K., Satora S., Wałęga A. (2009a). *Skuteczność oczyszczania ścieków na przykładzie oczyszczalni dla miasta Krynica-Zdrój*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 9, 73-83.
- Chmielowski K., Satora S., Wałęga A. (2009b). *Ocena niezawodności działania oczyszczalni ścieków dla gminy Tuchów*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 9, 63-72.
- Chmielowski K., Satora S., Wałęga A. (2009c). *Zmienność jednostkowego zużycia wody przez mieszkańców Mszany Dolnej*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 5, 61-73.

- Chmielowski K., Ślizowski R. (2008a). *Wpływ uziarnienia złoża filtrów piaskowych o przepływie pionowym na jakość filtratu*. Przemysł Chemiczny. 5, 432-434.
- Chmielowski K., Ślizowski R. (2008b). *Charakterystyka ilościowa ścieków dopływających do przydomowej oczyszczalni z pojedynczego gospodarstwa wiejskiego*. Gaz Woda i Technika Sanitarna. 9, 11-13.
- Chmielowski K., Ślizowski R. (2008c). *Wpływ ładunku zanieczyszczeń doprowadzanego do filtrów piaskowych o przepływie pionowym na ładunek usuwany*. Acta Scientiarum Polonorum. 7 (3), 33-42.
- Chmielowski K., Ślizowski R., (2008d). *Defining the optimal range of a filter bed's d_{10} replacement diameter in vertical flow sand filters*. Environ. Prot. Eng. 3, 35-42.
- Chmielowski K., Ślizowski R. (2008e). *Skuteczność zmniejszenia zanieczyszczeń ścieków w oczyszczalni „Kujawy”*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 2, 195-203.
- Chmielowski K., Ślizowski R. (2010). *Ocena skuteczności oczyszczania ścieków w oczyszczalni ścieków w Nowym Sączu-Wielopolu*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 2, 155-167.
- Chmielowski K., Wałęga A. (2011). *Wstępne badanie stabilności usuwania substancji organicznej w kolumnach filtracyjnych wypełnionych piaskiem i żwirem*. Nauka Przyroda Technologie. Tom 5 zeszyt 5 #78. Poznań. http://www.npt.up-poznan.net/pub/art_5_78.pdf [dostęp:05.01.2013].
- Chmielowski K., Wałęga A., Miernik W. (2009). *Wpływ temperatury powietrza na temperaturę ścieków w przydomowych oczyszczalniach z filtrem piaskowym o przepływie pionowym*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 6, 57-66.
- Ciupa R. (1995). *Porównanie kosztów budowy, eksploatacji i osiągniętych efektów oczyszczania wybranych typów małych oczyszczalni ścieków w północno-wschodniej Polsce*, Techniczno-technologiczne aspekty użytkowania małych oczyszczalni ścieków, Kontenerowe i Przydomowe Oczyszczalnie Ścieków, Białystok, 143-147.
- CUGW. (1971). *Budownictwo oczyszczalni ścieków*. Wytyczne techniczne projektowania drenarzy rozszczajających i filtrów piaskowych. Wydawnictwo Katalogów i Cenników. Warszawa.
- DIN 4261. (1994). *Kleinklaranlagen*. Teil 1. Teil 2.
- DTU 64.1. (1992). *Mise en oeuvre des dispositifs d'assainissement autonome*. Afnor.
- Dymaczewski Z., Oleszkiewicz J., Sozański M. (1997). *Poradnik eksploatatora oczyszczalni ścieków*. Wyd. PZITS, Poznań, 618.
- Dyrektywa Komisji 98/15/WE z dnia 27 lutego 1998 r. zmieniająca dyrektywę Rady 91/271/EWG w odniesieniu do niektórych wymogów ustanowionych w jej załączniku I. Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej 15, t. 4, 27-28.
- Dzikiewicz M. (1994). *Wiejskie oczyszczalnie ścieków*. Przykłady rozwiązań. Fundacja Wspomagająca Zaopatrzenie Wsi w Wodę. Warszawa.
- Ebers T., Bischofsberger W. (1992). *Leistungssteigerung von Kleinklaranlagen*. Berichte aus Wasserguete – und Abfallwirtschaft. Helft nr 98. Technische Universitaet Muenchen.
- Eymontt A., (2000). *Możliwości zastosowania nowych materiałów i rozwiązań technicznych w projektowaniu i wykonawstwie systemów odprowadzania ścieków na wsiach*. Zeszyty Naukowe AR w Krakowie. 72, 341-350.
- Gajewska M., Obarska-Pempkowiak H. (2009). *20 lat doświadczeń z eksploatacji oczyszczalni hydrofitowych w Polsce*. Rocznik Ochrony Środowiska. 11, 875-888.
- Gašpariková E., Kapusta Š., Bodik I., Derco J., Kratochvil K. (2005). *Evaluation of Anaerobic-Aerobic Wastewater Treatment Plant Operations*. Pol. J. Environ. Stud., 14(1), 29-34.
- Grygorczuk-Petersons E. H. (2011). *Ocena jakości ścieków odprowadzanych do przyzagrodowych oczyszczalni ścieków na przykładzie wybranej wsi w woj. podlaskim*. Zesz. Probl. Post. Nauk Roln. nr 560, 85-90.
- GUS (2007). *Infrastruktura komunalna w 2007 r.*, 29.
- GUS (2008). *Infrastruktura komunalna w 2008 r.*, 19.
- GUS (2009). *Infrastruktura komunalna w 2009 r.*, 13.

- GUS (2010). *Infrastruktura komunalna w 2010 r.*, 13.
- GUS (2011). *Infrastruktura komunalna w 2011 r.*, 13.
- GUS (2012). *Infrastruktura komunalna w 2012 r.*, 14.
- Haberl R., Perfler R., Mayer H. (1995). *Constructed wetlands in Europe*. Water Science and Technology, vol. 32. No. 3, 305-315.
- Heidrich Z. (1998). *Przydomowe oczyszczalnie ścieków*. Poradnik. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa.
- Heidrich Z., Stańko G. (2007). *Leksykon przydomowych oczyszczalni ścieków*. Wyd. Seidel Przywecki, 128.
- Heidrich Z., Stańko G. (2008). *Kierunki rozwiązań oczyszczalni ścieków dla wiejskich jednostek osadniczych*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 05, 169-177.
- Heidrich Z., Tichończuk P. (1995). *Wstępne zasady projektowania przydomowych oczyszczalni ścieków*. PZITS O/w Poznaniu. Warszawa-Poznań.
- Henze M., Harremoes P., Jansen J., Arvin F. (1995). *Wastewater Treatment. Biological and Chemical Processes*. Springer Verlag. Berlin – Heidelberg New York.
- Henze M., Harremoës P., Jansen J. C., Arvin E. (2002). *Wastewater Treatment, Biological and Chemical Processes*. Springer-Verlag Telos, Berlin – Heidelberg New York.
- Hu H. Y., Cheng Y. L., Lin J. Y. (2007). *On-site treatment of septic tank effluent by using a soil adsorption system*. Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management 11 (3), 197-206.
- Hus S. (1993). *Wpływ gnojowicy oraz gnojówki i ścieków wiejskich na jakość wód niektórych potoków w Sudetach*. Zesz. Nauk. AR Wrocław, nr 113, 85.
- Jarvie H. P., Neal C., Withers P. J. A. (2006). *Sewage-effluent phosphorus: A greater risk to river eutrophication than agricultural phosphorus?* Science of The Total Environment, 360, 246-253.
- Jóźwiakowski K. (2012). *Badania skuteczności oczyszczania ścieków w wybranych systemach gruntowo-roślinnych*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 01.
- Jóźwiakowski K., Pytka A. (2010). *Rozwój gospodarki wodno-ściekowej na terenach wiejskich w Polsce w latach 1990-2008*. Gospodarka Odpadami Komunalnymi. Monografia Komitetu Chemii Analitycznej PAN, tom VI, 31-39.
- Jucherski A., Walczowski A. (2001). *Drenaże rozsączające*. Oczyszczanie czy odprowadzanie nieoczyszczonych ścieków do gleby. Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie, 3 (390), 131-132.
- Jucherski A. (2000). *Skuteczność oczyszczania ścieków bytowo-gospodarskich w oczyszczalniach gruntowych i glebowo-roślinnych w rejonach górzystych*. Zeszyty Naukowe AR w Krakowie, 72, 371-380.
- Jucherski A., Walczowski A. (2002). *Oczyszczanie ścieków w zagrodowych instalacjach gruntowo-roślinnych na terenach rolniczych Polski Południowej*. Sanitacja Wsi, Przyzagrodowe Oczyszczalnie Ścieków, IBMER Krynica.
- Kaczor G. (2008). *Wpływ temperatury powietrza na temperaturę ścieków w kanalizacji i reaktorze biologicznym*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 3, 129-137.
- Kaczor G., Bugajski P. (2006). *Usuwanie związków biogenych w przydomowych oczyszczalniach ścieków typu Turbojet i Biocompact*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 2, 65-75.
- Kalenik M., Grzyb A. (2001). *Eksperymentalne badania skuteczności oczyszczania ścieków w złożu gruntowym pod drenażem rozsączającym*. Zesz. Prob. Post. Nauk Rol. 475, 73-80.
- Klaczynski E. (2003). *Doświadczenia z eksploatacji wiejskich oczyszczalni ścieków w gminie Śrem*. VII Ogólnopolskie sympozjum szkoleniowe nt. „Projektowanie, budowa i eksploatacja przydomowych oczyszczalni ścieków”. Poznań-Kierz, 97-106.
- Klimiuk E., Lossow K., Bulińska M. (1995). *Kinetyka reakcji i modelowanie reaktorów biochemicznych w procesach oczyszczania ścieków*. Wydawnictwo ART. Olsztyn.
- Klugiewicz J., Totczyk G. (1995). *Zastosowanie kontenerowych oczyszczalni ścieków z TZB na terenach rolniczo-przemysłowych*. „Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach

- rolniczo-przemysłowych”. Kontenerowe i Przydomowe Oczyszczalnie Ścieków, Białystok, 119-127.
- Kristiansen R. (1981). *Sand filter trenches for purification of septic tank effluent*. I. The clogging mechanism and soil physical environment. *Journal of Environmental Quality*, 353-357.
- Krzanowski S., Jucherski A., Wałęga A. (2005). *Wpływ pory roku na niezawodność technologiczną wielostopniowej, gruntowo-roślinnej przydomowej oczyszczalni ścieków*. *Infrastrukt. Ekol. Teren. Wiej.* 1, 37-54.
- Krzanowski S., Wałęga A. (2006). *Wykorzystanie teorii niezawodności i statystycznej kontroli jakości do oceny eksploatacyjnej wiejskich oczyszczalni ścieków*. *Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich*. 3/2, 17-37.
- Krzanowski S., Wałęga A. (2007). *New technologies of small domestic sewage volume treatment applied in Poland*. *Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich*. 3, 69-78.
- Krzanowski S., Wałęga A., Paśmionka A. (2008). *Oczyszczanie ścieków z wybranych zakładów przemysłu spożywczego*. *Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich*. 1, Ser. Monogr.
- Kucharski B., Rak J. (1991a). *Kontenerowe oczyszczalnie ścieków K-25 w placówkach PKP*. Seminarium Eksploatacja oczyszczalni ścieków” w Sielpi. Wydawnictwo PZITS- Kielce, 41-46.
- Kucharski B., Rak J. (1991b.) *Problemy oczyszczalni ścieków ze złożami tarczowymi w świetle rozwiązań technicznych oczyszczalni ELJOT i KOS*. Seminarium Eksploatacja oczyszczalni ścieków w Sielpi”. Wydawnictwo PZITS - Kielce, 47-54.
- Kuczewski K. (1991). *Skuteczność oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych na biologicznych ociekowych złożach torfowych*. *Zeszyty Naukowe AR*. Rozprawa habilitacyjna nr 92. Wrocław.
- Kuczewski K. (1993). *Rola zagrodowych oczyszczalni ścieków w kształtowaniu wiejskich systemów odprowadzania ścieków na przykładzie oczyszczalni z biologicznym złożem torfowym*. *Kształtowanie wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę, usuwania i oczyszczania ścieków*. *Zeszyty problemowe PZITS* nr 672.
- Kuczewski K. (1995). *Efekty oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych w trzykomorowym osadniku przepływowym*. *Kształtowanie wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę oraz usuwania i oczyszczania ścieków*. Wrocław. *Zeszyt Problemowy* nr 672.
- Kuczewski K., Kwiecińska K., Kozdraś M. (2004). *Zmiany w usuwaniu biogenów ze ścieków bytowo-gospodarczych po wieloletniej eksploatacji oczyszczalni roślinno-glebowej*. *Woda - Środowisko - Obszary Wiejskie*, tom 4, z. 2a (11), 547 -557.
- Kuczewski K., Paluch J. (1993). *Zamknięcie obiegu materii zawartej w ściekach na przykładzie oczyszczalni roślinno-glebowej*. *Kształtowanie wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę, usuwania i oczyszczania ścieków*. *Zeszyty problemowe PZITS* nr 672.
- Kuczewski K., Paluch J. (1994). *Niektóre problemy związane z oczyszczaniem małych ilości ścieków* (artykuł dyskusyjny). *Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie* nr 3.
- Kunicki-Goldfinger W. (1998). *Życie bakterii*. PWN Warszawa.
- Kunst S., Kayser K. (2000). *Leistungsfähigkeit von Kleinklärenlagen*. W: *Konzepte zur Abwasserbehandlung im ländlichen Raum*. *Komunale Umwelt-Aktion U.A.N.* Hanover Band I, 86-87.
- Laak R. (1986). *Wastewater Engineering Desing for Unsewered Areas*. Technomic Publ. Co. Basel-Lancaster.
- Łomotowski J., Wiśniewski R. (1993). *Lokalne oczyszczalnie ścieków w systemie kanalizacji dualnych*. *Kształtowanie wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę, usuwania i oczyszczania ścieków*. *Zeszyty problemowe PZITS* nr 672.
- Malarski R. (2000). *Oczyszczalnie roślinne – alternatywa dla twardych technologii*. http://www.ekofil.gdynia.pl/Oczyszczalnie_roslinne_jako_alternatywna_technologia.html [dostęp:05.01.2013].
- Martijnse G. (1999). *Małe oczyszczalnie ścieków w Holandii*. *Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie* 4, 177-179.

- Metcalf L., Eddy H., P. (1991). *Wastewater Engineering, Treatment, Disposal, Reuse*. Third edition. McGraw-Hill Ltd. New York.
- Metcalf L., Eddy H., P. (1995). *Wastewater Engineering, Treatment, Disposal and Reuse*. McGraw-Hill Ltd., New Delhi.
- Min Tao, Feng He, Dong Xu, Ming Li, Zhenbin Wu. (2010). *How artificial aeration improved sewage treatment of an integrated vertical-flow constructed wetland*. Pol. J. Environ. Stud., 19(1), 183-191.
- Mucha Z., Mikosz J. (2009). *Racjonalne stosowanie małych oczyszczalni ścieków z uwzględnieniem kryteriów zrównoważonego rozwoju*. Czasopismo Techniczne. Środowisko, Wyd. Politechniki Krakowskiej. R. 106, z. 2-Ś, 91-100.
- Myczka J. (2001). *Obliczeniowe aspekty wymiarowania średnic kanalizacji podciśnieniowej*. Inżynieria Rolnicza. 8, 269-283.
- Niżyńska A. (2004). *Analiza występowania wód podziemnych zanieczyszczonych azotanami*. Instytut Ochrony Środowiska, Wrocław.
- Onsite Wastewater Treatment and Disposal System. (1980). *Design Manual*. EPA – USA.
- Obarska-Pempkowiak H. (1996). *Analiza efektywności usuwania zanieczyszczeń w oczyszczalniach wodno-roślinnych i gruntowo-roślinnych w województwie gdańskim*.
- Obarska-Pempkowiak H. (2002). *Oczyszczalnie hydrofitowe*. Politechnika Gdańska, 214.
- Osmulka-Mróż B. (1995). *Lokalne systemy unieszkodliwiania ścieków*. Poradnik Instytutu Ochrony Środowiska, Warszawa, 128-156.
- Pałuch J., Paruch A., Pulikowski K. (2006). *Wstępne wyniki badań oczyszczalni zagrodowej typu ORP*. Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie. t. 6, z. 1 (16), 297-305.
- Pawełek J., Bergel T. (2003). *Objętość ścieków bytowych a zużycie wody w gospodarstwach wiejskich*. Inżynieria Rolnicza nr 3 (45), tom II, 81-89.
- Pawełek J., Kaczor G. (2006). *Jednostkowe zużycie wody w gospodarstwie domowym w 8-letnim okresie obserwacji*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 2/1, 159-170.
- Pawełek J., Kaczor G., Bergel T. (2004). *Wybrane zagadnienia ilościowo-jakościowe ścieków bytowych odprowadzanych wiejskimi systemami kanalizacyjnymi*. Ogólnopolska konferencja naukowa – techniczna pt. „Kanalizacja wsi – stan obecny, perspektywy rozwoju”. Poznań-Puszczykowo, 1-24.
- Pawełek J., Tylek W. (1989). *Częstość mycia pojazdów mechanicznych w gospodarstwach wiejskich*. GWiTS 6, 133-135.
- Pawęska K., Kuczewski K. (2008). *Skuteczność oczyszczania ścieków bytowych w oczyszczalniach roślinno-glebowych o różnej eksploatacji*. Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu, Monografie, tom 60, 156.
- Pell M., Nyberg F., Ljunggren H. (1990). *Microbial numbers and activity during infiltration of septic-tank effluent in a subsurface sand filter*. Water Research, vol. 24 no 11, 1347-1354.
- Pell M., Ljunggren H. (1990). *Composition of the microbial pollution in sand-filter columns receiving artificial septic-tank effluent, evaluated by soft independent modeling of class analogy*. Department of Microbiology, Swedish University of Agricultural Sciences. Uppsalla.
- Pell M., Nyberg F. (1989). *Infiltration of wastewater in newly started pilot sand – filter system*. Development and distribution of the bacterial populations. 457-462.
- PN-74/C-04620-11. (1974). *Woda i ścieki - Pobieranie próbek - Pobieranie próbek ścieków z otwartych kanałów ściekowych do analizy fizycznej i chemicznej oraz bakteriologicznej*.
- PN-86/B-02480. (1986). *Grunty budowlane – określenia, symbole, podział i opis gruntów*. Wydawnictwo normalizacyjne Alfa.
- PN-C-04615-07. (1977). *Woda i ścieki - Badania bakteriologiczne - Oznaczanie bakterii grupy coli typu kałowego (fekalnego) metodą fermentacyjną probówkową*.
- PN-EN ISO 5667-1. (2007). *Jakość wody - Pobieranie próbek - Wytyczne dotyczące technik pobierania próbek*.

- PN-Z-19000-1. (2001). *Jakość gleby - Ocena stanu sanitarnego gleby - Wykrywanie bakterii z rodzaju Salmonella*.
- Praca zbiorowa. (1997). *Poradnik eksploatatora oczyszczalni ścieków*. Poznań.
- Praca zbiorowa. (2000). *Biotechnologia ścieków*. Gliwice.
- Rak J. (1998). *Oczyszczalnia ścieków dla miasta Rzeszowa*. Materiały Sesji Naukowej. Stan i perspektywy rozwoju techniki sanitarnej na Rzeszowszczyźnie. NOT, PZITS, Rzeszów.
- Rak J., Kurbiel J., Wieczysty A. (1989b). *Propozycja podziału oczyszczalni ścieków na kategorie ze względu na niezawodność procesu oczyszczania*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 6, 115-119.
- Rak J., Wieczysty A., Niedbałowa A. (1989a). *Ekonomiczny aspekt wyboru liczby urządzeń oczyszczalni ścieków w świetle teorii niezawodności*. Gospodarka Wodna nr 10, 211-212.
- Reed B., Matsumoto M., Wake A., Iwamoto H., Takeda F. (1989). *Improvements in soil absorption trench design*. J. Environ. Eng. 115 (4), 853-857.
- Reed S., Crites R. W., Middlebrooks F. J. (1995). *Natural system for waste management and treatment*. New York-Toronto. 433.
- Roman M. (1993). *Ścieki – ich ilość i jakość*. Materiały seminarium szkoleniowego "Optymalny dobór oczyszczalni ścieków" Wydawnictwo Abrys, Poznań.
- Ronner A., Lee Wong A. (1998). *Characterization of microbial clogging in Wastewater infiltration*. Proceedings of the Eight National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems. ASAE. 37-42.
- Rosen P. (2002). *Przydomowe oczyszczalnie ścieków*. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa. Warszawa.
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 7 kwietnia 2004 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz. U. nr 109, poz. 1156.
- Rozporządzenie MŚ z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego. Dz. U. nr 137, poz. 984.
- Sadecka Z. (2008). *Oczyszczanie ścieków z małych miejscowości*. Oczyszczanie ścieków i przeróbka osadów ściekowych. Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego, 5-14.
- Schierup H. H., Brix H., Lorenzen B. (1990). *Wastewater treatment in constructed reed beds In Denmark - state of the art*. In: Cooper P. F., Findlater B. C. (Eds.), *Constructed wetlands In water pollution control*, Oxford: Pergamon Press, 495-504.
- Schlegel H. G. (2005). *Mikrobiologia ogólna*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 359.
- Schmidt F. (2000). *Koreferat do pracy Kunst S. i Kayser K 2000. Leistungsfähigkeit von Kleinklärenlagen*. W: *Konzepte zur Abwasserbehandlung im ländlichen Raum*. Kommunale Umwelt-Aktion U.A.N. Hannover Band I, 86-87.
- Schudel P., Boller M. (1989). *Onsite wastewater treatment with intermittent buried filter*. Materiały konferencyjne Small Wastewater Treatment Plants. Tapir, Trondheim.
- Siegrist R. (1987). *Soil clogging during subsurface wastewater infiltration as affected by effluent composition and loading rate*. Journal of Environmental Quality, 181-187.
- Siemieniec A., Krzanowski S. (2001). *Ocena skuteczności oczyszczania ścieków przez filtry gruntowe w warunkach terenowych*. VII Ogólnopolskie Sympozjum Szkoleniowe „Projektowanie i eksploatacja przydomowych oczyszczalni ścieków”, Poznań-Kiekrz. Eko-Tech, 77-89.
- Siemieniec A. (2003). *Skuteczność oczyszczania małych ilości ścieków bytowych w filtrach gruntowych o przepływie poziomym*. Rozprawa doktorska. AR Kraków.
- Sikorski M. (1994a). *Charakterystyka ścieków wiejskich i sposób ich unieszkodliwiania*. Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie - Wydanie specjalne. Częstochowa. 3, 25-31.
- Sikorski M. (1994b). *Oczyszczanie i oczyszczalnie w Polsce*. Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie nr 4.

- Sikorski M. (1988). *Charakterystyka nierównomierności dopływów ścieków bytowo-gospodarczych na przykładzie wybranych obiektów uspołecznionych gospodarstw rolnych*. Rozprawa doktorska. Wrocław.
- Sikorski M. (1989). *Przegląd procesów, metod i urządzeń do oczyszczania ścieków bytowo-gospodarczych możliwych do zastosowania w warunkach wiejskich*. Zagadnienia Techniki Sanitarnej Wsi. Oczyszczanie ścieków wiejskich, procesy, urządzenia, eksploatacyjne. Materiały konferencyjne. Wrocław.
- Simons A., Magdoff F. (1979). *Laboratory evaluation of design parameters for mound system disposal of septic tank effluent*. Journal of Environmental Quality, 486-492.
- Skarbek R. (1996). *Wpływ hydraulicznych parametrów zagrodowych oczyszczalni gruntowo-roślinnych na ich skuteczność*. AR we Wrocławiu, maszynopis (rozprawa doktorska).
- Spychała M. (2003). *Kolmatacja i możliwości dekolmatacji filtrów piaskowych i drenaży rozszczepiających*. Ogólnopolskie sympozjum szkoleniowe „Projektowanie, budowa i eksploatacja przydomowych oczyszczalni ścieków. PZiTS. Poznań.
- Stanisz A. (1998). *Przystępny kurs statystyki*. Tom 1. Wydawnictwo StatSoft Polska Sp. z o.o. Kraków.
- Szpindor A. (1994). *Zagrodowe oczyszczalnie ścieków jako istotny czynnik rozwoju wiejskiej gospodarki wodno-ściekowej*. Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie nr 4.
- Szpindor A. (1998). *Zaopatrzenia w wodę i kanalizacja wsi*. Arkady, Warszawa.
- Szwedzki Urząd Ochrony Przyrody. (1990). *Ogólne zalecenia 87.6. Małe oczyszczalnie ścieków*.
- Ślizowski R., Chmielowski K. (2003). *Wpływ temperatury na efekt oczyszczania w przydomowej oczyszczalni ścieków typu "Biocompact" w Tworkowej*. Inżynieria Rolnicza. Nr 3 (45 Tom II), 23-33.
- Ślizowski R., Chmielowski K. (2005). *Skuteczność oczyszczania ścieków w przydomowej oczyszczalni DUOFILTER i w filtrze piaskowym o przepływie pionowym*. Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej im. Hugona Kołłątaja w Krakowie. Inżynieria Środowiska zeszyt 26. Wydawnictwo Akademii Rolniczej w Krakowie. 299-308.
- Ślizowski R., Chmielowski K. (2007). *The efficiency of selected sewage pollutant reduction in a vertical flow sand filter*. Polish Journal of Environmental Studies Vol. 16, No. 2A, Part II. 221-226.
- Świągół Z. (2001). *Oczyszczalnia ściągą*. Przegląd Komunalny, nr 12, 67-70.
- Świągół Z. (2003). *Stan ochrony wód w Polsce w roku 2001*. VII Ogólnopolskie Sympozjum Szkoleniowe. Poznań-Kiekrz. 107-117.
- Tabernacki J., Heidrich Z., Sikorski M. (1990). *Album wzorcowych rozwiązań odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków bytowo-gospodarczych z miejskich gospodarstw zagrodowych*. Instytut Melioracji i Użytków Zielonych. Falenty.
- Taner C. C. (2000). *Plants as ecosystem engineers in subsurface – flow treatment wetlands*. 7th International Conference on Wetland System for Water Pollution Control, Floryda, 805-812.
- US EPA. (1992). *Wastewater Treatment Disposal for Small Communities*. Manual. Cincinnati-Washington.
- Van Cuyk S., Siegrist R., Logan A., Masson S., Fisher E., Figueroa L. (2001). *Hydraulic and purification behaviors and their interaction during wastewater treatment in soil infiltration systems*. Water Res. 35 (4). 953-964.
- Vandevivere P., Baveye P. (1992). *Effect of bacterial extracellular polymers on the saturated hydraulic conductivity of sand columns*. Applied and Environmental Microbiology, 1690-1698.
- Vymazal J. (2001). *Types of constructed wetlands for wastewater treatment: their potential for nutrient removal*. In: Vymazal, J. (Ed.), Transformations on Nutrients in Natural and Constructed Wetlands. Backhuys Publishers, Leiden, The Netherlands, 1-93.
- Vymazal J. (2005). *Horizontal sub-surface flow and hybrid constructed wetlands systems for wastewater treatment*. Ecological Engineering 25 (5), 478-490.

- Vymazal J. (2010). *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment*. Water 2 (3), 530-549.
- Vymazal J., Kröpfelová L. (2011). *A three-stage experimental constructed wetland for treatment of domestic sewage: First 2 years of operations*. Ecological Engineering 37, 90–98.
- Wałęga A., Plesiński K., Chmielowski K., Satora S. (2010). *Możliwości zwiększenia efektywności usuwania ze ścieków azotu i fosforu w oczyszczalni w Łopusznej*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich. 01, 111-123.
- Wieczysty A. (1982). *Hydrogeologia inżynierska*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe. Warszawa.
- Wierzbicki K. (1995). *A jednak zagrodowe oczyszczalnie ścieków*. Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie 1.
- Wytyczne do programowania zapotrzebowania wody i ilości ścieków w miejskich jednostkach osadniczych. (1980). Ministerstwo Administracji, Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska oraz Instytut Kształtowania Środowiska. Warszawa.
- Ye F., Li Y. (2009). *Enhancement of nitrogen removal in tower hybrid constructed wetland to treat domestic wastewater for small rural communities*. Ecological Engineering 35, 1043-1050.

STRESZCZENIE

Nieoczyszczone ścieki bytowe na terenach wiejskich stanowią nadal poważne zagrożenie dla środowiska naturalnego. Brak jednoczesnej budowy systemów wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach wiejskich przyczynił się do powstania znacznych dysproporcji pomiędzy zaopatrzeniem w wodę, a odprowadzeniem ścieków. Ścieki surowe wprowadzone do naturalnego odbiornika powodują szybką degradację życia w odbiorniku i przyczyniają się do zachwiania równowagi biologicznej w środowisku. Ścieki nieoczyszczone mogą doprowadzić do pogorszenia jakości wody w studniach indywidualnych, a nawet doprowadzić do całkowitego jej skażenia.

Na terenach gdzie nie można zastosować kanalizacji zbiorczej alternatywą pozostaje budowa dołów asenizacyjnych lub przydomowych oczyszczalni ścieków. Rozwój przydomowych oczyszczalni ścieków w Polsce obserwuje się od kilkudziesięciu lat. W roku 1998 zarejestrowanych przydomowych oczyszczalni było 4000, podczas gdy w 1999 roku liczba ta wzrosła do 18054 szt. Intensywny wzrost obserwowano w latach kolejnych, gdzie w 2008 roku zarejestrowanych było 51 943 szt. w 2010 roku liczba ta wzrosła do około 81 tysięcy szt. a w 2011 roku zarejestrowano około 103 tysięcy szt. W najbliższych latach przewiduje się gwałtowny wzrost nowo budowanych przydomowych oczyszczalni ścieków.

Celem pracy była analiza skuteczności oczyszczania ścieków bytowych w przydomowej oczyszczalni z wykorzystaniem zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym. Cel pracy został zrealizowany poprzez wykonanie wstępnych badań laboratoryjnych z wykorzystaniem modelu wycinkowego „M1” w skali 1:1, a następnie wykonanie prototypu zmodyfikowanego filtra „F1” w terenie i określenie skuteczności działania w warunkach terenowych. Na tej podstawie autor zaproponował nowatorskie rozwiązanie, zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym. Obecnie trwają procedury związane ze zgłoszeniem patentowym prototypu zmodyfikowanego filtra żwirowo-piaskowego.

Autorskie rozwiązanie filtra piaskowego o przepływie pionowym polegało na:

- wprowadzeniu przed właściwą warstwą filtracyjną (piaskową) warstwy zabezpieczającej z drobnego żwiru,
- zastosowaniu innowacyjnego układu rozprowadzającego ścieki w postaci autorskiego rozwiązania,
- zmniejszeniu powierzchni filtra w stosunku do rozwiązań klasycznych.

Klasyczne filtry piaskowe o przepływie pionowym zajmują znacząca powierzchnię (25-30 m² dla pięcioosobowego gospodarstwa). W pracy podjęto próbę zmniejszenia wymiarów filtra w planie. Ważnym elementem modyfikacji złoża jest zaprojektowanie odpowiedniego systemu rozprowadzania ścieków tak, aby wykorzystać warstwę filtracyjną w jak najwyższym stopniu. Rozstawa drenów rozprowadzających ścieki po powierzchni złoża filtracyjnego w konwencjonalnych rozwiązaniach jest bardzo duża i wynosi nawet 200 cm. Przy miąższości właściwej warstwy filtracyjnej wynoszącej od 60 do 100 cm może dochodzić do nierównomiernego obciążenia złoża filtracyjnego. Poprzez zwiększenie wykorzystania warstwy filtracyjnej oraz wprowadzenie dodatkowej warstwy zabezpieczającej (z drobnego żwiru) można znacznie zmniejszyć wymiary

filtru piaskowego o przepływie pionowym, przy równoczesnym zachowaniu jakości filtratu na dopuszczalnym poziomie.

Badania obejmowały między innymi określenie wartości wskaźników fizykochemicznych zanieczyszczenia w ściekach dopływających oraz odpływających z filtru: BZT₅, ChZT_{Ct}, tlen rozpuszczony, zawiesina ogólna, odczyn pH, fosfor ogólny, azot amonowy N-NH₄, azot organiczny, azot całkowity Kjeldahla, azot azotynowy N-NO₂, azot azotanowy N-NO₃ oraz azot ogólny, (dodatkowo określono wartości wskaźników fizykochemicznych ścieków pobranych z następujących głębokości złoża filtracyjnego: 10 cm, 30 cm, 50 cm, 90 cm). Ponadto określono wartości wskaźników mikrobiologicznych zanieczyszczenia ścieków: bakterie grupy coli, *Escherichia coli*, Enterokoki, *Salmonella sp.*, *Shigella sp.* oraz *Clostridium perfringens*) w ściekach dopływających do filtru, na odpływie z warstwy żwirowej oraz na odpływie z warstwy piaskowej.

Na podstawie przeprowadzonych analiz wyników badań zaleca się stosowanie warstwy zabezpieczającej, wykonanej z drobnego żwiru o średnicy miarodajnej $d_{10}=1,66\text{mm}$ i miąższości 50 cm. Pod tą warstwą powinna być ułożona właściwa warstwa filtracyjna wykonana z piasku płukanego o średnicy miarodajnej $d_{10}=0,40\text{mm}$ i miąższości co najmniej 60 cm. Niewątpliwą zaletą zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego o przepływie pionowym jest niewielka powierzchnia jaką zajmuje ($1,15\text{m}^2\text{M}^{-1}$) podczas gdy w klasycznych rozwiązaniach jest to nawet $7\text{m}^2\text{M}^{-1}$. Biorąc pod uwagę, że usuwanie zanieczyszczeń następuje najintensywniej w początkowej głębokości warstwy zabezpieczającej, bardzo ważną sprawą jest równomierne rozprządzenie ścieków wstępnie oczyszczonych po powierzchni warstwy zabezpieczającej wykonanej z drobnego żwiru. Zastosowanie innowacyjnego układu rozprządającego ścieki pozwoliło w badanym okresie optymalnie wykorzystać powierzchnię złoża filtracyjnego. Ze względu na znaczne wartości związków biogenych w ściekach oczyszczonych nie zaleca się stosowania zmodyfikowanego filtru żwirowo-piaskowego przy odprowadzaniu ścieków oczyszczonych do wód stojących i jezior.

Słowa kluczowe: ścieki bytowe, oczyszczalnia ścieków, zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy, redukcja zanieczyszczeń.

SUMMARY

Untreated domestic sewerage still poses a serious threat to the environment in rural areas. The lack of simultaneous construction of water supply and sewerage systems in rural areas contributed to the significant imbalance between water supply and sewage discharge. Raw sewage, entering the natural receiver, cause rapid degradation of life and contribute to the biological imbalance in the environment. Untreated sewage can cause the deterioration of water quality in private wells and may even lead to its total contamination.

In areas, where it is impossible to implement collective sewerage systems, there is an alternative in the form of building septic tanks or household sewage treatment plants. The development of household sewage treatment plants in Poland has been observed for decades. There were 4000 household sewage treatment plants registered in 1998, while in 1999 this number increased to 18054. A rapid increase was observed in subsequent years, i.e. in 2008 there were 51,943 registered household sewage treatment plants, in 2010 this number increased to about 81 thousand and in 2011 about 103 thousand treatment plants were registered. In the near future a dramatic increase in the number of newly built household sewage treatment plants is expected.

The aim of this study was to analyze the efficiency of domestic sewage treatment in a household sewage treatment plant with a modified vertical flow sand and gravel filter. The aim was achieved by performing preliminary laboratory studies using a fragmentary "M1" model in a scale 1:1, and then by construction of a modified prototype of "F1" filter in the field and determining its effectiveness under field conditions. On this basis, the author proposed an innovative solution - a modified vertical flow gravel and sand filter. Currently, the procedures related to the patent application of the prototype of the modified gravel and sand filter are being underway.

The original solution in the vertical flow sand filter consisted in:

- placement of a protective layer of small pebbles before the filtration (sand) layer,*
- application of innovative sewage distribution system in the form of the proprietary solution,*
- reduction of the filter surface as compared to conventional solutions.*

The classic vertical flow sand filters occupy a significant surface (25-30 m² for a five persons household). This study attempts to reduce the dimensions of the filter on the plan. An important element of the bed's modification is the design of a suitable sewage distribution system in order to utilize the filter layer as much as possible. The spacing of sewage distribution drains on the surface of the filter bed in conventional solutions is very large and ranges up to 200 cm. With thickness of the proper filtration layer from 60 to 100 cm the filter bed may be unevenly loaded. By increasing the use of the filter layer and introducing an additional protective layer (made of small pebbles) one can significantly reduce the dimensions of vertical flow sand filter while at the same time maintaining the acceptable level of the filtrate quality.

The study included the determination of physical and chemical indicators of pollution in sewage flowing into and out of the filter: BOD₅, COD_{Cr}, dissolved oxygen, total

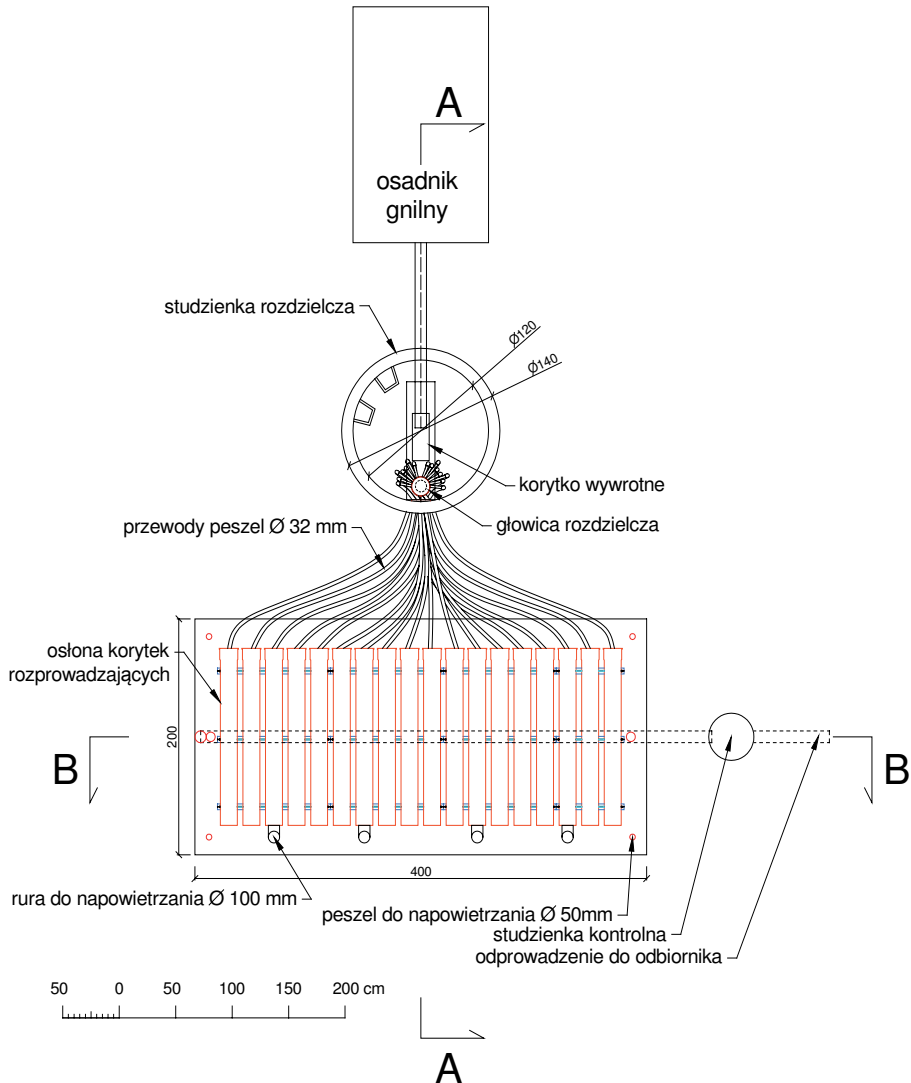
suspended solids, pH, total phosphorus, ammonium nitrogen NH_4 , organic nitrogen, total Kjeldahl nitrogen, nitrite nitrogen NO_2 , nitrate nitrogen NO_3 and total nitrogen (the values of physical and chemical indicators of sewage collected from the following depths of the filter bed were determined: 10 cm, 30 cm, 50 cm, 90 cm). Moreover, the abundance of microbial indicators of sewage pollution (coliform bacteria, *Escherichia coli*, *Enterococcus faecalis*, *Salmonella* spp., *Shigella* spp. and *Clostridium perfringens*) was determined in sewage flowing into the filter, at the outflow from the gravel layer and at the outflow from the sand layer.

Based on the results of the analyzes it is recommended to use a protective layer made of small pebbles with a normal grain size of $d_{10}=1.66\text{mm}$ and thickness of 50 cm. Under this layer there should be a proper filtration layer made of rinsed sand with normal diameter of $d_{10}=0.40\text{mm}$ and thickness of at least 60 cm. An important advantage of the modified vertical flow gravel and sand filter is its small surface ($1.15\text{ m}^2\text{M}^{-1}$) while in the classical solutions it is even up to $7\text{ m}^2\text{M}^{-1}$. Taking into consideration that the removal of pollutants is most intense at the initial depth of the protective layer, it is very important to evenly distribute the pre-treated sewage over the surface of the protective layer made of small pebbles. The use of innovative sewage distribution system allowed the optimal use of the filter bed's surface during the study period. Due to the large amounts of biogenic compounds in treated sewage, the use of the modified vertical flow gravel and sand filter is not recommended when discharging treated sewage into stagnant water bodies and lakes.

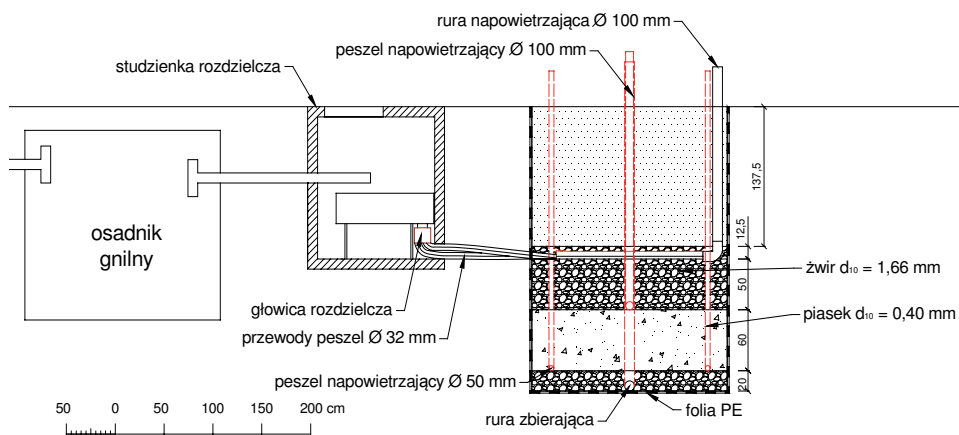
Key words: domestic sewage, sewage treatment plant, modified gravel and sand filter, pollutants removal efficiency

ZAŁĄCZNIK NR 1

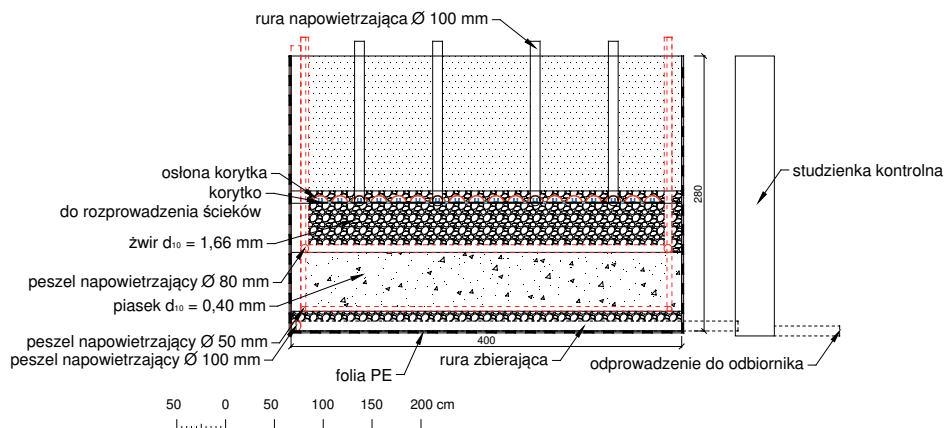
- a) Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym – widok z góry (wariant dla 1-5 mieszkańców)



b) Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym (wariant dla 1-5 mieszkańców) - przekrój A-A

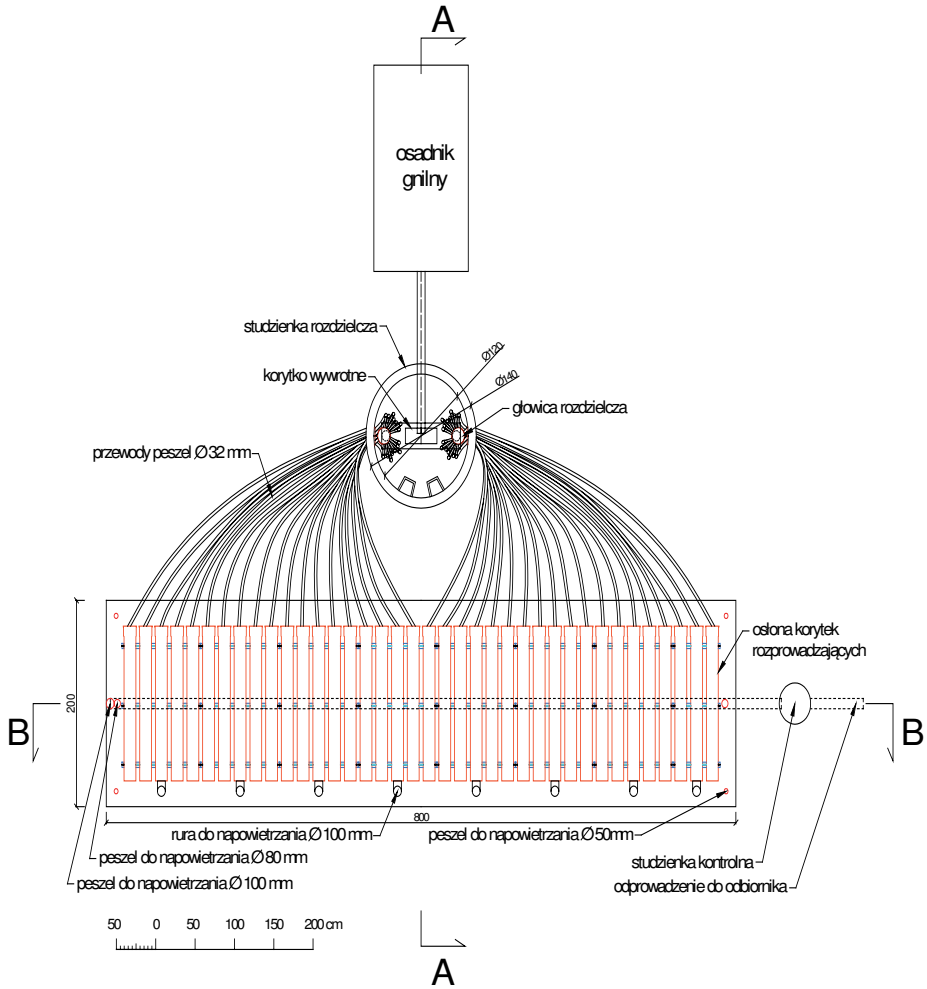


c) Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym (wariant dla 1-5 mieszkańców) - przekrój B-B

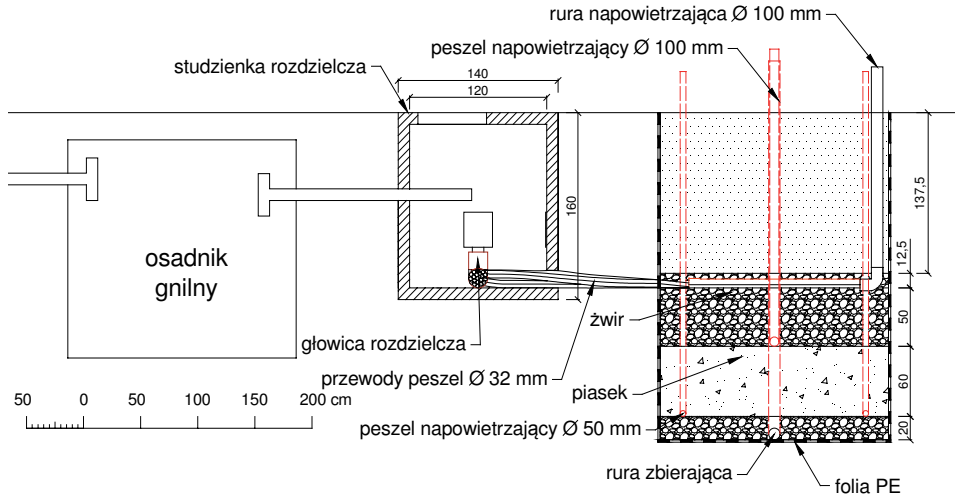


ZAŁĄCZNIK NR 2

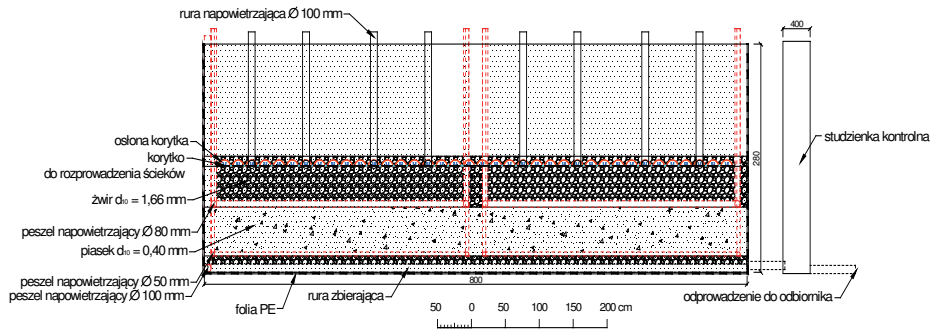
- a) Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym (wariant dla 6-10 mieszkańców) - widok z góry



b) Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym (wariant dla 6-10 mieszkańców) - przekrój A-A



c) Zmodyfikowany filtr żwirowo-piaskowy o przepływie pionowym (wariant dla 6-10 mieszkańców) - przekrój B-B



INFRASTRUKTURA I EKOLOGIA TERENÓW WIEJSKICH

Czasopismo naukowe wydawane przez Komisję Technicznej Infrastruktury Wsi Polskiej Akademii Nauk Oddział w Krakowie. Ma charakter ogólnokrajowy i jest otwarte na Autorów z całego świata. Wydawane jest w języku polskim i angielskim. Zgłaszane do publikacji artykuły winny być oryginalnym osiągnięciem Autora, dotychczas niepublikowane, poświęcone problemom technologicznym, projektowym, ekonomicznym lub teoretycznym z tytułowego zakresu czasopisma. Przyjmujemy manuskrypty, w objętości do 10 str. pisma komputerowego (Times New Roman, 12, odstęp 1,5) napisane w języku polskim lub angielskim. Autorów spoza Polski prosimy o nadsyłanie manuskryptów w języku angielskim. Każdy artykuł winien być zaopatrzone w wyczerpujące streszczenie ze słowami kluczowymi (w języku manuskryptu) do 3000 znaków (jedna strona), wraz z załączonym tłumaczeniem angielskim. Drukujemy również w kolorze, w przypadku istotnej konieczności (fotografie, skomplikowane rysunki, mapy). Manuskrypt, w dwóch egzemplarzach należy przelać pocztą na adres Redakcji, dołączając tekst na dyskietce lub CD, z oddzielnymi ilustracjami.

INFRASTRUCTURE AND ECOLOGY OF RURAL AREAS

Scientific journal published by the Commission of Technical Infrastructure of Polish Rural Areas of the Academy of Letters - Krakow Branch. It is a nation wide journal, which accepts contributions from Authors from all over the world. It is published in Polish and English. Submitted contributions should be original scientific papers, so far unpublished, dealing with technological, design, economic or theoretical issues within the scope of the journal.

Submitted manuscripts should not exceed 10 typewritten pages (Times New Roman, font 12, 1.5 line spacing). The Authors from abroad may submit their papers in English. Each article must have a summary and keywords of not more than 3000 characters (one page). Color reproductions are possible only in special cases (photographs, complicated figures or maps). The manuscripts, in duplicate, should be sent by post to the editorial office. Electronic version on a diskette or CD with illustrations provided separately should accompany the hard copies

INFARSTRUKTUR UND ÖKOLOGIE DES LÄNDLICHEN RAUMS

Die neue Forschungszeitschrift der Kommission der Technischen Infrastruktur an der Polnischen Wissenschaftsakademie, Abteilung in Krakau, hat ein nationaler Charakter und publiziert gern die Arbeiten von Autoren aus Polen sowie auch aus der ganze Welt. Die Forschungszeitschrift wird in Polnisch und Englisch verlegt.

Die vorgelegten Artikel sollen Originalarbeiten sein und dürfen nicht gleichzeitig an anderer Stelle zur Publikation eingereicht werden. Die Forschungsarbeiten sollen den Technologischen, Wirtschaftlichen, Planungs- sowie auch den theoretischen Problemen gewidmet sein, die eng der Titelbereich der Zeitschrift behandeln. Zugesandte Manuskripte sollen mit dem Umfang von höchstens 10 Druckseiten (Times New Roman, Schriftgrosse: 12 pt, Zeilenabstand: 1.5-fach) sein. Für die Autor/innen ausserhalb Polens wird es zugelassen die Manuskripten in Englisch zuschicken.

Dem Text wird im Manuskript eine Zusammenfassung mit den Schlussworten vorangestellt, die eine Länge von 3000 Zeichen (1 Druckseite) nicht übersteigen sollte.

Nach Bedarf drucken wir auch in Farbe (Aufnahmen, Karten, komplizierte Bilden).

Die zwei ausgedruckte Exemplare eines Manuskripts mit der Diskettenversion (die Abbildungen getrennt) bitte zur Redaktion senden.

KOMITET REDAKCYJNY – EDITORIAL BOARD

Redaktor Naczelny – *Jerzy Gruszczyński*
jerzy.gruszczyński@ur.krakow.pl, jerzygruszczyński@gmail.com

Zastępca Redaktora Naczelnego – *Jerzy Kwapisz*
jerzy.kwapisz@ur.krakow.pl

Redaktor Statystyczny – *Stanisław Węglarczyk*
sweglar@pk.edu.pl

Redaktor Językowy Polski – *Urszula Czernikowska*
ulaczernikowska@gazeta.pl

Redaktor Językowy Angielski – *Frederic Widlak*
fwidlak@wsb-nlu.edu.pl

REDAKTORZY TEMATYCZNI [DZIAŁOWI]:

– infrastruktura techniczna – *Jacek Salamon*

jacek.salamon@ur.krakow.pl

– inżynieria wodna – *Jan Pawelek*

rmpawele@cyf-kr.edu.pl

– ekologia – *Stanisław Krzanowski*

mkrzano@cyf-kr.edu.pl

– rozwój obszarów wiejskich – *Krzysztof Gawroński*

krzysztof.gawronski@ur.krakow.pl

– gospodarka regionalna i planowanie przestrzenne – *Andrzej Woźniak*

wozniakn@uek.krakow.pl

– redakcja Angielska – *Stanisław Węglarczyk* (kier.), *Stanisław Rolbiecki*

rolbs@utp.edu.pl

Sekretarz Redakcji – *Anna Krakowiak-Bal*

anna.krakowiak-bal@ur.krakow.pl

Webmaster – *Jakub Sikora*

jakub.sikora@ur.krakow.pl, editor@infraeco.pl

WYDAWCA – EDITOR

Komisja Technicznej Infrastruktury Wsi Polskiej Akademii Nauk, Oddz. w Krakowie
Stowarzyszenie Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich,
ul. św. Jana 28, 31-018 Kraków

ADRES REDAKCJI – EDITORIAL OFFICE ADDRESS

Balicka 116B, Pawilon E, PL-30-149 Kraków

Telefon: 48 12 662 46 59, 48 12 662 46 55

Fax: 48 12 662 46 60, www.infraeco.pl

ISSN 1732-5587

Korekta i skład komputerowy, okładka: *Redakcja*

Druk, oprawa:

NOVA SANDEC – Wydawnictwo i Drukarnia

ul. Lwowska 143, 33-300 Nowy Sącz, tel. 18 441 02 88