

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA

POLSKIE ZRZESZENIE INŻYNIERÓW
I TECHNIKÓW SANITARNYCH



MONOGRAFIE

„INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – MŁODYM OKIEM”

TOM 25

SIECI I INSTALACJE SANITARNE

**pod redakcją
Iwony Skoczko
Janiny Piekutin
Justyny Osipiuk
Agaty Myszkowskiej**



Białystok 2016

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA



POLSKIE ZRZESZENIE INŻYNIERÓW
I TECHNIKÓW SANITARNYCH



MONOGRAFIE

TOM 25

SIECI I INSTALACJE SANITARNE

MONOGRAFIE

TOM 25

*Patronat
Rektora Politechniki Białostockiej
prof. dr hab. inż. Lecha Dzieńsi*



*Wydział Budownictwa
i Inżynierii Środowiska
Politechniki Białostockiej*



*Honorowy Patronat
Prezydenta
Miasta Białegostoku*

**Publikacja dofinansowana przez
Wojewódzki Fundusz Ochrony Środowiska
i Gospodarki Wodnej w Białymstoku**



Wojewódzki Fundusz
Ochrony Środowiska
i Gospodarki Wodnej
w Białymstoku

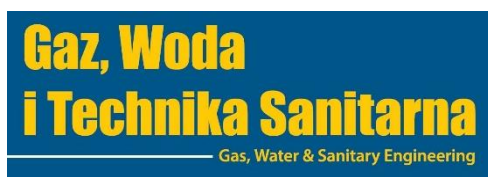
www.wfosigw.bialystok.pl

Serdecznie dziękujemy za pomoc w organizacji uroczystości
i wydaniu niniejszej publikacji.

Patronaty medialne:



POLSKI
instalator



INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – MŁODYM OKIEM

TOM 25

SIECI I INSTALACJE SANITARNE

**pod redakcją
Iwony Skoczko
Janiny Piekutin
Justyny Osipiuk
Agaty Myszkowskiej**

Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej
Białystok 2016

Redaktor tomu:

Iwona Skoczko
Janina Piekutin
Justyna Osipiuk
Agata Myszkowska

Zespół redakcyjny:

Iwona Skoczko – Redaktor Naczelny
Janina Piekutin – Redaktor Naczelny
Justyna Osipiuk – skład monografii
Agata Myszkowska – skład monografii

Redakcja językowa: Autorzy**Recenzenci monografii:**

dr hab. Zenon Łotowski
dr inż. Dariusz Andraka

Zespół naukowy:

dr hab. inż. Iwona Skoczko – Politechnika Białostocka
prof. dr hab. inż. Józefa Wiater – Politechnika Białostocka
prof. dr hab. inż. Rafał Miłaszewski – Politechnika Białostocka
prof. Aleksey Ternovtsev – Kijowski Narodowy Uniwersytet Budownictwa i Architektury
prof. Dmitry Spitsov – Moskiewski Państwowy Uniwersytet Budownictwa
prof. Javier Bayo – Uniwersytet Techniczny Cartagena
dr hab. inż. Mariusz Dudziak – Politechnika Śląska
dr hab. Aneta Dorota Petelska – Uniwersytet w Białymstoku
dr hab. Izabella Jastrzębska – Uniwersytet w Białymstoku
dr hab. Zenon Łotowski – Uniwersytet w Białymstoku
dr hab. inż. Jacek Piekarski, prof. PK – Politechnika Koszalińska
dr hab. inż. Urszula Filipkowska, prof. UWM – Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie
dr hab. inż. Katarzyna Ignatowicz – Politechnika Białostocka
dr hab. inż. Sławomir Obidziński – Politechnika Białostocka
dr n. tech. Janina Piekutin – Politechnika Białostocka
dr n. tech. Joanna Szczukowska – Politechnika Białostocka
dr inż. Katarzyna Gładyszewska-Fiedoruk – Politechnika Białostocka
dr inż. Anna Siemieniuk – Politechnika Białostocka
dr inż. Elżbieta Grygorczuk-Petersons – Politechnika Białostocka
dr inż. Dariusz Andraka – Politechnika Białostocka
dr inż. Jacek Leszczyński – Politechnika Białostocka

Wszystkie zamieszczone w monografii prace są recenzowane

Copyright by Politechnika Białostocka, Białystok 2016

ISBN 978-83-62582-92-1

Publikacja nie może być w jakikolwiek sposób powielana i rozpowszechniana
bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich

Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej

Polskie Zrzeszenie Techników i Inżynierów Sanitarnych Oddział w Białymstoku
ul. M. C. Skłodowskiej 2, 15-950 Białystok
Tel.: 85 744 31 00
e-mail: konferencjapzits@gmail.com
www.pzits.bialystok.pl

SPIS TREŚCI

Wpływ głęboko posadowionych obiektów budowlanych na położenie wody gruntowej w obszarze zurbanizowanym	9
mgr inż. Honorata Adamowicz	
Biogaz, jako odnawialne źródło energii	38
mgr inż. Piotr Grzegorz Bara	
Ocena przydatności zastosowania oprogramowania CFD do wsparcia projektowania przepławek	66
mgr inż. Łukasz Borsuk	
Analiza zmienności opadów na obszarze zlewni Strzyży w Gdańsku	87
inż. Artur Groth	
Oprogramowanie komputerowe jako element wspierający proces ograniczania strat wody	118
mgr inż. Wiesław Kędzia	
Dynamika i kierunki rozwoju infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w województwie podlaskim	153
mgr inż. Monika Kolendo	
Wskaźniki eksploatacyjne, inwestycyjne i remontowe jako element benchmarkingu w spółce wodociągowo - kanalizacyjnej	175
mgr inż. Iwona Kinga Piszczatowska	
Wpływ wód opadowych na pracę kanalizacji sanitarnej w wybranych zlewniach aglomeracji gdyńskiej	199
Marek Pobłocki	
Weryfikacja krzywych przepływu dla przekrojów pomiarowych na Potoku Strzyża w Gdańsku	229
inż. Michał Rościszewski	
Parametry wentylacji wyporowej	257
mgr inż. Marlena Małgorzata Rowińska	
Zastosowanie technologii geotub w budownictwie hydrotechnicznym	282
mgr inż. Błażej Smoliński	

Eksperymentalna analiza wartości współczynników oporów lokalnych
przy przepływie przez trójnik dla wybranych systemów rur wielowarstwowych 303

inż. Wioleta Szultka, inż. Aleksandra Zelma

Analiza warunków obliczeniowych stanu granicznego użytkowania dla fundamentów
bezpośrednich w obszarach ochrony krajobrazu w kontekście ochrony
gleby i ograniczenia negatywnego oddziaływania transportu na środowisko 303

mgr inż. Katarzyna Misiołek

Przepompownie i tłocznie ścieków – zdalny monitoring 303

mgr inż. Mariusz Tarnowski

mgr inż. Honorata Adamowicz¹⁾

Politechnika Warszawska, Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki

Ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa

¹⁾honorata.adamowicz@is.pw.edu.pl

Wpływ głęboko posadowionych obiektów budowlanych na położenie wody gruntowej w obszarze zurbanizowanym

*Influence of Building's Deep Foundations on Ground Water Level
in Urban Areas*

Słowa klucze: *głębokie posadowienia, teren zurbanizowany, woda gruntowa*

Key words: *deep foundation, urban area, groundwater*

Streszczenie: W artykule przedstawiono charakterystykę środowiska zurbanizowanego ze szczególnym uwzględnieniem oddziaływania głęboko posadowionych obiektów budowlanych na warunki gruntowo wodne. Na przykładzie terenu położonego w Warszawie przeprowadzono analizę numeryczną oddziaływania głębokich posadowień, zlokalizowanych w ścisłej zabudowie miejskiej, na warunki wodno-gruntowe. Wykonano obliczenia z zastosowaniem programu ZSoil. Na podstawie uzyskanych wyników sformułowano wnioski oraz wskazano kierunki dalszych prac.

1. Charakterystyka środowiska zurbanizowanego

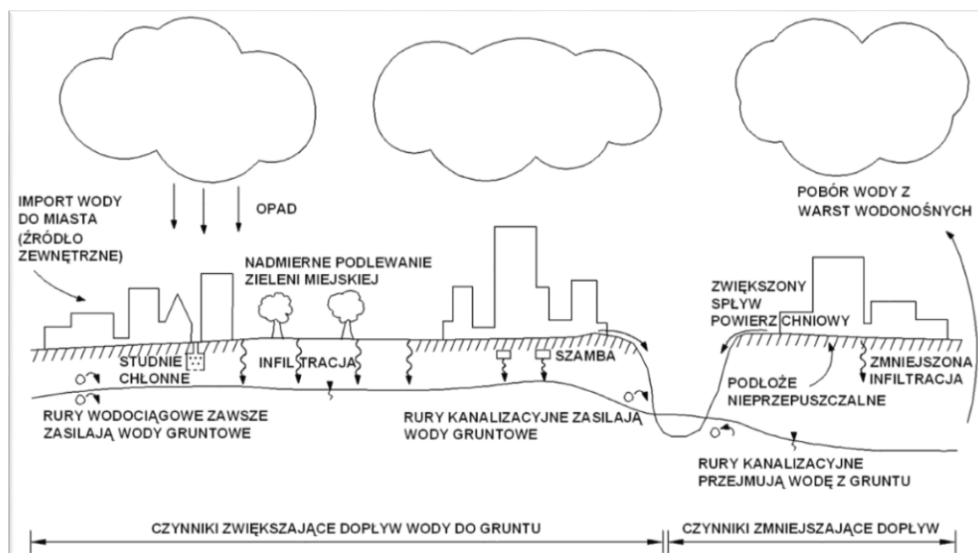
Podstawowym pojęciem opisującym obieg wody w środowisku (także zurbanizowanym) jest cykl hydrologiczny, który można zdefiniować jako model opisujący gromadzenie i obieg wody pomiędzy biosferą, atmosferą, litosferą i hydrosferą. Woda może być akumulowana w atmosferze, oceanach, jeziorach, rzekach, strumieniach, lodowcach oraz w gruncie w warstwach wodonośnych. Obieg wody między tymi elementami jest realizowany przez takie procesy, jak ewaporacja,

transpiracja, kondensacja, opady, infiltracja, perkolacja i roztopy oraz spływ powierzchniowy.

Choć czynniki antropogeniczne mają wpływ na wiele elementów środowiska naturalnego, zwłaszcza na drogi przenikania wody pomiędzy poszczególnymi elementami oraz lokalizację jej źródeł, główna struktura cyklu hydrologicznego pozostaje niezmieniona. Niemniej jednak cykl hydrologiczny na terenach miejskich jest bardziej skomplikowany (Rys. 1.) [1].

1.1. Elementy środowiska zurbanizowanego

To co wyróżnia hydrologię terenów zurbanizowanych od pozostałych systemów hydrologicznych to częstotliwość występowania pewnych „elementów”, które mają wpływ zarówno na system przepływu wód podziemnych jak również ich chemizm. Są one na ogół związane z działalnością człowieka (mieszkaniową, transportową czy przemysłową). Wszystkie te elementy można zazwyczaj zaobserwować w mniejszym stopniu również na terenach pozamiejskich, jednak ze względu na ich znikomy udział, można je pominąć. Podobnie, istnieją pewne składniki ekosystemów wiejskich, które, choć czasami występuje na terenach miejskich, zwykle nie są ich istotnymi elementami [2, 3].



Rysunek 1. Schemat obiegu wody na terenie zurbanizowanym

Elementy oddziałujące na środowisko gruntowo wodne na terenie silnie zurbanizowanym to m.in. [3]:

- głębokie posadowienia
 - ściany szczelinowe
 - tunele (drażone metodami górniczymi i TBM)
- odwodnienia budowlane (pompowanie wody z gruntu i do gruntu)
- nieszczelne podziemne rurociągi techniczne (wodociągowe, ciepłownicze, itp.)
- podłoże antropogeniczne
- nieprzepuszczalne przykrycie terenu
- systemy odwadniające

Zjawiska charakterystyczne dla środowiska zurbanizowanego, oraz możliwe skutki ich oddziaływania, zestawiono w tabeli 1.

Przekształcenie obszaru związane z rozwojem urbanistycznym często ma ogromny wpływ na sposób zasilania warstw wodonośnych. Czynniki determinujące zmiany to m.in. gęstość rozmieszczenia sieci

technicznych (wodociągowych, kanalizacyjnych czy ciepłowniczych) oraz infiltracja wywołana przez studnie chłonne czy drenaże rozsączające. Biorąc pod uwagę skomplikowanie sposobu zagospodarowania terenu czy rozmieszczenia sieci podziemnych w mieście, rozkład nawadniania gruntu wydaje się być bardzo skomplikowany.

Tabela 1. Zestawienie elementów charakterystycznych dla środowiska zurbanizowanego

L p.	Element / Zjawisko	Charakterystyka oddziaływania	Efekt / Komentarz	
			Dopływ do warstwy wodonośnej	Odpływ z warstwy wodonośnej
1	Podłoże antropogeniczne	grunt niejednorodny, trudność w oszacowaniu właściwości hydraulicznych takiego podłoża	może tworzyć uprzywilejowaną drogę filtracji albo nieprzepuszczalną lub słabo przepuszczalną barierę	
2	Fundamenty i ściany szczelinowe	zmiana kierunków przepływu wody gruntowej, koncentracja przepływu, zmiana gradientów hydraulicznych	wydłużenie drogi filtracji	
	Tunele	zmiana kierunku przepływu; uprzywilejowana droga filtracji	w zależności od warunków kierunek przepływu może być różny; generalnie raczej drenujące oddziaływanie	
3	Nieprzepuszczalne przykrycie terenu	zwiększony spływ powierzchniowy, zmniejszona infiltracja, zmniejszona ewapotranspiracja	jeżeli wody opadowe odprowadzane do studni chłonnych - lokalne zwiększenie dopływu do warstw wodonośnych	jeżeli wody opadowe odprowadzane do kanalizacji deszczowej - odpływ wody ze zlewni
4	Systemy odwadniające	systemy odwadniające przechwytyują wodę deszczową - w zależności od sposobu jej odprowadzenia	jeżeli wody opadowe odprowadzane do studni chłonnych – lokalne zwiększenie	jeżeli wody opadowe odprowadzane do kanalizacji deszczowej -

		zwiększenie lub zmniejszenie infiltracji	dopływu do warstw wodonośnych	odpływ wody ze zlewni
5	Nieszczelne rury wodociągowe	-	wzrost dopływu (niezależnie od tego czy rura znajduje się poniżej czy powyżej zwierciadła wód gruntowych)	-
	Nieszczelne rury kanalizacyjne	-	wzrost dopływu (niewielki)	jeżeli zlokalizowan a poniżej zwierciadła wody gruntowej - eksfiltracja wody do kanalizacji
6	Ewapotranspira cja	zależy od poziomu wody w warstwie wodonośnej; na terenie zurbanizowanym ograniczona ze względu na ograniczone występowanie szaty roślinnej	-	odpływ z warstwy wodonośnej
7	Przepływ do / z wód powierzchniowy ch	zmienny kierunku przepływu wody	w zależności od poziomu wody gruntowej oraz powierzchniowej (przepływ z wyższego poziomu do niższego)	-
8	Zrzuty z przemysłu	kontrolowane lub niekontrolowane oddziaływanie	wzrost dopływu do warstwy wodonośnej	-
9	Pompowanie wody z gruntu (na cele bytowe, przemysłowe lub w celu odwodnienia)	złożone, czasami gwałtownie zmieniające się kierunki przepływu	gdy zakończone - zwiększony dopływ spowodowany wzrostem gradientów pionowych i poziomych	obniżenie poziomu wody gruntowej

Zródło: [4]

To samo dotyczy procesów powodujących odprowadzenie wody z gruntu lub ograniczenie jej dopływu. Im większa gęstość punktów poboru wody oraz im większy udział nieprzepuszczalnych nawierzchni kosztem terenów zielonych, tym mniejszy dopływ wody do warstw wodonośnych oraz obniżenie poziomu wody gruntowej.

Poza elementami biorącymi udział w obiegu wody, na terenach miejskich występują również inne elementy mogące w sposób znaczący wpływać na warunki gruntowo-wodne. Głęboko posadowione, przegradzające warstwy wodonośne obiekty budowlane mogą zaburzać naturalne kierunki przepływu wody, nie tylko na etapie ich realizacji (odwodnienie wykopów), ale również podczas eksploatacji [3].

2. Oddziaływanie głęboko posadowionych obiektów budowlanych

Głębokie posadowienia są jednym z kluczowych problemów współczesnej geoinżynierii. Rozwój urbanistyczny sprawia, że w centrach miast, w gęstej, nierzadko zabytkowej zabudowie, powstają nowe inwestycje, zwykle o kilkukondygnacyjnej części podziemnej. Obiekty te oddziałują nie tylko na zabudowę znajdującą się na powierzchni terenu, ale również na budowle podziemne (tunele czy stacje metra). Obszary zurbanizowane charakteryzują się dużym nasyceniem infrastruktury podziemnej, często wrażliwej na przemieszczenia, których źródłem jest obiekt posadowiony na znacznej głębokości. Ponadto głębokie posadowienia wpływają na warunki przepływu wód gruntowych, przegradzając naturalne kierunki przepływu lub zmieniając całkowicie reżim wodny na skutek pompowania wody z lub do gruntu [5].

Wpływ głębokich posadowień na warunki wodno-gruntowe, może prowadzić do zmian położenia zwierciadła wody gruntowej. Zmiany te

mogą być skutkiem prowadzonego w trakcie realizacji robót budowlanych odwodnienia (często kilku obiektów realizowanych w jednym czasie). Obszar objęty oddziaływaniem może mieć różny zasięg, który związany jest ze sposobem odwadniania wykopu.

W związku z czasowym obniżeniem zwierciadła wody w obszarze oddziaływania odwodnienia mogą wystąpić następujące zagrożenia [6]:

- dogęszczenie szkieletu gruntowego, skutkujące osiadaniem, podłoża gruntowego pod obiektami budowlanymi i deformacja tych obiektów,
- osłabienie podłoża gruntowego wskutek wtłaczania wód z odwodnienia,
- pogorszenie warunków siedliskowych drzewostanu, prowadzące do utraty kondycji i usychania drzew i krzewów,
- naruszenie bilansu wodnego wód powierzchniowych, powodujące wysychanie tych form i zanik życia biologicznego,
- zaburzenia warunków eksploatacji innych ujęć wód podziemnych, do zaniku wody w tych ujęciach włącznie,
- zdeformowanie własności fizyko-chemicznych wód, np. wskutek uruchomienia dopływu zanieczyszczeń,
- zagrożenia związane ze zjawiskami, które mogą wystąpić w obszarze prowadzenia robót ziemnych i fundamentowych (wyparcie dna wykopu, osunięcie skarp, sufozja, itp.).

Głęboko posadowione obiekty budowlane przegradzając warstwy wodonośne mogą zaburzać naturalne kierunki przepływu wody, nie tylko na etapie ich realizacji, ale również podczas eksploatacji. Oddziaływanie istniejących głęboko posadowionych obiektów budowlanych może skutkować [5, 7]:

- zmianą położenia zwierciadła wody gruntowej,
- zmianą kierunku przepływu (czasami lokalne odwrócenie kierunku),
- zmianą gradientu ciśnienia i prędkości przepływającej wody,
- zmianą parametrów gruntu (zmiany wilgotności gruntu, zmiany porowatości, sufozja, erozja wewnętrzna i zewnętrzna, kolmatacja),
- zmianą zasilania infiltracyjnego z opadów atmosferycznych.

Niekorzystne oddziaływanie można ograniczyć m.in. przez [5]:

- wykonanie na odpowiedniej głębokości drenażu, którego zadaniem będzie przeprowadzenie niezbędnych ilości wody pod obiektem,
- wykonanie ekranu przeciwfiltracyjnego w technologii szczelinowej z zastosowaniem zawiesziny podlegającej naturalnej degradacji (utrata właściwości uszczelniających) wraz z upływem czasu,
- wykonanie ściany szczelinowej podzielonej na sekcje różnej głębokości, tworzącej w ten sposób tzw. "okna filtracyjne" w głębszej części obudowy, poniżej płyty dennej,
- w celu zminimalizowania niekorzystnego oddziaływania głęboko posadowionych obiektów budowlanych ważne jest ich właściwe zaprojektowanie. Konieczne jest zaproponowanie optymalnego rozwiązania spełniającego wymagania projektowe i wykonawcze przy jednoczesnym uszanowaniu środowiska naturalnego.

3. Charakterystyka geologiczna Warszawy

3.1. Wprowadzenie

W niniejszym akapicie zawarto skróconą charakterystykę Warszawy ze szczególnym uwzględnieniem wybranego do modelowania obszaru. Założone granice badanego terenu to: od zachodu ulica Puławska,

od wschodu ulica Konduktorska od północy ulica Belgijska oraz od południa ulica Dolna (Rys. 2). Ograniczenie głębokości modelu poniżej poziomu terenu założono na granicy występowania osadów Plejstocénskich, tj. na poziomie stropu warstwy iłóv Pliocénskich (średnio na rzędnej 80 m n.p.m.). Pozostałe zagadnienia albo zostały pominięte, albo omówione ogólnikowo w celu pełnego zaprezentowania charakteru Warszawy.



Rysunek 2. Mapa obszaru opracowania z naniesioną lokalizacją przekrojów geologicznych

Źródło mapy: geoportal.gov.pl

Warszawa położona jest nad środkową Wisłą na średniej wysokości 100 m n.p.m. Najwyżej położony obszar Warszawy, wznoszący się ok. 110 m n.p.m., znajduje się w zachodniej części miasta i związany jest z wysoczyzną polodowcową. Najniżej położone jest jej koryto (ok. 75 m n.p.m. przy północnej granicy miasta) [8].

Lewobrzeżna część Warszawy położona jest na wysoczyźnie polodowcowej. Podstawę skarpy stanowi taras zalewowy Wisły.

Wysoczyzna zbudowana jest przede wszystkim z glin zwałowych, piasków, żwirów, miejscami ilów poznańskich. Geologicznie najmłodszyymi osadami są nasypy. Ich obecność jest związana z różnymi dziedzinami działalności gospodarczej i bytowej człowieka [9]. Skarpa na swej długości ma zróżnicowaną wysokość (od 10 do 40m) i kąt nachylenia. Wysokość względna skarpy na badanym obszarze wynosi około 20m.

Pierwotnie Skarpa Warszawska poprzecinana była licznymi wąwozami wyłobionymi przez stale i okresowe ciekі wodne. Jednak na skutek skomplikowanej budowy geologicznej podłoża w strefie przyskarpowej, ingerencji człowieka oraz erozyjnej działalności Wisły krawędź wysoczyzny uległa przeobrażeniu. Erozja Wisły była siłą motoryczną uruchamiającą osuwiska na skutek podcinania skarp wysoczyzny. Człowiek na swe potrzeby przekształcał, niwelował, zasypywał naturalne formy, wykorzystując teren na cele budowlane [10]. Na odcinku miejskim taras zalewowy został podniesiony przez podsypywanie nasypami i wznosi się obecnie około 7 m ponad „0” Wisły [9]. Poziom „0” Wisły odpowiada 77.8746 m n.p.m. w układzie Kronsztad 86.

Duże znaczenie dla zachowania stateczności skarpy ma położenie stropu ilów plioceńskich (w wielu przypadkach stanowią one powierzchnie poślizgu dla wyżej leżących osadów plejstocentrycznych) oraz miąższość nasypów i ich charakter. Na odcinkach, gdzie strop osadów plioceńskich znajduje się powyżej średniego poziomu Wisły („0” Wisły) i wykazuje konsekwentne nachylenie w kierunku doliny, obserwuje się od najdawniejszych czasów zsuwy i osuwiska. Miąższość osadów osuwiskowych na skarpie jest różna, niekiedy 20-30m, czasem wynosi bardzo niewiele. Im wyżej w skarpie występują osady pliocenu, tym

bardziej rozległe i charakteryzujące się niewielkim nachyleniem są zbocza oraz aktywniejsze niegdyś były osuwiska [11].

Poza budową geologiczną istotnymi elementami, mającymi znaczenie dla stateczności skarpy, jest położenie zwierciadła wody gruntowej, wody infiltrujące do gruntu z instalacji technicznych oraz niesprawnie działający system odwodnieniowy. Ten ostatni element stanowi często główną przyczynę pogorszenia warunków geotechnicznych [11].

3.1. Hydrografia

Obszar Warszawy należy do zlewni środkowej Wisły, która dzieli stolicę na część lewobrzeżną i prawobrzeżną. Odwadniany jest ciekami naturalnymi lub sztucznymi bezpośrednio do Wisły lub jej dopływów [8]. Poza tym na obszarze doliny Wisły występują liczne starorzecza wypełnione wodą oraz jeziora zachowane w licznych, różnej genezy zagłębieniach bezodpływowych [12, 13].

Obecny układ hydrograficzny Warszawy jest w istotny sposób zmieniony przez zabudowę. Większość rzek, przepływających kiedyś przez miasto i mających dla Warszawy duże znaczenie, zniknęła zasypana w wyniku chaotycznej urbanizacji. Okolice dzisiejszego Muzeum Kolejnictwa (dawny Dworzec Główny) były niegdyś obszarem źródłiskowym, z którego wypływały dwie rzeki: na wschód wzdłuż ul. Nowogrodzkiej i Żurawiej płynęła Żurawka, natomiast na północ wzdłuż ul. Okopowej płynęła Drna, wpadająca do Wisły w rejonie dzisiejszego Mostu Gdańskiego. W rejonie ul. Bagno brała początek rzeczka Bełcząca, tworząca szereg niewielkich kaskad w swoim odcinku ujściowym do Wisły, w rejonie obecnej Mennicy Państwowej [8].

3.2. Zarys budowy geologicznej

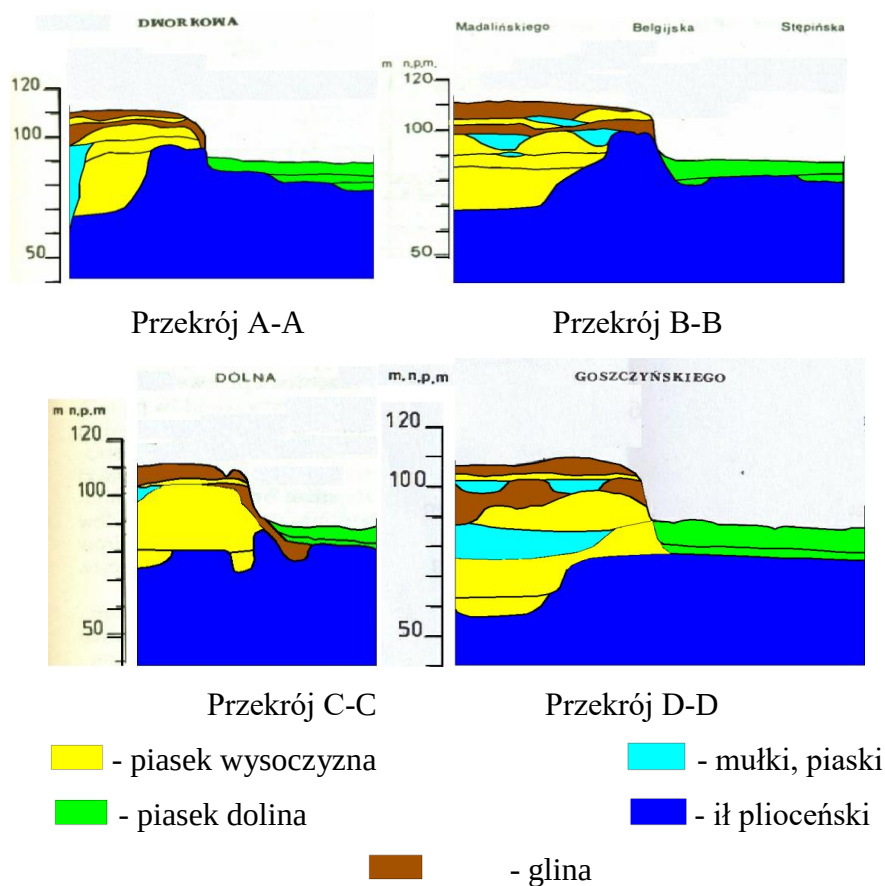
3.3.1. Pliocen

Osady pliocenu występują na całym omawianym obszarze Warszawy. Są to głównie ropy zwięzłe, tłuste, różnokolorowe, tzw. "pstre", oraz mułki ilaste i piaszczyste, a także piaski drobnoziarniste i pylaste tworzące przeważnie soczewy o niewielkim zasięgu i miąższości. Osady te wychodzą w wielu miejscach na powierzchnię, lub występują pod cienkim przykryciem osadów czwartorzędowych. Miąższość osadów plioceńskich na terenie Warszawy waha się w granicach od kilkunastu do ponad 150 m [12, 13].

3.3.2. Czwartorzęd

Ilaste osady pliocenu przykryte są utworami czwartorzędowymi, które występują na całym badanym obszarze Warszawy. Są to osady typowe dla zlodowaceń kontynentalnych mających zmienny zasięg. Akumulacja lodowcowa, wodnolodowcowa oraz w zbiornikach przed czołem lądolodu (procesy typowe dla glaciałów) pozostawiły po sobie gliny zwałowe, wodnolodowcowe piaski i żwiry oraz piaski, ropy i mułki zastoiskowe. Z okresów interglacialnych, kiedy dominowała akumulacja i erozja rzeczna oraz denudacja, pozostały piaski, żwiry i mułki rzeczne oraz żwiry, gazy i piaski rezydualne. Z glaciostadiału w kry pochodzą ropy warwowe, które utworzyły się w obrębie zastoiska warszawskiego zajmującego wówczas centralną część niecki mazowieckiej. Cechą szczególną utworów czwartorzędowych na obszarze miasta jest ich zróżnicowana miąższość [8]. Najmniejsze miąższości osadów czwartorzędowych stwierdzone zostały na obszarze lewobrzeżnej

Warszawy w obrębie wypiętrzeń osadów plioceńskich. W tych miejscach miąższość tych osadów waha się od 0,5 do 2,0 m. miejscami 5,0 m. Miąższości większe od 10 do 20 m najczęściej występują na wysoczyźnie lodowcowej i na tarasach Wisły. Osady czwartorzędowe o miąższości większej od 20 m zazwyczaj wypełniają doliny występujące w różnych miejscach w obrębie obszaru Warszawy i poza miastem [12, 13].



Rysunek 3. Przekroje geologiczne

Źródło: [4, 12, 13]

3.3. Tektonika

Przez Śródmieście Warszawy przebiega wypiętrzenie osadów plioceńskich. Struktura ta jest w stosunku do pierwotnej najmniej zmienionej stropowej powierzchni osadów plioceńskich maksymalnie wypiętrzona do 15-20 m. Wypiętrzenie, nie jest jednolite, posiada szereg elewacji. W każdej elewacji występuje szereg antyklin i synklin równoległych do siebie ustawionych kulisowo o kierunku NNW - SSE. Grupują się one w pewnych strefach tworząc długie wały, ciągnące się na przestrzeni kilkunastu kilometrów [12, 13].

3.4. Hydrogeologia

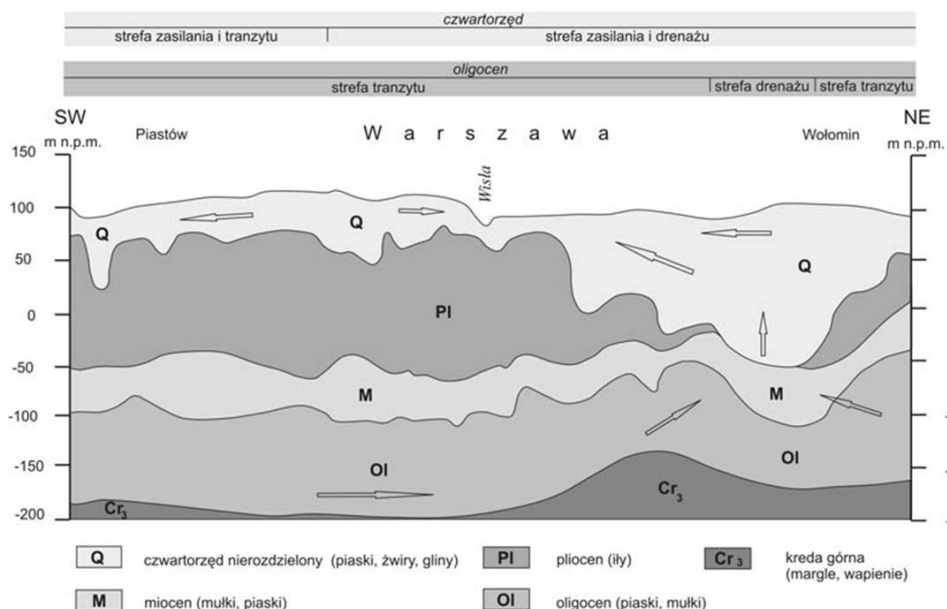
Na terenie Warszawy rozróżniamy trzy piętra wodonośne: wodonośne piętro czwartorzędowe, wodonośny poziom mioceński oraz wodonośny poziom oligoceński.

Wodonośne poziomy mioceński i oligoceński, ze względu na dużą głębokość zalegania, nie mają wpływu na badane zjawiska, więc nie będą omawiane w tym opracowaniu.

Wodonośne piętro czwartorzędowe występuje na obszarze całego miasta. Decydujące znaczenie dla wykształcenia się wodonośnych osadów czwartorzędowych miało ukształtowanie stropu pliocenu, wynikające z nakładających się procesów erozji i glacitektoniki. Obszar wysoczyzny w granicach miasta dzieli się na część wschodnią o wielowarstwowym poziomie wodonośnym i część zachodnią z jedną warstwą wodonośną. Występujące w części wschodniej przeważnie dwie warstwy wodonośne, a lokalnie na południowym wschodzie trzy, pozostają w więzi hydraulicznej, przy czym ku północy mogą łączyć się w jedną warstwę.

Czwartorzędowe piętro wodonośne generalnie pozbawione jest izolacji od powierzchni (jego zasilanie ma charakter infiltracyjny) [8].

Kierunek przepływu wód podziemnych w obrębie utworów czwartorzędowych na terenie Warszawy wynika z drenującego charakteru Wisły i ogólnie skierowany jest ku rzece.

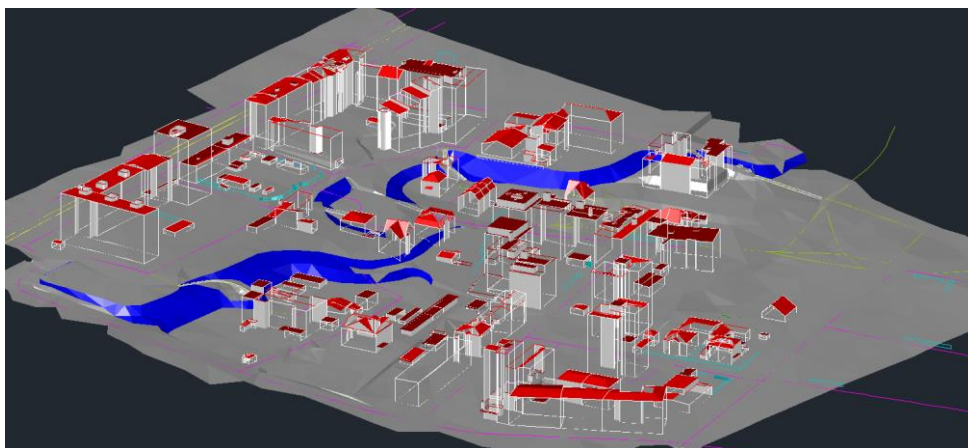


Rysunek 4. Schemat kierunku przepływu wód podziemnych

Źródło: [8]

4. Modelowanie numeryczne

Jednym ze sposobów oceny wpływu głębokich posadowień na środowisko gruntowo wodne jest przeprowadzenie analizy numerycznej. Taką analizę przeprowadzono dla obszaru zlokalizowanego w rejonie Morskiego Oka w Warszawie dla terenu znajdującego się między ulicami Puławską, Dolną, Konduktorską i Belgijską (Rys. 5. i Rys. 6.). Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu ZSoil.



Rysunek 5. Model 3D badanego obszaru (AutoCAD)



Rysunek 6. Obwiednią oznaczono nowe, głęboko posadowione obiekty

Źródło mapy: geoportal.gov.pl

Na rysunku nr 5 przedstawiono wizualizację 3D modelowanego obszaru z zaznaczonymi budynkami oraz odwzorowaniem powierzchni

terenu. Na rysunku nie uwzględniono szaty roślinnej znajdującej się na tym terenie. Kolorem niebieskim zaznaczono krawędź skarpy Warszawskiej.

By sprawdzić oddziaływanie rozwoju urbanistycznego na tym terenie na warunki wodno gruntowe przeprowadzono analizę w trzech krokach czasowych: 1973, 1993 oraz 2013(Rys. 7.). W poszczególnych etapach uwzględniano obiekty zrealizowane do odpowiedniej daty. Ponadto obliczenia dla roku 2013 wykonano w dwóch wersjach: bez i z uwzględnieniem głęboko posadowionych obiektów budowlanych. Założono, że głębokie posadowienia całkowicie przegradzają utwory przepuszczalne i sięgają do warstwy ilów pliocénskich. Dla pozostałych budynków założono głębokość posadowienia do 3 m pod poziomem terenu.

W celu odtworzenia stanu istniejącego obiektów w kolejnych wariantach skorzystano z następujących map topograficznych:

- Mapa M. St. Warszawy, skala 1:5000, opracowanie: Państwowe Przedsiębiorstwo Fotogrametrii wg stanu z 1973 r., druk: Państwowe Przedsiębiorstwo Geodezyjno-Kartograficzne w 1976 r.
- Mapa Topograficzna Polski, skala 1:10000, Warszawa - Mokotów N-34-139-A-c-3, Główny Geodeta Kraju, stan z 1993 r.
- Mapa Topograficzna, skala 1:25000, Warszawa - Mokotów N-34-139-A-c-3, Główny Geodeta Kraju, stan z 2013 r.
- Mapa Topograficzna dostępna na portalu geoportal.gov.pl.



Rysunek 6. Obszar badań. Mapa M. St. Warszawy z 1973 r.



Rysunek 7. Obszar badań z uwzględnieniem kolejnych kroków czasowych:

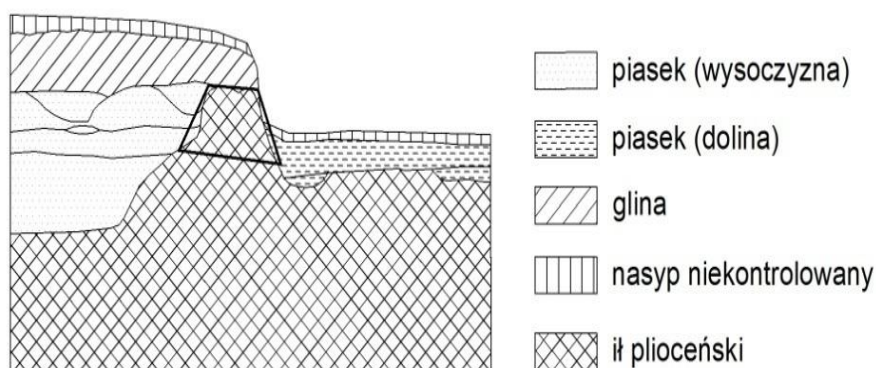
kolor zielony - budynki zrealizowane do 1973 r.

kolor czerwony - nowe budynki zrealizowane do 1993 r.

kolor niebieski - nowe budynki zrealizowane do 2013

GP - głęboko posadowione obiekty budowlane

Na badanym obszarze nie obserwowano wypływu wody ze skarpy (rejonu źródliskowe) [12, 13]. Ponadto w przeszłości wystąpiło tu osuwisko, co mogło skutkować wymieszaniem warstw gruntu. W związku z powyższym założono, iż musi istnieć więź hydrauliczna pomiędzy powierzchnią terenu, piaskami zalegającymi na wysoczyźnie oraz piaskami zlokalizowanymi w dolinie. Podczas schematyzacji warunków gruntowych uznano, że w rejonie oznaczonym obwiednią na Rys.8. muszą występować gdzieś grunty przepuszczalne. Dla utworów przepuszczalnych przyjęto współczynnik filtracji na poziomie $1 \cdot 10^{-4}$ m/s, natomiast dla utworów nieprzepuszczalnych wartość $1 \cdot 10^{-6}$ m/s.



Rysunek 8. Schematyczny przekrój geologiczny badanego obszaru

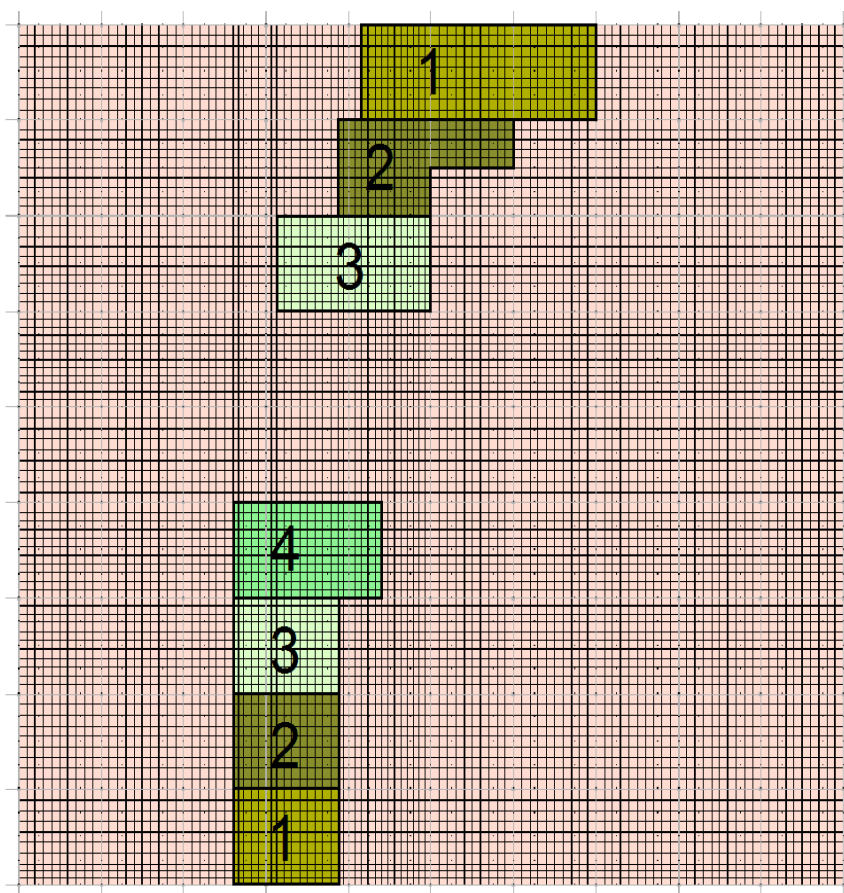
Źródło: [4,12,13]

Obwiednią oznaczono obszar gruntu o zmiennej wartości współczynnika filtracji w zależności od rozpatrywanego wariantu obliczeń numerycznych

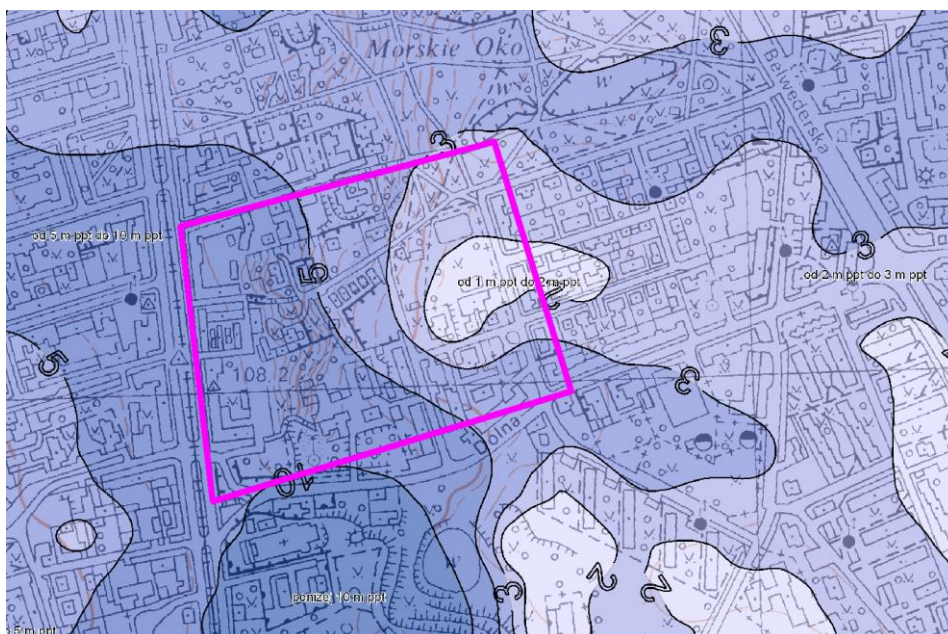
W wariantach modelowania dla roku 2013 zmieniano lokalizację utworów nieprzepuszczalnych w planie, w celu sprawdzenia wpływu zawężenia spływu wody z wysoczyzny na zmianę poziomu wody gruntowej przy jednoczesnym uwzględnieniu obiektów głęboko

posadowionych. W pierwszej wersji założono pełną przepuszczalność utworów czwartorzędowych. Następnie kolejno zawężano możliwość spływu wody z wysoczyzny (w kolejności zgodnej z numerem na Rys. 9.).

Poziom wody gruntowej przyjęto na dwóch granicach modelu (lewej i prawej) zgodnie z kierunkiem naturalnego przepływu wody w gruncie (od skarpy do Wisły). Początkowy poziom wody gruntowej ustalono na podstawie mapy pierwszego zwierciadła wód gruntowych przedstawionej na rys. 10.



Rysunek 9. Widok z góry na obszar modelu (ZSoil). Numerami 1-4 oznaczono strefy materiałowe zlokalizowane na styku piasków wysoczyzny i doliny, dla których kolejno zmieniano parametry filtracyjne



Rysunek 10. Pierwsze zwierciadło wód podziemnych – uśredniony stan z wielolecia [PIG]. Izolinie przedstawiają głębokość zwierciadła wody pod powierzchnią terenu. Obwiednią oznaczono granice badanego obszaru

5. Podsumowanie wyników i wnioski

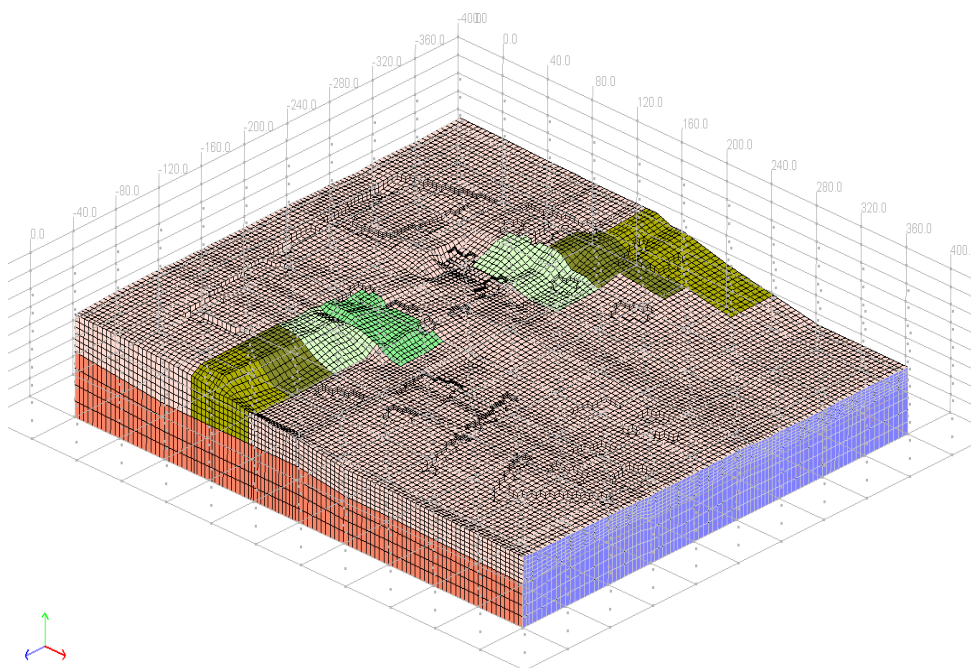
Modelowanie w programie ZSoil przeprowadzono dla następujących wariantów:

- W1 - budynki wybudowane do 1973 r.
- W2 - budynki wybudowane do 1993 r.
- W3a - budynki wybudowane do 2013 r.
- W3b - budynki wybudowane do 2013 r. z uwzględnieniem głębokich posadowień.

Ponadto dla wariantów W3a oraz W3b obliczenia wykonano w następujących wersjach:

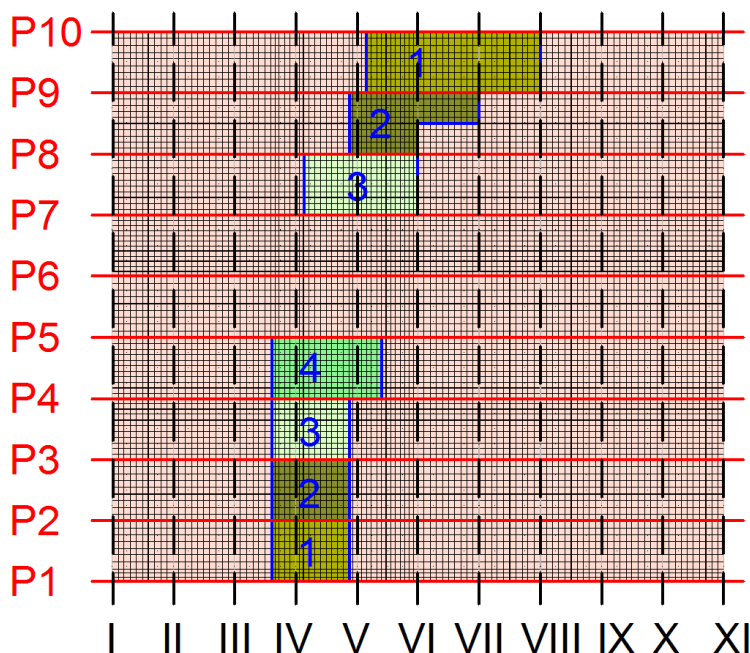
- V1 - strefy materiałowe 1-4 są utworami przepuszczalnymi
- V2 - strefa materiałowa 1 - utwory nieprzepuszczalne

- V3 - strefy materiałowe 1-2 - utwory nieprzepuszczalne
- V4 strefy materiałowe 1-3 - utwory nieprzepuszczalne
- V5 strefy materiałowe 1-4 - utwory nieprzepuszczalne.



Rysunek 11. Widok 3D modelowanego obszaru z oznaczonymi strefami materiałowymi (ZSoil)

Przestrzeń modelu numerycznego podzielono na dziesięć przekrojów pomiarowych, co przedstawiono na Rys. 12. W każdym przekroju sprawdzano poziom wody gruntowej w jedenastu punktach pomiarowych zlokalizowanych na krawędziach modelu oraz w rozstawie co 40 m.



Rysunek 12. Widok z góry na obszar modelu z oznaczonymi przekrojami pomiarowymi P1 do P10 (ZSoil)

Po przeprowadzeniu analizy numerycznej stwierdzono, iż nie zaobserwowano oddziaływania płycej posadowionych obiektów budowlanych na poziom wody gruntowej. Fundamenty tych budynków zlokalizowane były powyżej zwierciadła wody gruntowej, co wyraźnie widać na Rys. 16. Uwzględniono je w każdym wariantcie, gdyż spód fundamentów znajdował się w strefie teoretycznego wahania zwierciadła wody. Istniała więc możliwość, że fundamenty będą oddziaływać na kierunki przepływu wody gruntowej. Położenie zwierciadła wody gruntowej dla lat 1973, 1993 oraz 2013 (wersja bez uwzględnienia głębokich posadowień) zaprezentowano na Rys. 15.

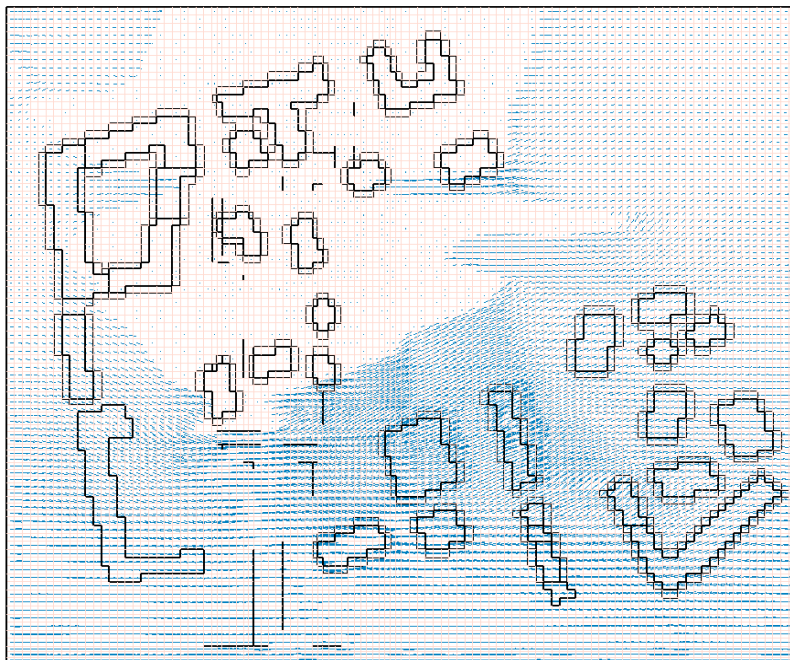
Uwzględnienie głęboko posadowionych obiektów budowlanych spowodowało znaczącą zmianę położenia zwierciadła wody gruntowej.

W ich rejonie zaobserwowano spiętrzenie wody w granicach 10 - 30 cm (rys. 17.).

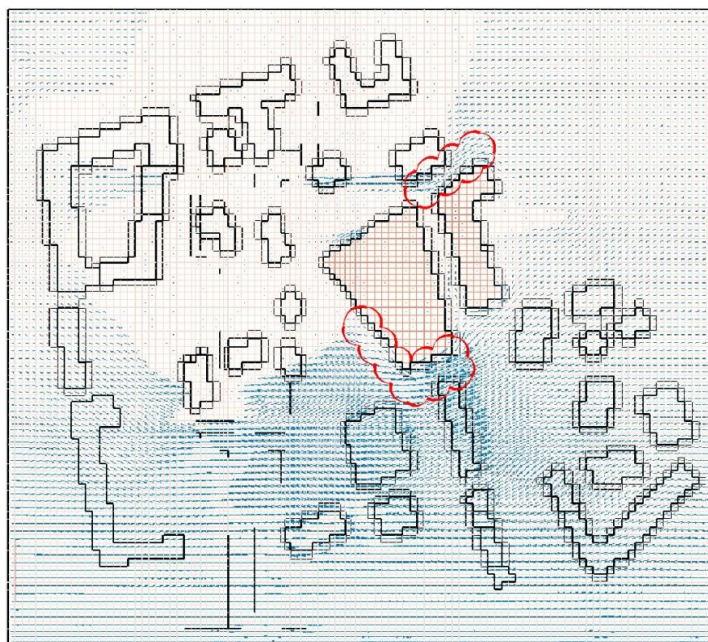
Zmiana parametrów filtracyjnych na skarpie w strefach 1-4 i stopniowe zawężenie możliwości spływu wody z wysoczyzny miała wpływ na poziom wody gruntowej. Jednak, pomimo koncentracji przepływu w wariancie W3b-V5 nie miało to istotnego wpływu na poziom wody gruntowej w rejonie głębokich posadowień.

Zaobserwowano wyraźny wpływ głęboko posadowionych obiektów budowlanych na kierunki przepływu wody gruntowej (rys. 13. oraz rys. 14.).

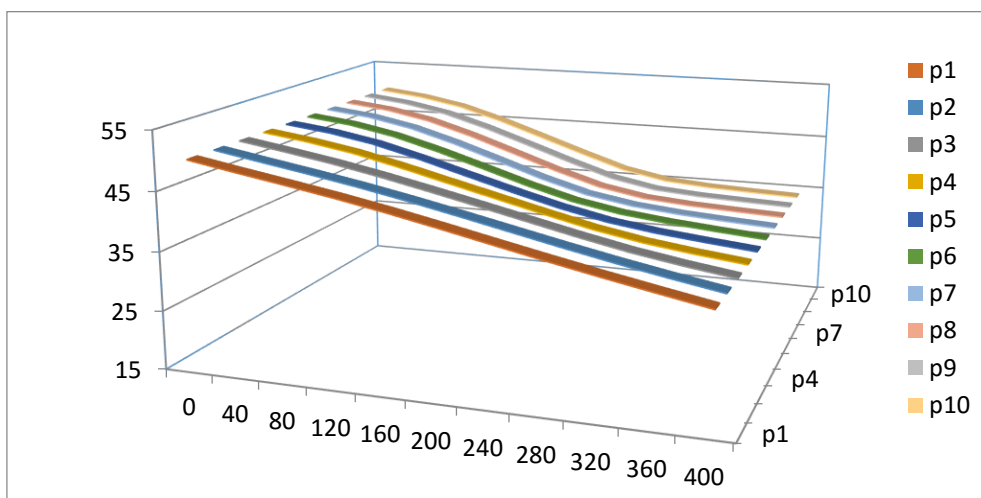
Modelowanie numeryczne wykazało niezaprzeczalny wpływ głęboko posadowionych obiektów budowlanych na kierunki przepływu oraz poziom wody gruntowej.



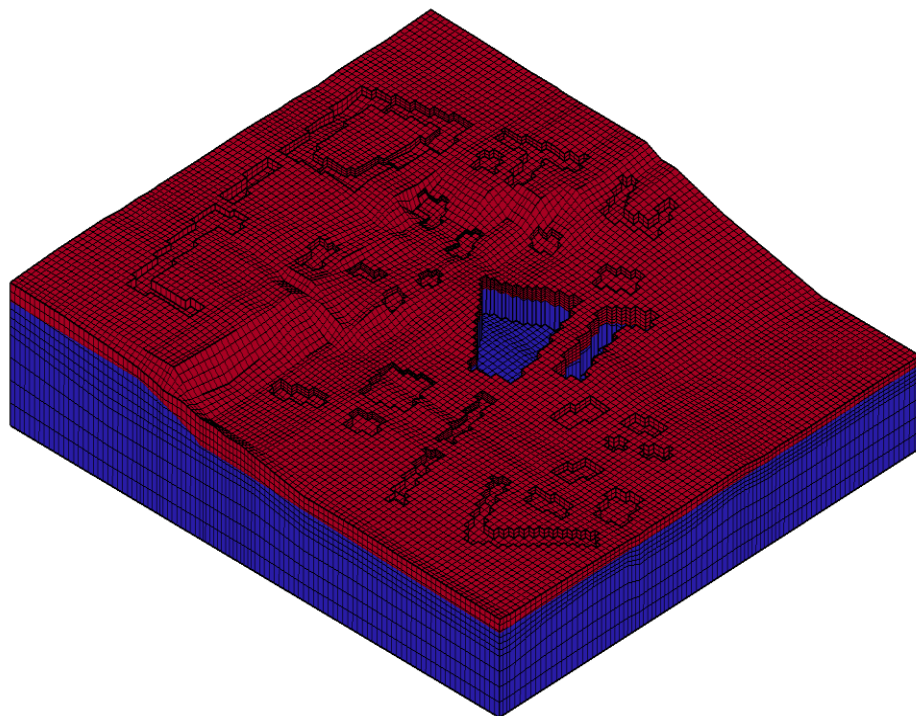
Rysunek 13. Kierunki przepływu wody gruntowej dla W3a-V1



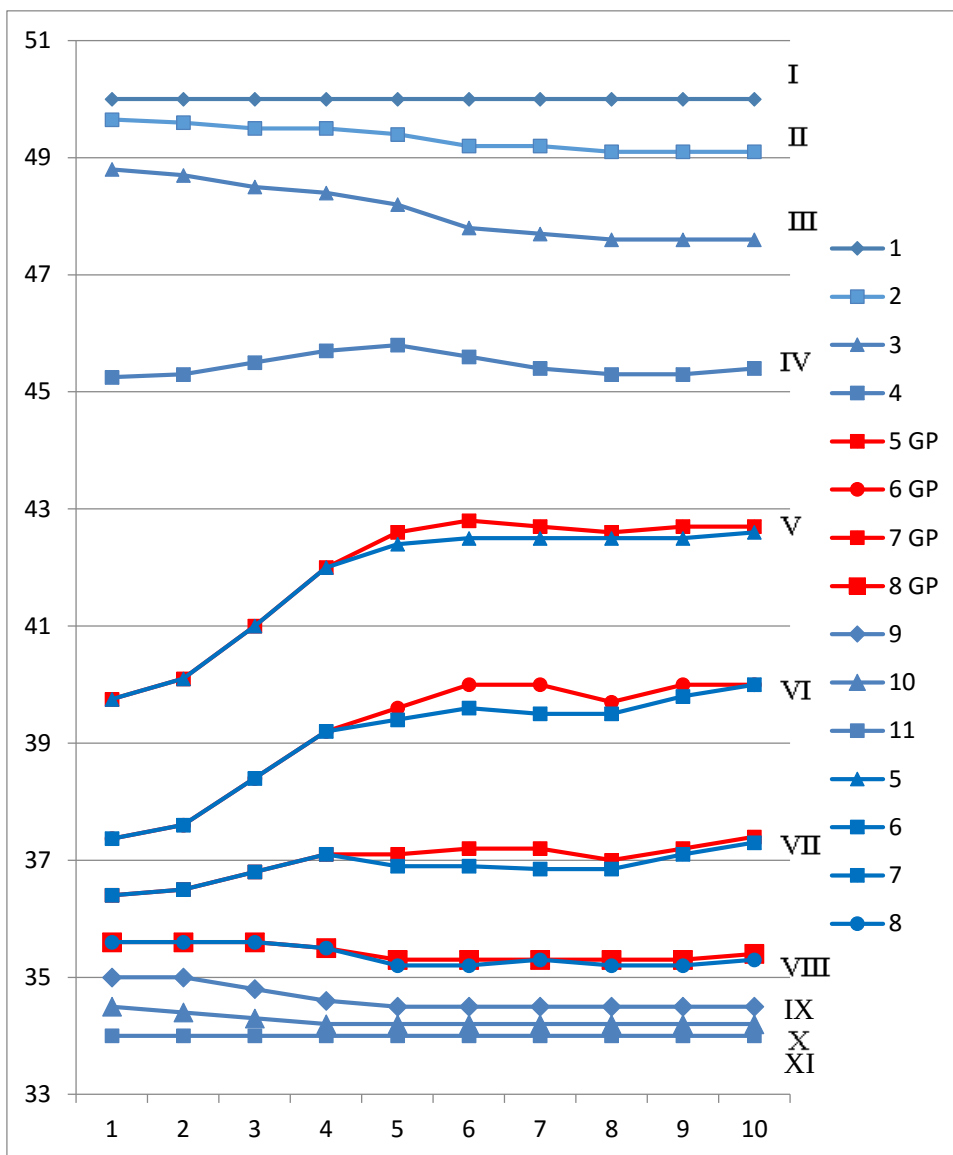
Rysunek 14. Kierunki przepływu wody gruntowej dla W3b-V1. Czerwoną obwiednią zaznaczono obszar, w którym nastąpiła zmiana kierunku przepływającej wody na skutek wykonania głębokich posadowień



Rysunek 15. Widok 3D położenia krzywej depresji dla 1973, 1993 oraz 2013 bez uwzględnienia głębokich posadowień, gdy strefy materiałowe 1-4 pracują jako utwory przepuszczalne



Rysunek 16. Położenie krzywej depresji dla wariantu z 2013 r. z uwzględnieniem głębokich posadowień oraz w wersji, gdy strefy materiałowe 1-4 pracują jako nieprzepuszczalne (ZSoil). Kolorem niebieskim oznaczono strefę saturacji



Rysunek 17. Położenie zwierciadła wody gruntowej obszaru w roku 2013 w wersji, gdy strefy materiałowe 1-4 pracują jako nieprzepuszczalne. Na osi x oznaczono kolejne przekroje pomiarowe (1-10). Na osi y oznaczono wysokość zwierciadła wody (wyrażoną w metrach) nad poziom porównawczy, który ustalono na rzędnej: 70 m nad "0" Wisły. Kolorem niebieskim oznaczono poziom wody bez uwzględnienia głębokich posadowień, kolorem czerwonym zmiany spowodowane głębokimi posadowieniami.

Praca powstała pod opieką naukową prof. nzw. dr hab. inż. Pawła Popielskiego.

Literatura:

1. Marsalek J., Jiménez-Cisneros B.E., Malmquist P.A., Karamouz M., Goldenfum J., Chocat B., *Urban water cycle processes and interactions*, UNESCO, IHP 2006.
2. Pokrajec D., Howard K., *Advance simulation and modeling for urban groundwater management - UGROW*, CRC Press 2010.
3. Adamowicz H., *Występowanie zjawiska erozji i sufozji w środowisku zurbanizowanym na skutek głębokiego posadowienia. Kryteria współcześnie stosowane do oceny sufozyjności gruntu*, Białystok 2015.
4. Adamowicz H., Popielski P., *Analiza zmian warunków wodno-gruntowych na terenie silnie zurbanizowanym*, Warszawa 2013.
5. Popielski P., *Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym*, Prace naukowe Politechniki Warszawskiej, Inżynieria Środowiska, Warszawa 2012.
6. Opęchowski W., *Odwodnienia budowlane wykopów na przykładzie obiektów zrealizowanych w Warszawie*, XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła - Ustroń 2005.
7. Opęchowski W., *Uwarunkowania hydrogeologiczne głębokiego fundamentowania*, Seminarium IBDiM i PZWFS, Warszawa 2010.
8. Nowicki Z., *Wody podziemne*, PIG 2007.
9. Łukasik S., *Stateczność Skarpy Zamku Królewskiego i Starego Miasta w Warszawie*, ITB, 60 lat Zakładu Geotechniki i Fundamentowania ITB, Seminarium; Warszawa 2005.

10. Łukasik S., *Warunki geotechniczne w rejonie tunelu Trasy W-Z, kościoła św. Anny i Zamku Królewskiego w Warszawie*, Prace ITB - Kwartalnik nr 3 (135) 2005.
11. Łukasik S., *Stan Skarpy Wiślanej na odcinku Starego Miasta w Warszawie*, Miesięcznik Materiały Budowlane 2/200.
12. Sarnacka Z., *Stratygrafia utworów czwartorzędowych Warszawy i okolic*, Wydawnictwo Geologiczne 1992.
13. Sarnacka Z., *Objaśnienia do szczegółowej mapy geologicznej Polski Arkusz Warszawa Wschód*, Wydawnictwo Geologiczne 1980.

mgr inż. Piotr Grzegorz Bara¹⁾

Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Katedra Ciepłownictwa, Ogrzewnictwa i Wentylacji

ul. Wiejska 45a, Białystok

¹⁾p.bara@wp.pl

Biogaz, jako odnawialne źródło energii

Biogas as a renewable energy source

Słowa kluczowe: *energia odnawialna, odnawialne źródła energii, biogaz, spalanie biogazu*

Keywords: *renewable energy, renewable energy sources, biogas, combustion of biogas*

Streszczenie: Artykuł podejmuje tematykę wykorzystania biogazu pochodzącego z oczyszczalni ścieków do produkcji energii. W celu omówienia zagadnienia posłużono się danymi udostępnionymi przez eksploatatora jednego z podlaskich obiektów. Poprzez analizę tych danych wspartą o przeprowadzone kalkulacje oraz analizę danych statystycznych i wybranych treści literaturowych wyciągnięto wnioski końcowe, które zaprezentowano w ostatnim rozdziale niniejszego artykułu.

1. Wstęp

W czasie rosnącego zapotrzebowania energetycznego istotnego znaczenia nabiera racjonalne zagospodarowanie odnawialnych źródeł energii (OZE), które stanowią alternatywę dla ograniczonych zasób paliw konwencjonalnych. W ramach zasad zrównoważonego rozwoju, mającego zapewnić korzystne efekty ekologiczno-energetyczne, a także stabilną przyszłość przyszłych pokoleń, realizuje się politykę wzrostu udziału OZE w bilansie paliwowo-energetycznym świata. Ma to na celu poprawę efektywności wykorzystania zasobów energetycznych oraz stanu środowiska naturalnego przez zmniejszenie emisji zanieczyszczeń do wód oraz powietrza. Istnieje niemal powszechna opinia, że to rozwój energetyki

opartej o odnawialne źródła energii stanowi odpowiedź na wiele problemów kształtowanych przez energetykę tradycyjną [1].

2. Charakterystyka OZE

Encyklopedia PWN określa „energię”, jako wielkość fizyczną wykorzystywaną do ilościowego opisu różnych procesów oraz rodzajów oddziaływań. Oznacza to, że w zależności od charakteru poszczególnych procesów odpowiadają im różne rodzaje energii - np. mechaniczna, elektromagnetyczna, jądrowa, grawitacyjna itp. Każdy rodzaj energii wyrażony jest za pomocą określonych jednostek miar. W układzie SI jest to dżul (J), elektronowolt (eV), erg, kaloria (cal), kilogramometr (kGm), kilowatogodzina (kWh) [2].

Użytkowanie energii towarzyszy człowiekowi już od czasów prehistorycznych. Do najstarszych i najprostszych form, które przetrwały po dziś dzień należy przede wszystkim spalanie drewna, czy węgla. Najstarsze metody wykorzystania energii w celach napędowych znalazły swój wyraz w kołach wodnych oraz pierwszych łodziach żaglowych wykorzystujących wiatr. Wraz z rozwojem cywilizacji potrzeby energetyczne ludzkości sukcesywnie wzrastały. Szacuje się, że człowiek prehistoryczny potrzebował dziennie nie więcej niż 10MJ energii. Pod koniec XVII w., a więc w okresie po pierwszej rewolucji technicznej, dobowe potrzeby wynosiły już około 200MJ energii. Obecnie zapotrzebowanie na energię w skali dziennej szacuje się na poziomie 1000MJ. Bytowe potrzeby danego kraju często stanowią o stopniu rozwoju cywilizacyjnego i technicznego. Przewiduje się też, że zapotrzebowanie energetyczne świata będzie dalej wzrastać, wraz z obserwowanym rozwojem technicznym [3].

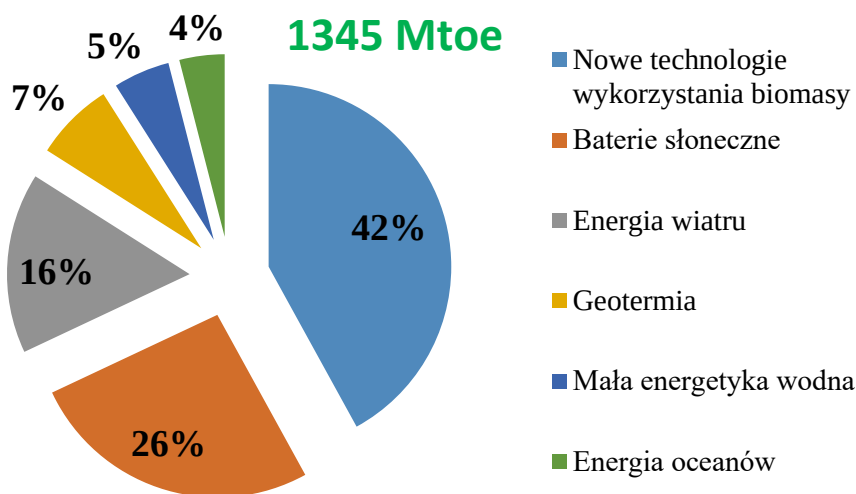
Zaspokajanie potrzeb człowieka przebiega w różnego rodzaju procesach przekształceń energii pierwotnej, a zatem energii zawartej w tzw. pierwotnych nośnikach energii. Pozyskuje się je w sposób bezpośredni zarówno z odnawialnych jak i nieodnawialnych zasobów energetycznych. Wśród konwencjonalnych zasobów energetycznych wymienia się przede wszystkim kopalne paliwa węglowodorowe, tj. węgiel kamienny, węgiel brunatny, ropę naftową oraz gaz ziemny [4]. Kolejne źródło energii pierwotnej stanowią tzw. ziemskie źródła energii jądrowej, polegające na rozpadzie pierwiastków zawartych we wnętrzu Ziemi oraz jądrowej fuzji wysokotemperaturowej [4].

Odnawialne źródła energii wykorzystują energię pochodzącą z naturalnych powtarzających się procesów przyrodniczych, pozyskiwaną z odnawialnych niekopalnych zasobów. Zalicza się do niej m.in.:

- energię słońca,
- energię wody,
- energię wiatru,
- energię pływów i fal morskich,
- energię uzyskiwaną z biomasy stałej, biogazu i biopaliw ciekłych [5].

Cykliczność i powtarzalność naturalnych procesów pozwala traktować zasoby OZE, jako niewyczerpywalne [5]. W powszechnej opinii energetyka odnawialna stanowi alternatywę dla konwencjonalnej energetyki opartej o pierwotne nieodnawialne nośniki energii, czyli przede wszystkim paliwa kopalne. Możliwości jej wykorzystania, są jednak zależne od pewnych naturalnych czynników, do których zalicza się m.in. położenie geograficzne, porę dnia i roku oraz wiele innych zmiennych czynników. Sprawia to, że eksploatacja OZE wciąż stanowi przede wszystkim formę wsparcia tradycyjnie uzyskiwanej energii,

a prognozowane zmiany dotyczące zużycia głównych paliw są nieznaczne. Poniżej przedstawiono przewidywaną strukturę zużycia paliw odnawialnych w wariantcie ekologicznym na rok 2020 – rysunek 1.



Rysunek 1. Prognozowana struktura zużycia paliw odnawialnych w 2020r.

Źródło: Opracowanie własne [3]

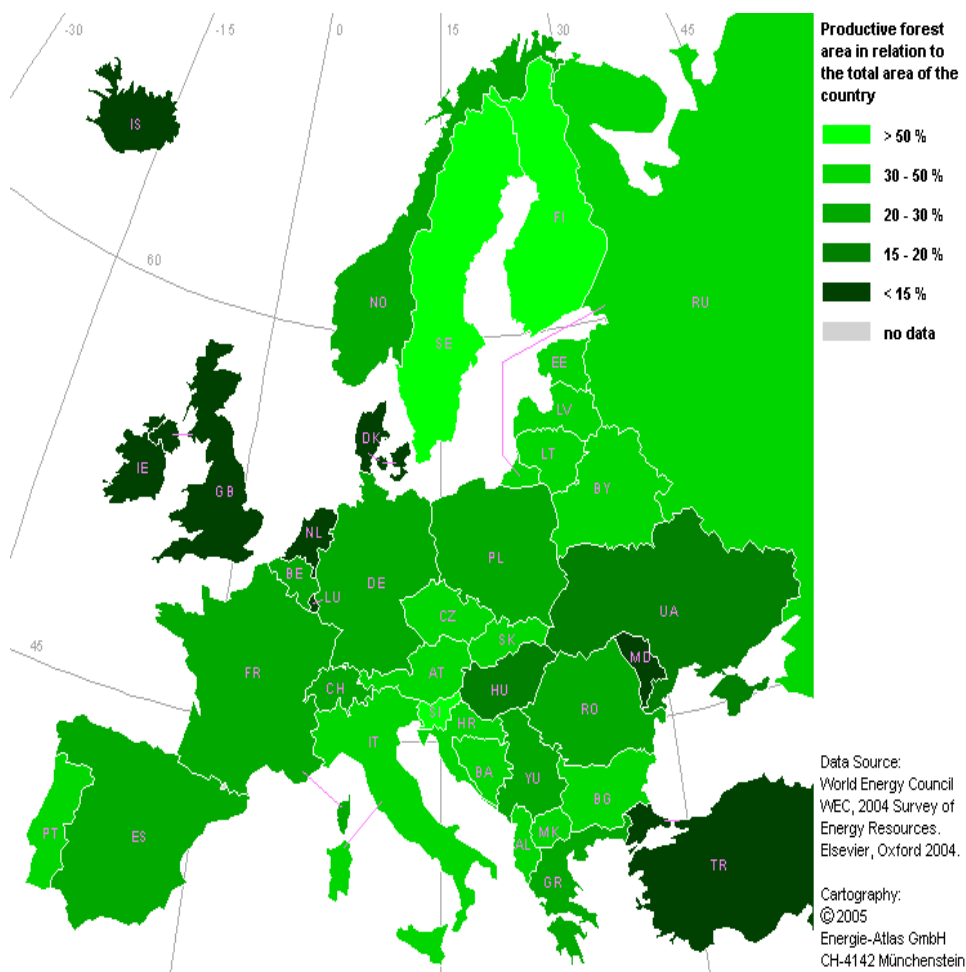
Szacuje się, że w roku 2020 możliwe będzie wytworzenie około 1345Mtoe energii pochodzącej z odnawialnych źródeł, co stanowić będzie do 12% całkowitego zużycia energii pierwotnej. Największe znaczenie posiadać będą technologie wykorzystujące biomasę, energię słoneczną oraz energię wiatru [3].

2.1. Charakterystyka biomasy

Przez pojęcie biomasy należy rozumieć wytworzoną w sposób naturalny masę organiczną zawierającą węgiel. Biomasa stosowana technologicznie występuje głównie w postaci drewna, słomy, roślin i odpadów roślinnych, osadów ściekowych czy odchodów zwierzęcych,

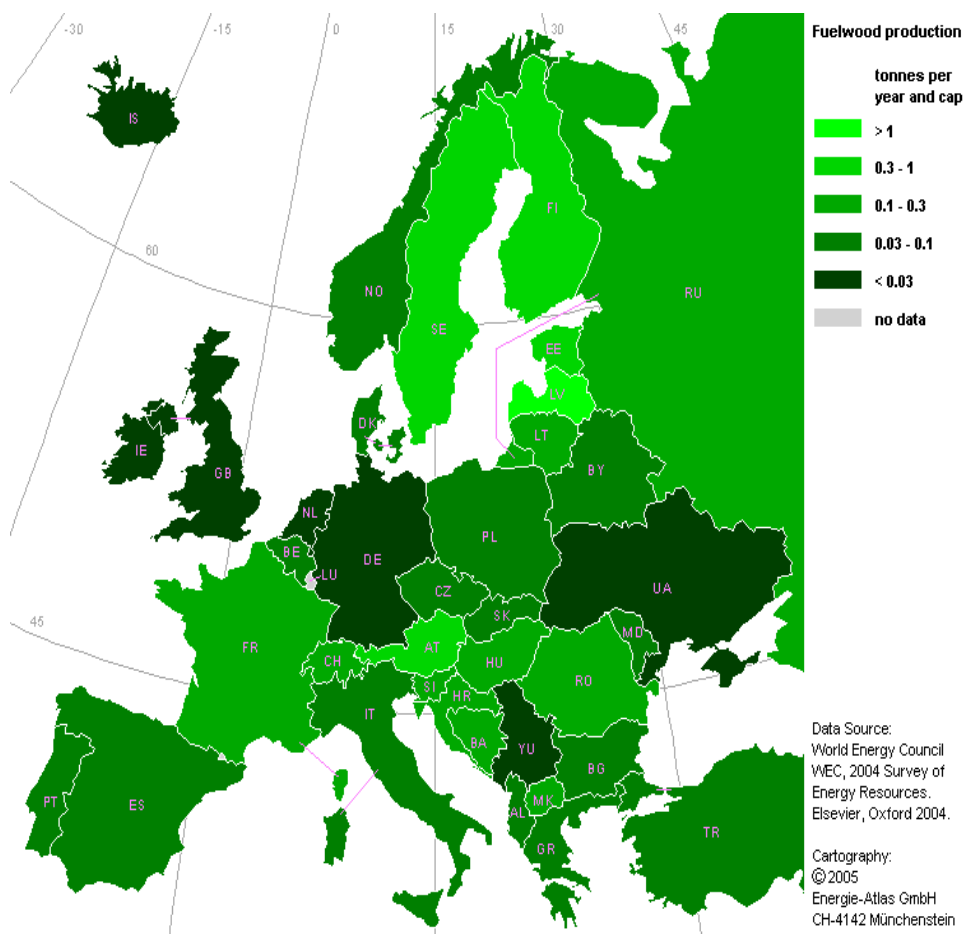
które stanowią tzw. energetyczne surowce pierwotne. Może występować również w postaci stanowiącej energetyczne surowce przetworzone, takie jak biogaz, alkohole, estry oleju rzepakowego czy makulatura [1,3].

Potencjał energetyczny biomasy w skali świata wynosi ok. $3 \cdot 10^{15}$ MJ/rok [3]. Jej zasoby wynoszą obecnie ok. 276 EJ/rok i stanowią w ciągu roku źródło ok. 44 EJ energii [1]. Wykorzystanie potencjału biomasy jest stosunkowo niewielkie i wynosi jedynie ok. 7%, z czego 35% w krajach rozwijających się i 3% w krajach uprzemysłowionych [6]. Roczny przyrost biomasy, wytworzonej za sprawą procesu fotosyntezy, wynosi 220 bln ton suchej masy [3]. Zasobność państw Europy w biomasę obrazują poniższe grafiki - rysunki 2 oraz 3.



Rysunek 2. Stosunek produktywnej powierzchni lasów względem powierzchni kraju

Źródło: <http://www.geni.org/>



Rysunek 3. Roczna produkcja paliw drewnopochodnych wyrażona w tonach na mieszkańca

Źródło: <http://www.geni.org/>

Roczny potencjał energetyczny biomasy w Polsce wynosi ok. 30 mln ton. Głównie w postaci słomy odpadowej (20 mln ton) oraz odpadów drzewnych (4 mln ton), do których należą np. trociny, zrębki, kora, chrust. Resztą (ok. 6 mln ton) stanowią osady ściekowe pochodzące głównie z przemysłu celulozowo-papierniczego, spożywczego i mięsnego, a także miejskich odpadów komunalnych [6]. Przyjmuje się, że energetyczne wykorzystanie biomasy w postaci słomy czy drewna dostarcza, w ujęciu

kalorycznym, około 50% energii dostarczonej z tej samej masy węgla. Natomiast 1 m³ biogazu równoważy energetycznie 1 kg węgla [1,3].

Szeroki wachlarz możliwości pozyskania, przetworzenia i wykorzystania biomasy stanowi jej główną zaletę o szczególnym znaczeniu ekonomiczno-energetycznym dla lokalnych społeczności. Za jej wykorzystaniem mogą przemawiać takie czynniki jak dobrze znane i sprawdzone metody pozyskiwania energii, niskie nakłady inwestycyjne oraz technologiczne, czynnik stymulacji lokalnego rynku i poprawienie bilansu paliwowego regionu. W aspekcie ekologicznym, natomiast, spalanie biomasy w odniesieniu do spalania paliw kopalnych charakteryzuje obniżenie emisji dwutlenku siarki (SO₂) i dwutlenku węgla (CO₂) [1].

Problemy z eksploatacją biomasy są związane przede wszystkim z jej parametrami jakościowymi oraz trudnościami w zaopatrzeniu i transporcie na większe odległości. Jako wadę podaje się jej nie w pełni „czysty” charakter, gdyż procesy technologicznego wykorzystania biomasy nie pozostają bez wpływu na środowisko naturalne. Mimo, że biomasa charakteryzuje się teoretycznie korzystniejszym bilansem dwutlenku węgla w stosunku do paliw kopalnych ze względu na pochłanianie w procesie fotosyntezy, to w praktyce bilans ten jest mniej korzystny niż mogłoby to wynikać z obliczeń (np. ze względu na transport biomasy, czy też procesy obróbki).

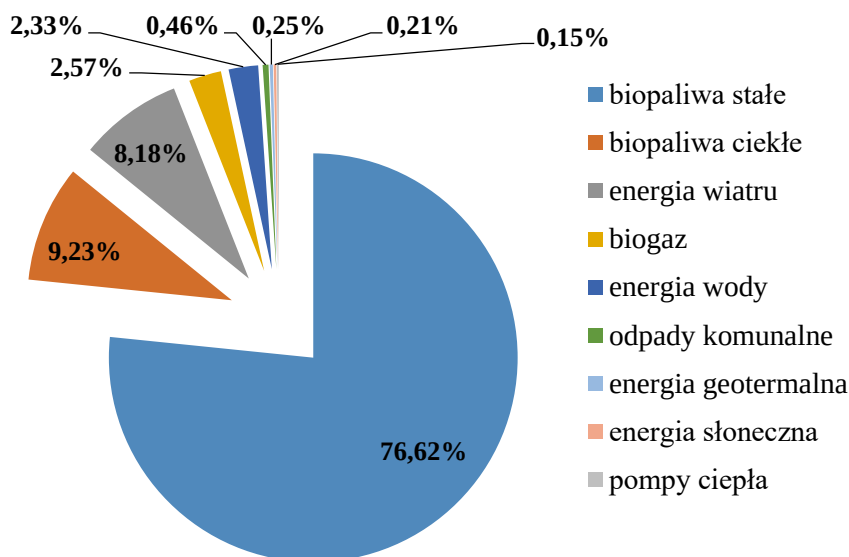
2.2. Biogaz w ujęciu statystycznym

Wykorzystane w niniejszym artykule dane pochodzą z oficjalnych publikacji Głównego Urzędu Statystycznego (GUS).

W Polsce energia ze źródeł odnawialnych obejmuje energię

pochodzącą z wiatru, wody, zasobów geotermalnych, bezpośredniego wykorzystania energii słonecznej oraz wytworzoną z biomasy – biopaliw stałych, biogazu oraz biopaliw ciekłych. Jak pokazują dane GUS-u, pozyskanie energii pierwotnej ogółem w Polsce w 2013r. wyniosło 71,8Mtoe, z czego 8,5Mtoe pozyskano z OZE. Stanowi to 11,9% pozyskania energii pierwotnej ogółem i jest wynikiem znacznie gorszym, niż ma to miejsce w przypadku pozostałych państw Unii Europejskiej, gdzie wyniosło średnio 24,3% [8].

Struktura pozyskania energii z odnawialnych źródeł zobrazowana została na poniższym wykresie – rysunek 4.



Rysunek 4. Struktura pozyskania energii z OZE wg nośnika w 2014r.

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych GUS-u [8]

W Polsce największy udział, a także znaczenie, posiadają biopaliwa stałe (76,62%). Zgodnie z definicją prezentowaną przez GUS zalicza się do nich wszelkie organiczne i niekopalne substancje pochodzenia biologicznego, które mogą być wykorzystane w charakterze paliwa do produkcji ciepła lub wytwarzania energii elektrycznej. Podstawowym

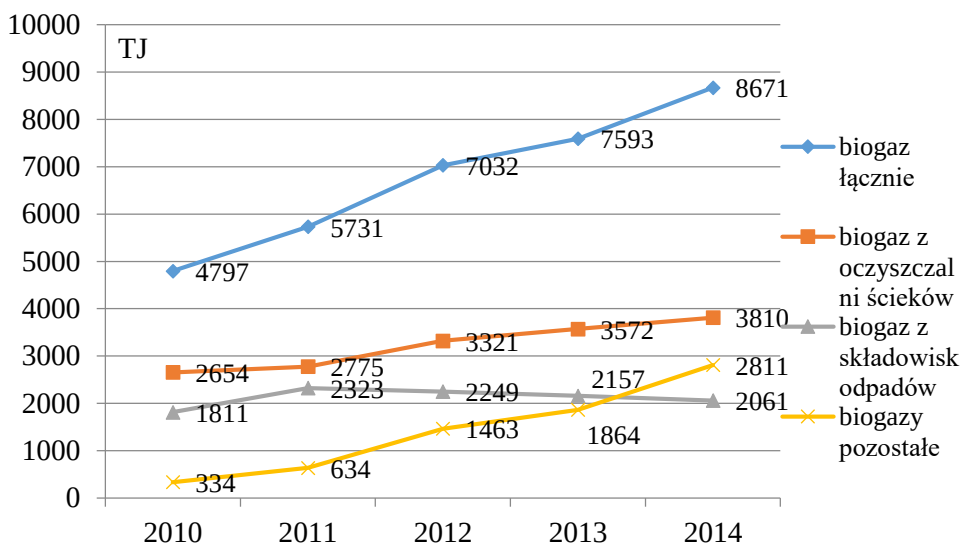
paliwem stałym w Polsce w 2014r. było drewno opałowe [8].

2.2.1. Pozyskanie energii z biogazu

Biogaz, będący gazem palnym, składającym się głównie z metanu i dwutlenku węgla jest produktem beztlenowej fermentacji biomasy [8]. W sprawozdaniach i bilansach statystycznych dokonuje się ponadto podziału biogazu na podgrupy, ze względu na sposób pozyskiwania, w których wyodrębnia się:

- biogaz wysypiskowy ze składowisk odpadów,
- biogaz z osadów ściekowych,
- pozostałe biogazy, do których zalicza się:
 - biogaz rolniczy z upraw energetycznych, pozostałości z produkcji roślinnej i odchodów zwierzęcych,
 - biogaz uzyskiwany z odpadów w rzeźniach, browarach i pozostałych branżach żywnościowych [8].

Pomimo, że udział biogazu w krajowym pozyskaniu i wykorzystaniu energii ze źródeł odnawialnych nie odgrywa głównej roli, to w ostatnich latach wyraźnie widać wzrost jego znaczenia. W okresie 2010 – 2014 udział biogazu w strukturze pozyskania wzrósł z 1,67% do 2,57%. Oznacza to wzrost pozyskanej energii z poziomu 4797TJ w 2010r. do poziomu 8671TJ w roku 2014. Innymi słowy, pozyskanie biogazu w badanym okresie wzrosło aż o 80,8% - rysunek 5.

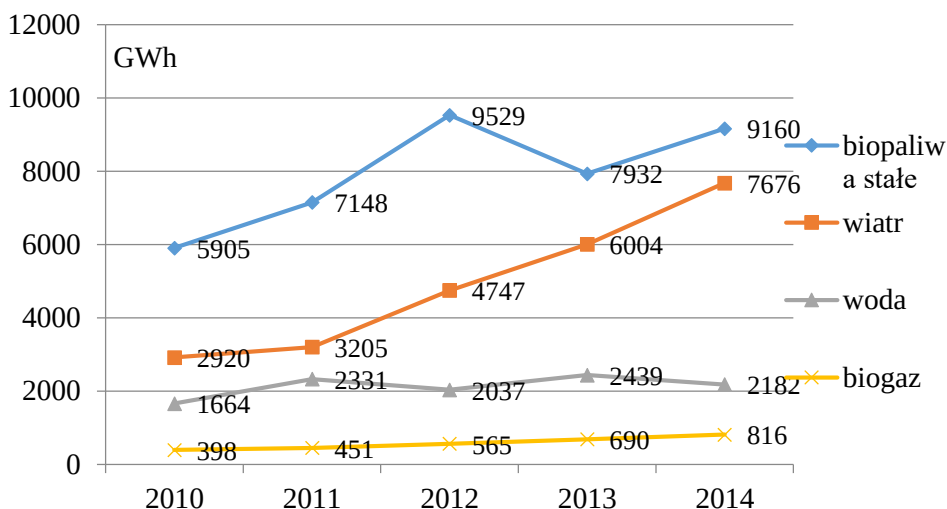


Rysunek 5. Pozyskanie biogazu w latach 2010 - 2014

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych GUS-u [8]

Najwięcej biogazu pozyskiwane jest z oczyszczalni - 3810TJ, co stanowi blisko 44% całkowitego pozyskania biogazu. Biogaz wykorzystywany jest głównie, jako wsad przemian energetycznych, służący do wytwarzania energii elektrycznej oraz ciepła [8].

Analizując dane statystyczne można zauważyć, że produkcja energii elektrycznej z OZE w okresie 2010 - 2014 systematycznie wzrasta. Biogaz występuje tutaj, jako czwarty najistotniejszy nośnik energii, zaraz za biopaliwami stałymi, wiatrem oraz wodą – rysunek 6.

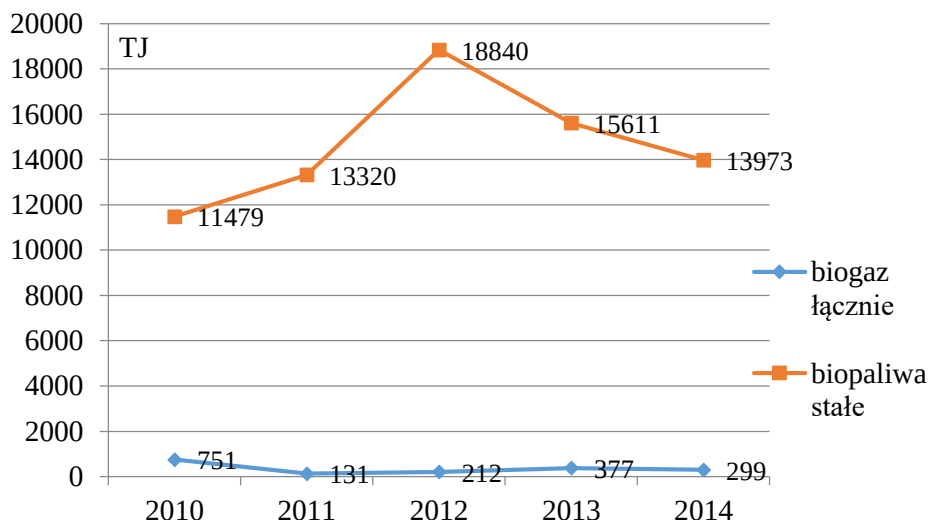


Rysunek 6. Produkcja energii elektrycznej z biogazu w latach 2010 - 2014

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych GUS-u [8]

Produkcja energii elektrycznej z biogazu zwiększa się bardzo dynamicznie. W latach 2010 – 2014 ilość wyprodukowanej energii wzrosła ponad dwukrotnie. Lepszym tempem wzrostu charakteryzuje się jedynie produkcja energii elektrycznej z zastosowaniem wiatru, jako nośnika energii. Jak podaje GUS, na tak dynamiczny wzrost wpłynęło sześciokrotne zwiększenie wykorzystaniu biogazu zaliczanego do grupy „biogazów pozostałych”.

Produkcja ciepła, będąca drugim najistotniejszym sposobem wykorzystania biogazu, charakteryzowała się wyraźną zmiennością w przytaczanym wyżej okresie 2010 – 2014 (rysunek 7).



Rysunek 7. Produkcja ciepła z biogazu w latach 2010 - 2014

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych GUS-u [8]

Wyraźnie widać, że wytwarzane z OZE ciepło w elektrowniach zawodowych i przemysłowych zdominowane jest przez biopaliwa stałe – blisko 98% produkcji ciepła w 2014r (13973TJ). Pozostała ilość uzyskana została z biogazu (299TJ), który stanowi drugi istotny nośnik ciepła w strukturze jego wytwarzania. Największą ilość ciepła uzyskano z biogazu zaliczanego do grupy „biogazy pozostałe” (48%), następnie z biogazu pochodzącego z oczyszczalni ścieków (29%) oraz biogazu wysypiskowego (23%) [8].

3. Wytwarzanie biogazu w oczyszczalni ścieków

Dane wykorzystane w pracy pochodzą od eksploatatora jednej z podlaskich oczyszczalni ścieków zrealizowanych w oparciu o technologię osadu czynnego z usuwaniem związków organicznych.

3.1. Charakterystyka oczyszczalni ścieków

Obiekt wyposażony jest w instalacje wykorzystujące otrzymywany w procesie technologicznym biogaz do produkcji energii elektrycznej, a także do celów ciepłowniczych. Projektowa przepustowość tego obiektu wynosi 100000 m³/dobę. W skład ciągu technologicznego oczyszczalni ścieków wchodzi następujące obiekty:

- hala krat wraz z pompownią ścieków i studnią zbiorczą,
- piaskowniki napowietrzane i stacja separacji piasku,
- osadniki wstępne o przepływie poziomym,
- komory predenitryfikacji,
- komory defosfatacji,
- baseny osadu czynnego z zastosowaniem aeratorów powierzchniowych,
- baseny osadu czynnego z zastosowaniem napowietrzania drobnopęcherzykowego, wglębnego,
- osadniki wtórne radialne ze zgarniaczami ssawkowymi,
- pompownia osadu powrotnego i nadmiernego,
- zagęszczacze grawitacyjne osadu wstępnego,
- stacja mechanicznego zagęszczania osadu nadmiernego,
- komory fermentacyjne zamknięte,
- stacja mechanicznego odwadniania osadu przefermentowanego,
- zbiorniki uśredniające osadu przefermentowanego,
- suszarnia osadu.

3.2. Charakterystyka ścieków

W poniżej tabeli 1 przedstawiono wielkości wybranych wskaźników charakteryzujących zarówno ścieki surowe dopływające na oczyszczalnię jak i ścieki oczyszczone. Wykorzystane dane stanowią wielkości uśrednione wybranych wskaźników dla pomiarów przeprowadzonych w 2014 r.

Tabela 1. Wybrane parametry ścieków

Wskaźnik	BZT ₅ [mg/l]	CHZT [mg/l]	Zawiesina ogólna [mg/l]	Azot ogólny [mg/l]	Fosfor ogólny [mg/l]	Przepływ [m ³ /dobę]
Ścieki surowe	551,7	1477,2	891,7	97,1	14,3	61797,4
Ściek oczyszczony	3,4	33,0	10,5	8,8	0,374	
Dopuszczalna wartość	15	125	35	10	1	

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych eksploatatora

3.3. Wytwarzanie energii z biogazu

Uzyskiwany w procesie technologicznym biogaz może być wykorzystywany na dwa różne sposoby. Jedną z możliwości jest spalanie biogazu w celach ciepłowniczych, drugą wykorzystanie biogazu do wytworzenia energii elektrycznej w agregatach kogeneracyjnych. Parametry uzyskiwanego biogazu zależne są zarówno od jakości i charakteru ścieków, a także od utrzymania prawidłowych warunków przebiegu procesu technologicznego. Teoretyczne stężenie metanu oraz wydajność biogazu dla wybranych rodzajów biomasy przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Teoretyczne parametry biogazu względem rodzaju biomasy

Rodzaj biomasy	Teoretyczna wydajność biogazu [m³/kg s.m.o]	Stężenie metanu [%]
Osad surowy	1,01	58,8
Osad nadmierny	0,92	55,0
Odpady komunalne	1,01	57,1
Słoma ryżowa	0,87	51,6
Trawy	0,91	54,1

Zródło: Opracowanie własne na podst. [9]

Dane literaturowe podają, że z około 2kg suchej masy osadu można uzyskać w przybliżeniu 1m³ biogazu, co daje blisko 6,25 kWh energii. To z kolei oznacza, iż 3kg suchej masy osadu w ściekach odpowiada energetycznie ponad 1kg koksu oraz około 1l benzyny. Można zatem przeprowadzić wnioskowanie, że 1m³ ścieków jest w stanie dostarczyć energię wystarczającą na oczyszczenie 2 – 10m³ tychże ścieków, tj. 1,5 – 3,5kWh energii. W teorii proces taki może być autoenergetyczny, a ponadto charakteryzować się dodatnim bilansem energetycznym [9].

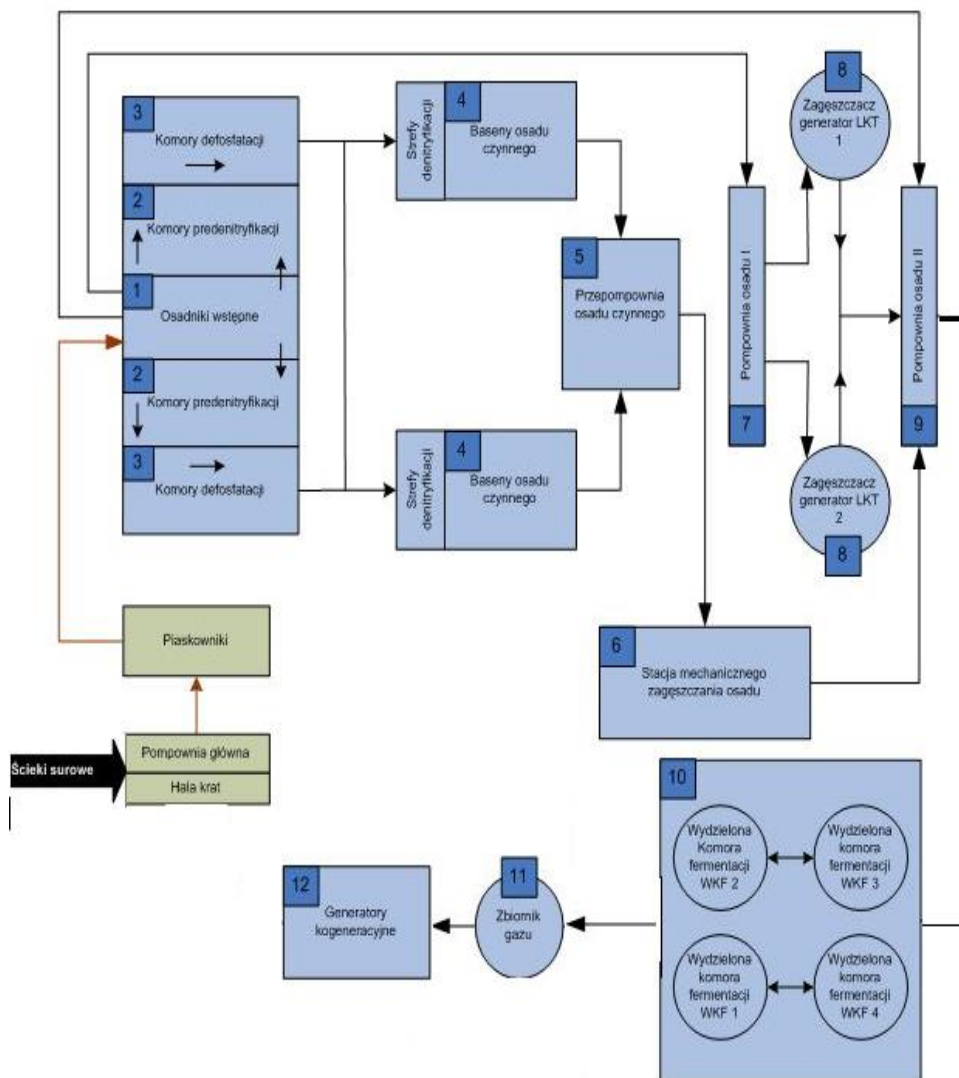
3.3.1. Produkcja energii elektrycznej

W celu wytworzenia energii elektrycznej wykorzystywany jest szereg procesów fizyko-chemicznych, których prawidłowy przebieg gwarantuje uzyskanie produktu finalnego, jakim jest energia elektryczna. Wytworzona w agregatach kogeneracyjnych energia służy podtrzymaniu tychże procesów. Stanowi, zatem, indywidualne źródło energii eksploatatora, które pozwala na zakup jedynie brakujące ilości energii elektrycznej od zewnętrznego dostawcy.

Można stwierdzić, że proces konwersji energii w celu produkcji prądu elektrycznego rozpoczyna się już w osadnikach wstępnych. Urządzenia te zatrzymują związki organiczne w postaci osadów surowych oraz tłuszczów, które zawierają znaczne ilości energii w jej chemicznej postaci. Następnie część zanieczyszczeń zawartych w ściekach przetwarzana jest w energię chemiczną w procesach utleniania i redukcji przy udziale mikroorganizmów i zostaje zakumulowana w postaci tzw. osadów czynnych. Proces ten zapoczątkowany jest w komarach predenitryfikacyjnych, gdzie przemianom ulegają związki azotu, a następnie zanieczyszczenia wraz z osadem czynnym trafiają do komór defosfatacyjnych, w których zachodzi proces przemian związków fosforu. Najważniejszym etapem jest jednakże utlenianie związków organicznych. W środowisku tlenowym zachodzą procesy przemian biochemicznych w komórkach mikroorganizmów. W uproszczeniu można stwierdzić, iż mikroorganizmy przetwarzają zanieczyszczenia w energię w formie związków chemicznych, które stanowią składnik ich komórek. Z technologicznego punktu widzenia powstaje osad surowy oraz czynny osad nadmierny. Uzyskane osady transportowane są do wydzielonych komór fermentacyjnych, gdzie wymieszane z tłuszczami poddawane są dalszym procesom biochemicznym. Procesy te zachodzą przy udziale mikroorganizmów beztlenowych, w warunkach podwyższonej temperatury oraz przy ciągłym mieszaniu i prowadzą do powstania końcowego produktu wykorzystywanego do generacji energii elektrycznej w agregatach kogeneracyjnych - biogazu. Kogeneracja energetyczna zachodzi w dwóch generatorach o mocach elektrycznych 530 kW oraz jednym generatorze o mocy 480 kW.

Ciąg urządzeńowy opisanego powyżej procesu wytwarzania energii elektrycznej z uzyskiwanego w oczyszczalni biogazu przedstawia się następująco (rysunek 8):

- 1- osadniki wstępne
- 2- komory predenitryfikacji
- 3- komory defosfatacji
- 4- baseny osadu czynnego
- 5- przepompowania osadu czynnego
- 6- stacja mechanicznego zagęszczania osadu
- 7- pompownia osadu wstępnego
- 8- zagęszczacze osadu
- 9- pompownia osadu II^o
- 10- wydzielone komory fermentacyjne
- 11- zbiornik gazu
- 12- generatory kogeneracyjne



Rysunek 8. Schemat wytwarzania energii elektrycznej z biogazu

Źródło: Opracowanie własne na podst. materiałów udostępnionych przez eksploatatora

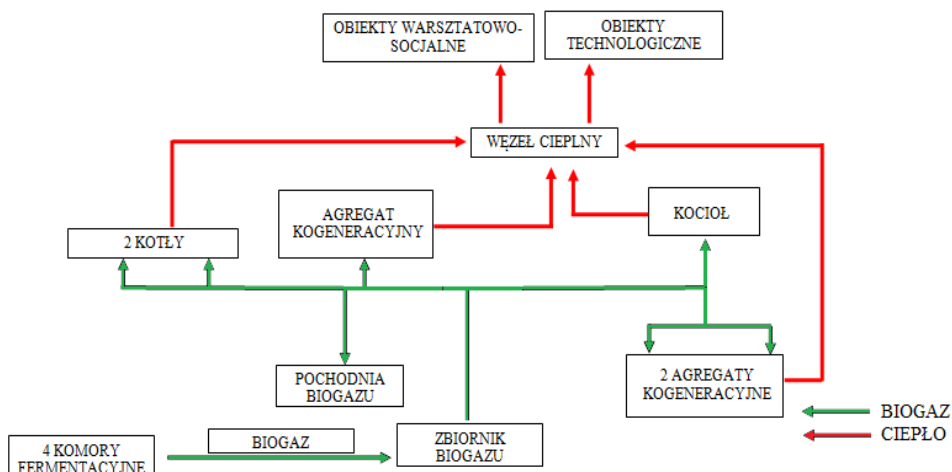
Warto jeszcze wspomnieć, iż przefermentowane osady poddawane są dalszym procesom obróbki. Po mechanicznym odwadnianiu, osady poddaje się suszeniu w temperaturze ok. 250-270°C. W wyniku tych procesów osad przybiera formę niewielkich granulek, które po uzyskaniu odpowiednich atestów mogą znaleźć zastosowanie np. w rolnictwie.

3.3.2. Wytwarzanie ciepła

Jak wspomniano wcześniej, uzyskiwany w procesach technologicznych biogaz może być wykorzystany również, jako własne źródło energii cieplnej. Sieć ciepłna obiektu została zaprojektowana w taki sposób, aby możliwe było przełączanie zastosowanych źródeł ciepła. Do głównego węzła cieplnego doprowadzane jest ciepło ze wszystkich źródeł i rozdzielane na poszczególne odbiory, do których należą:

- podgrzew osadu,
- podgrzew na cele c.o. i c.u.w. w dyspozytorni, obiekcie warsztatowo-socjalnym oraz budynku administracyjno-laboratoryjnym.

Priorytet stanowi jednak podgrzew osadu do wydzielonych komór fermentacyjnych. Głównym źródłem ciepła jest odzysk ciepła z suszarni. W przypadku jednak, gdy ilość ciepła jest niewystarczająca przewidziane zostało zastosowanie układu dostarczającego energię cieplną z gazogeneratorów i kotłowni gazowej. W sytuacji nadmiaru ciepła załączać się będzie system z wymiennikami płytowymi i chłodnicami wentylatorowymi mający za zadanie schłodzenie czynnika grzewczego do zadanych parametrów. Zarówno suszarnia jak i zastosowane kotły gazowe – dwa kotły o mocy 1400 kW każdy - mogą być zasilane zarówno gazem dostarczany przez sieć miejską, jak i biogazem pochodzącym z procesów fermentacyjnych osadów ściekowych. Agregaty kogeneracyjne – dwa agregaty o mocach cieplnych po 650 kW i jeden o mocy cieplnej 510 kW - mogą być zasilane wyłącznie biogazem. Schemat poglądowy zastosowania biogazu w sieci cieplnej przedstawiono na poniższym rysunku 9.

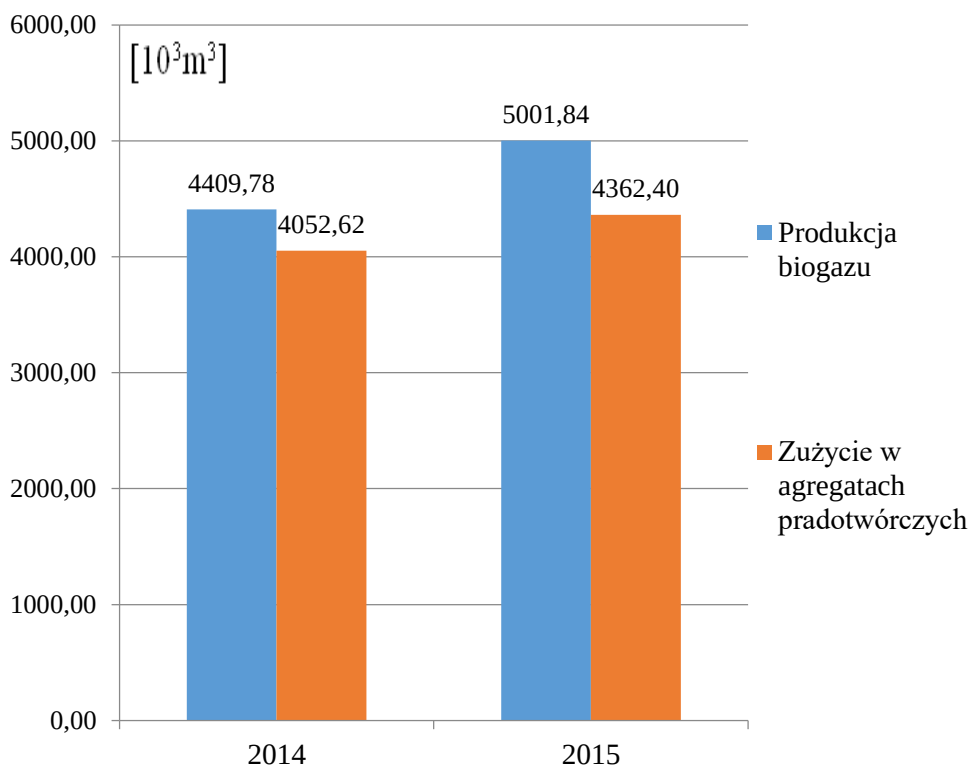


Rysunek 9. Schemat wykorzystania biogazu w sieci ciepłej

Źródło: Opracowanie własne na podst. materiałów udostępnionych przez eksploatatora

3.3.3. Aspekt ekonomiczny eksploatacji biogazu

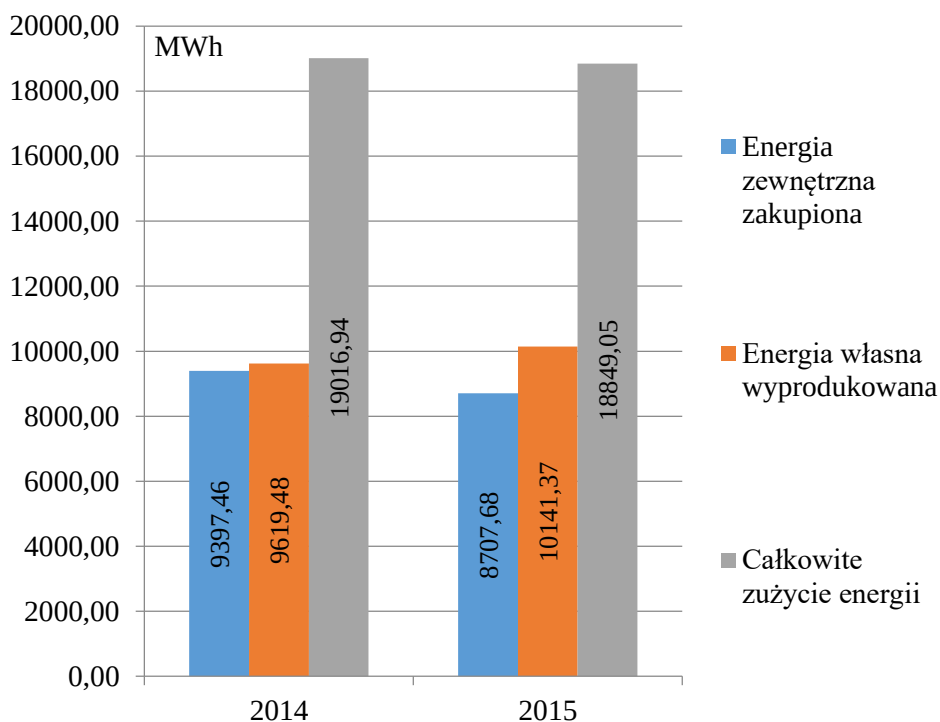
Dzięki stosowaniu technologii pozyskujących i wykorzystujących biogaz z procesów fermentacyjnych oczyszczalni ścieków nie tylko produkuje energię z OZE wpływając korzystnie na bilans energetyczny w skali globalnej, ale także osiągnęła możliwość znacznej redukcji wydatków ponoszonych na zakup energii od zewnętrznych podmiotów, co pokażą dalsze kalkulacje. Wielkość produkcji biogazu oraz zużycia w celu wytworzenia energii elektrycznej w latach 2014 i 2015 przedstawiona została na poniższym wykresie - rysunek 10.



Rysunek 10. Produkcja i zużycie biogazu w celach prądotwórczych w wybranej oczyszczalni ścieków w latach 2014 - 2015

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych udostępnionych przez eksploatatora

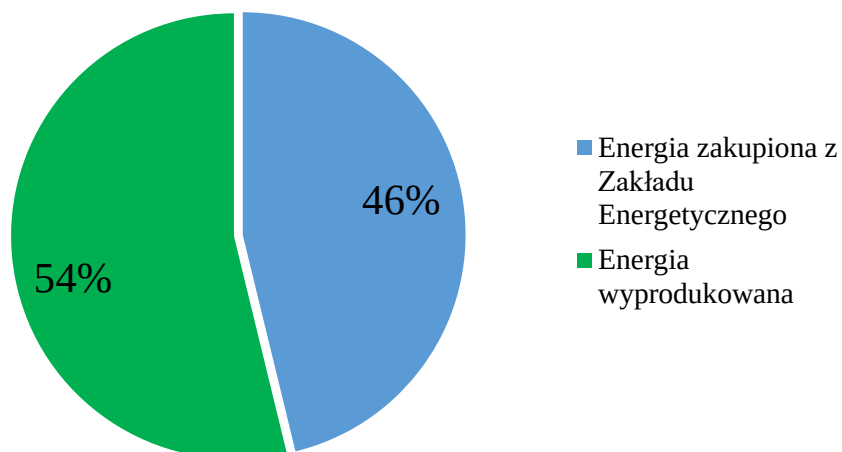
Uzyskiwany z procesów technologicznych biogaz zużywany jest przede wszystkim do produkcji energii elektrycznej w agregatach kogeneracyjnych. Proces ten pozwala w pewnym stopniu pokryć własne zapotrzebowanie energetyczne oczyszczalni ścieków (rysunek 11).



Rysunek 11. Zużycie energii elektrycznej w wybranej oczyszczalni ścieków w latach 2014 - 2015

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych udostępnionych przez eksploatatora

Roczne zużycie energii elektrycznej utrzymywało się w latach 2014 - 2015 na zbliżonym poziomie. Z powyższych danych wynika również, że większość zapotrzebowania na energię elektryczną oczyszczalnia pokrywała z własnego źródła energii. Struktura pokrycia zapotrzebowania na energię elektryczną obiektu w roku 2015 zobrażowana została na wykresie niżej – rysunek 12.



Rysunek 12. Pokrycie zapotrzebowania na energię elektryczną w wybranej oczyszczalni ścieków w 2015r.

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych udostępnionych przez eksploatatora

Własna produkcja energii elektrycznej w agregatach kogeneracyjnych pozwoliła na pokrycie 54% rocznego zapotrzebowania, co miało wymierny wpływ na wielkość ponoszonych wydatków związanych z zakupem energii od zewnętrznego dostawcy. W poniżej tabeli 3 zestawiono proste obliczenia, które pozwalają oszacować wielkość efektu ekonomicznego.

Tabela 3. Szacunkowa wartość rocznego zużycia energii elektrycznej

Wyszczególnienie	Całkowite zużycie energii elektrycznej	Energia elektryczna zakupiona	Energia elektryczna wyprodukowana
Ilość [MWh]	18849,05	8707,68	10141,37
Wartość rynkowa ¹ [tys. zł]	9989,00	4615,07	5374,93

1 – oszacowana wg ceny prądu równej 0,53zł/kWh przyjętej na podst. taryfikatora PGE dla przedsiębiorstw

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych udostępnionych przez eksploatatora i dostawcę energii

Wykorzystanie własnego źródła energii pozwala na obniżenie kosztu zakupu energii elektrycznej w skali roku o ponad 5,37mln złotych, zgodnie z przyjętą ceną zakupu energii elektrycznej na poziomie 53gr/kWh.

3.3.4. Aspekty techniczne produkcji biogazu

Bazując na danych udostępnionych przez eksploatatora oczyszczalni ścieków można również ustalić pewne interesujące wielkości charakteryzujące sam proces oraz uzyskiwany biogaz.

Wydajność energetyczna biogazu określona jako iloraz ilości wytworzonej energii elektrycznej do ilości zużytego w tym celu biogazu wynosi w tym przypadku ok. 2,32 kWh/m³. Pzycje literaturowe podają, że w teorii z 1m³ biogazu można pozyskać nawet 6,25kWh energii [9]. Należy jednak zaznaczyć, że wartość energetyczna biogazu uzależniona jest głównie od zawartości metanu [9]. Oczyszczenie biogazu z dwutlenku węgla zwiększa stężenie metanu, a przy tym wartość opałową biogazu [10].

Proces technologiczny realizowany w oczyszczalni ścieków pozwala na uzyskanie ok. 0,22m³ biogazu z każdego 1m³ oczyszczanych ścieków. Oznacza to, że każdy 1m³ ścieków pozwala na wytworzenie ok. 0,52kWh energii elektrycznej. Teoretycznie możliwe jest uzyskanie nawet 3,5kWh energii z 1m³ ścieków. Jest to jednak wielkość zależna od parametrów ścieków i procesu technologicznego [9].

Aktualnie występujący na oczyszczalni przepływ stanowi ok. 61,8% jej projektowej przepustowości wynoszącej 100000m³/dobę. Zakładając, że charakterystyka jakościowa ścieków się nie zmienia, można ustalić, jak prezentowałyby się wybrane wielkości związane z wytwarzaniem energii elektrycznej z pozyskiwanego biogazu przy

pełnym wykorzystaniu projektowej przepustowości obiektu – tabela 4.

Tabela 4. Szacunkowy potencjał produkcji biogazu i energii elektrycznej

Potencjalna ilość wytworzonego biogazu [10³m³]	Potencjalna ilość wyprodukowanej energii elektrycznej [MWh]	Wartość rynkowa¹ [tys. zł]
8093,93	18816,18	9972,57

1 – oszacowana wg ceny prądu równej 0,53zł/kWh przyjętej na podst. taryfikatora PGE dla przedsiębiorstw

Źródło: Opracowanie własne na podst. danych udostępnionych przez eksploatatora i dostawcę energii

Jak pokazują przeprowadzone kalkulacje, przy wykorzystaniu pełnej projektowej przepustowości obiektu teoretycznie możliwe byłoby wytworzenie ok. 18816MWh energii elektrycznej, co stanowi 99,8% zużycia energii elektrycznej z 2015r. Wartość tą należy potraktować jedynie orientacyjnie, gdyż zwiększenie wydatku oczyszczanych ścieków najprawdopodobniej skutkowałoby wzrostem zapotrzebowania energetycznego obiektu.

Uzyskane od eksploatatora dane w prawdzie nie pozwalają na obliczenie prostych wskaźników ekonomicznych, takich jak stopa czy okres zwrotu instalacji biogazowej, jednak praktyka pokazuje, że inwestycje tego typu są przedsięwzięciem opłacalnym. Jak podaje Błaszczyk, czas zwrotu inwestycji związanej z zagospodarowaniem energetycznym biogazu to około cztery lata. W Polsce w okresie 1994 – 2007 zainstalowano w kraju około 30 biogazowni spalających biogaz uzyskiwany z oczyszczalni ścieków [11]. Przykładami obiektów stosujących podobne rozwiązania technologiczne może być oczyszczalnia ścieków we Wrocławiu, która od 2001r. eksploatuje trzy kogeneratory dostosowane do spalania biogazu z procesów technologicznych, a także gazu ziemnego. Każde z urządzeń jest w stanie wytworzyć 738kW mocy

cieplnej i 601kW mocy elektrycznej. Podobnie sytuacja prezentuje się np. w przypadku oczyszczalni w Tychach-Urbanowicach, gdzie kogeneracyjne wytwarzanie energii cieplnej i elektrycznej pozwala na uzyskanie ok. 800kW energii cieplnej i ok. 500kW energii elektrycznej [11], czy Żywcu – 109kW energii elektrycznej oraz 186kW energii cieplnej [9].

Inwestycje w nowoczesne instalacje zagospodarowania biogazu, to nie tylko wymierne korzyści płynące dla eksploatatorów poszczególnych oczyszczalni, ale także działalność pro środowiskowa, która w skali globalnej stanowi o tempie rozwoju stosowanych ekotechnologii i przyczynia się do poprawy bilansu energetycznego całego kraju.

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych kalkulacji oraz analizy przedstawionych treści literaturowych, danych statystycznych, a także materiałów udostępnionych przez eksploatatora oczyszczalni ścieków, wyciągnięto następujące wnioski:

1. Biogaz to istotny element energetyki OZE, stosowany do produkcji energii elektrycznej oraz ciepła poprawia bilans energetyczny kraju i wpływa na realizację międzynarodowych zobowiązań Polski.
2. Uzyskiwany z procesów technologicznych oczyszczania ścieków biogaz może stanowić własne źródło energii elektrycznej i cieplnej, jednakże nie pokrywa w pełni zapotrzebowania energetycznego.
3. Wytwarzanie energii z biogazu zmniejsza koszty związane z zakupem energii od zewnętrznych podmiotów.

Literatura:

1. Tytko R.: *Odnawialne źródła energii*, OWG, Warszawa, 2009.
2. <http://encyklopedia.pwn.pl/>.
3. Gronowicz J.: *Niekonwencjonalne źródła energii*, Wydawnictwo Technologii Eksploatacji – PIB, Radom – Poznań, 2010.
4. Hrynkiewicz A.: *Energia. Wyzwanie XXI wieku*, Wydawnictwo Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków, 2002.
5. Berent-Kowalska G., Kacprowska J., Gogacz I., Jurgaś A.: *Energia ze źródeł odnawialnych w 2011r.*, Główny Urząd Statystyczny Departament Produkcji, Ministerstwo Gospodarki Departament Energetyki, Warszawa, 2012.
6. Lewandowski W.: *Proekologiczne źródła energii odnawialnej*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa, 2003.
7. Kowalik P.: *Potencjalne możliwości energetycznego wykorzystania biomasy w Polsce*, Materiały konferencji naukowo-technicznej „Racjonalizacja użytkowania energii i środowiska, Porąbka-Kozubnik, 1993.
8. Berent-Kowalska G., Kacprowska J., Moskal I., Jurgaś A.: *Energia ze źródeł odnawialnych w 2014r.*, Główny Urząd Statystyczny Departament Produkcji, Agencja Rynku Energii S.A., Warszawa, 2015.
9. Klimiuk E., Pawłowska M., Pokój T.: *Biopaliwa. Technologie dla zrównoważonego rozwoju*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2012.
10. <http://agroenergetyka.pl/>
11. Błaszczyk-Pasteczka A., Żukowski W.: *Energetyczne wykorzystanie biogazu*, Czasopismo techniczne Ch z. 1-Ch/2007, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2007.

mgr inż. Łukasz Borsuk¹⁾
AGH w Krakowie
Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska
Al. Adama Mickiewicza 30, 30-059 Kraków
¹⁾borsuk@agh.edu.pl

Ocena przydatności zastosowania oprogramowania CFD do wsparcia projektowania przepławek

*Usefulness evaluation of the CFD software to support
the design of fish passes*

Słowa klucze: *CFD, przepławka, inżynieria wodna*

Keywords: *CFD, fish passes, water engineering*

Streszczenie: Głównym celem pracy było odwzorowanie zmian prędkości odbywających się w przepławkach w pobliżu budowli wodnych. Pozytywny wynik tych badań może w przyszłości doprowadzić do obniżenia kosztów projektowania budowli oraz do stworzenia nowatorskich rozwiązań w dziedzinie projektowania przepławek.

Do wykonania analizy użyto oprogramowanie CFD (ang. Computational Fluid Dynamics). W opracowaniu szczególną uwagę skupiono na technicznych aspektach tworzenia modelu, ponieważ czasochłonność analizy, łatwość wprowadzenia i korekcy danych, dostępność niezbędnych warunków brzegowych oraz jakość wyników są jednymi z najważniejszych cech przydatnego modelu.

Ocenę wykonano w oprogramowaniu Autodesk Simualtion CFD w wersji studenckiej. Analizę przeprowadzono dla kilku wersji przepławek, co pozwoliło ocenić oprogramowanie pod wieloma względami oraz pozwoliło wyszukać ewentualne błędy w obliczeniach.

Dzięki przeprowadzonym badaniom wykazano, że oprogramowanie CFD nadaje się do tego typu analiz; trójwymiarowe odwzorowanie przepławki jest zadowalające, a powstałe błędy nieznaczące. Niestety fakt, że oprogramowanie Autodesk nie pozwala na wykonanie analiz wielofazowych jest poważnym zastrzeżeniem co do możliwości opierania się tylko na wykonanym w ten sposób modelu. W tej dziedzinie mogłyby pomóc

inne programy z rodziny CFD, takie jak ANSYS Fluent lub OpenFOAM. Niemniej jednak analiza wykonana bez przejścia woda-powietrze także może znaleźć swoje zastosowanie upraszczając fazę projektowania i ułatwiając proces decyzyjny podczas tworzenia budowli wodnej.

1. Wstęp

Celem badań opisanych w poniższej pracy była ocena zastosowania oprogramowania do symulacji mechaniki płynów (ang. Computational Fluid Dynamics - CFD) w celu wykonania obliczeń hydraulicznych przepławek dla ryb przy budowlach wodnych. Oprogramowanie to jest zazwyczaj wykorzystywane do symulacji zjawisk zachodzących w relatywnie małej skali, jak na przykład zachowanie łopatek turbiny, bądź mieszanie się wody o różnych temperaturach w armaturze łazienkowej. Wynika to z dość dużego zapotrzebowania na moc obliczeniową tych programów. Symulacja dużego obiektu, jakim jest przepławka, bądź nawet cała budowla wodna, jeszcze do niedawna była nieosiągalna. Jednak sytuacja ta powoli ulega zmianie, zwiększenie szybkości procesorów oraz kart graficznych doprowadziło do tego, że nawet dość zaawansowane obliczenia w ramach trójwymiarowych modeli są wykonywane w rozsądnym czasie.

Bardzo interesujący jest również problem przepławek przy budowlach piętrzących. Z jednej strony są one dość kosztowane, zarówno w fazie projektowania, jak i konstrukcji, a z drugiej są niezbędne do zachowania bioróżnorodności w ciekach wodnych. Ryby, a w szczególności ryby migrujące, bez obiektów tego typu byłby skazane na szukanie nowej przestrzeni życiowej. Sztuka zaprojektowania dobrej przepławki polega na stworzeniu w jej wnętrzu takich warunków, aby ryby

mogły swobodnie odpocząć, a jednocześnie nie może być ona zbyt wielka i droga w utrzymaniu.

Gdyby udało się zastosować oprogramowanie CFD do wstępnego modelowania przepławek, można by było w znaczący sposób ograniczyć koszty jednej wersji przepławki. W konsekwencji mogłoby to w przyszłości doprowadzić do coraz ciekawszych rozwiązań inżynierskich. Możliwe do przemyślenia jest także zastosowanie w przyszłości algorytmów ewolucyjnych do tworzenia projektów o skomplikowanych kształtach, które stworzą jeszcze lepsze warunki dla rozwoju bioróżnorodności.

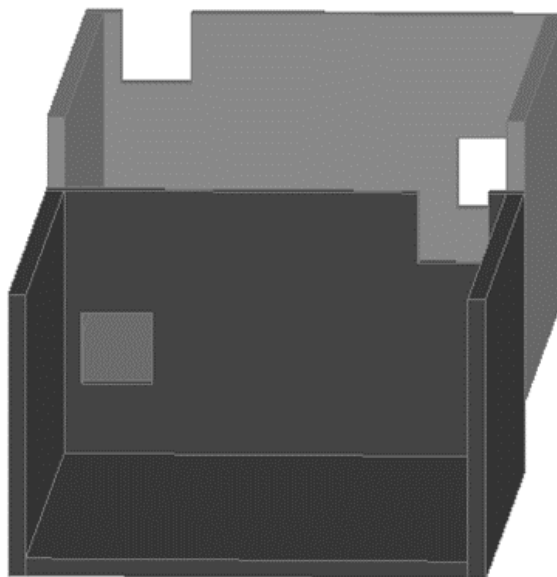
2. Teren i metodyka badań

2.1. Wykonanie trójwymiarowego modelu przepławki

2.1.1. Opis poszczególnych komór w przepławce

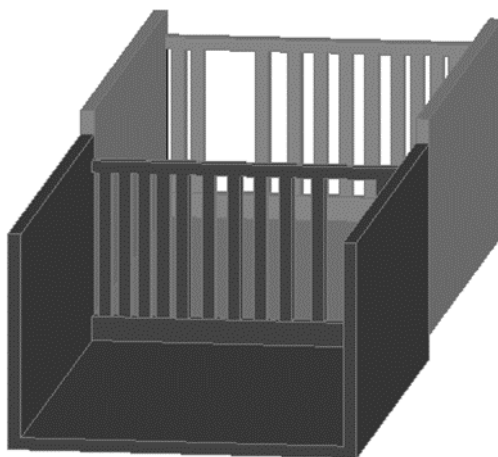
Model, na którym opierają się obliczenia, wzorowany jest na stopniu wodnym Brzeg Dolny znajdującym się w km 281+600 biegu rzeki (licząc od ujścia Opawy). Jest to pierwsza przegrodą od morza, która stoi na drodze migracji ryb w górę Odry i jej dorzecza. W związku z tym ma on szczególne znaczenie dla zachowania ciągłości ekologicznej tej rzeki. Wymiary tej budowli zostały opisane w literaturze [1], jednakże ze względu na ograniczenia oprogramowania zostały one nieznacznie zmodyfikowane. Zamiast 26 komór zamodelowane zostało jedynie 15, dodatkowo pominięte zostały otwory prowadzące do i z przepławki. Poza tym, zgodnie z literaturą, model składa się z komór o wymiarach 2,5 x 4 m wypełnionych wodą do wysokości 1,2 m. Każda kolejna komora obniżona jest w stosunku do poprzedzającej o 30 cm, co w sumie daje 4,5 m

przewyższenia pomiędzy stanowiskiem górnym a dolnym. Dodatkowo, w zależności od wariantu obliczeniowego, zastosowano dwie różne metody odgradzenia komór w przepławce. Pierwszy wariant został przedstawiony na rysunku 1, zgodnie ze stanem rzeczywistym jest betonową płytą z dwoma otworami wielkości 45 x 45 cm usadowionymi na górze i na dole przegrody. Drugi wariant przedstawiony na rysunku 2, został zaproponowany na podstawie innej literatury [2] i zakłada zamianę betonowych płyt na przepławkę o charakterze ryglowym składająca się z szeregu pionowych graniastosłupów o odstępach 5 – 30 cm pomiędzy nimi. W obu wariantach w celu zmniejszenia prędkości przepływającej wody otwory umiejscowione są naprzemiennie, co również zostało zademonstrowane na rysunkach 1 i 2.



Rysunek 1. Przykładowe komory istniejącej przepławki

Źródło: Opracowanie własne



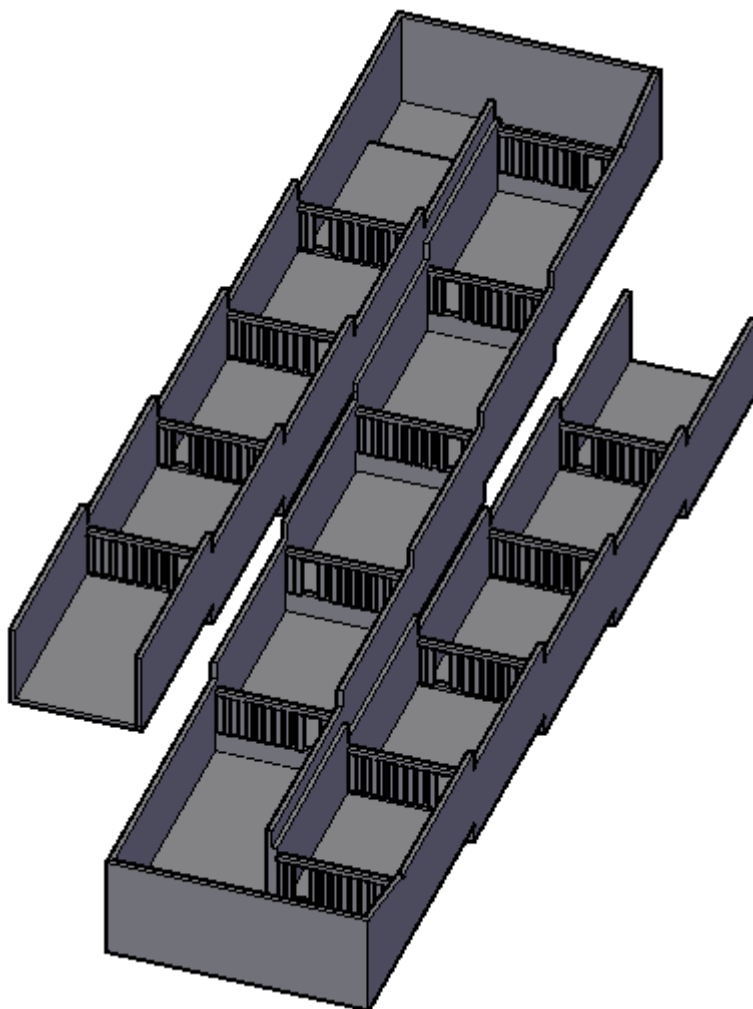
Rysunek 2. Przykładowe komory w hipotetycznej wersji ryglowej

Źródło: Opracowanie własne

2.1.2. Opis całości przepławki i zbiorników przejściowych

W obu przypadkach komory zostały umiejscowione w trzech rzędach po pięć; woda z ostatniej z nich wpada do większego zbiornika przejściowego, który znajduje się na tej samej rzędnej, co komora go poprzedzająca. Jego wymiary to 5 x 2 m i wypełniony jest także do 1,2 m wysokości. Zbiornik ten ma na celu dodatkowe wyhamowanie wody oraz pozwala na dłuższy odpoczynek rybom. Całość modelu w wersji ryglowej zobrazowana jest na rysunku 3, w teorii konstrukcja ta ma pozwolić rybom na pokonanie 4,5 m przewyższenia na długości 16 m.

Komory w zaprezentowanej przepławce zostały ponumerowane od strony wody górnej. Do pierwszego nawrotu znajdują się komory oznaczone 1 – 5, następnie do nawrotu drugiego komory o numerach 6 – 10. Ostatni rząd komór prowadzących do końca przepławki ma numery 11 – 15.



Rysunek 3. Wszystkie komory przepławki – model

Źródło: Opracowanie własne

2.2. Oprogramowanie CFD i warunki brzegowe

2.2.1. Zastosowane oprogramowanie

Do przeprowadzenia symulacji zostało użyte oprogramowanie Autodesk Simulation CFD w wersji studenckiej. Korzysta ono z rysunków wykonanych w programie Autodesk Civil 3D eksportowanych w formacie .igs tak, aby program obliczeniowy stworzył bezproblemowo siatkę. Siatka

obliczeniowa została wykonana automatycznie przez program bez ingerencji autora w parametry wykonania.

Należy zauważyć, że Autodesk Simulation CFD nie posiada narzędzi pozwalających na obliczanie symulacji wielofazowych, takich jak na przykład przejść woda – powietrze, co niestety rzutuje w dużym stopniu na wyniki analizy. Aby wykonać te obliczenia, należało więc stworzyć oddzielny model trójwymiarowy objętości cieczy.

2.2.2. Warunki brzegowe dla ścian i przegród w komorach

Następnym krokiem było nadanie symulacji warunków brzegowych. Model został wykonany w trzech wersjach. Pierwsza z nich to płyty wykonane z betonu z otworami zaprezentowane na rysunku 1; ten wariant występuje na stopniu wodnym Brzeg Dolny. Wariant drugi to przepławka ryglowa także wykonana w całości z elementów betonowych. Natomiast wariantem trzecim było zmodyfikowanie przepławki ryglowej w taki sposób, aby zamiast przegród betonowych znajdowały się przegrody drewniane o innej szorstkości. Wariant ten ma na celu sprawdzenie oprogramowania pod kątem zbadania wpływu materiału, z którego został wykonany obiekt, na wynik obliczeń. Poza tym, zgodnie z literaturą [2], przepławki wykonane z drewna są bardziej przyjazne dla przepływających przez nie ryb. Współczynnik szorstkości hydraulicznej Manninga dla drewna został przyjęty na podstawie literatury [3] na poziomie $n=0,01$, natomiast dla betonu $n=0,021$. Tak wysoka wartość została przyjęta z powodu spodziewanych zanieczyszczeń na dnie komór przepławki.

2.2.3. Warunki brzegowe przepływającej cieczy

Warunki brzegowe odnoszące się do samej cieczy zostały przyjęte zgodnie z poniższym opisem. Wpływ z przepławki oznaczony został jako wartość nieznana, znajduje się on w pobliżu stanowiska dolnego budowli. Wartość przyciągania ziemskiego oznaczona jako $9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, jest ono skierowane w dół, zgodnie z kierunkiem osi Z rysunków. Temperatura wody wynosiła dla wszystkich przypadków 20 stopni ($^{\circ}\text{C}$), a jej gęstość $998 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$, ze względu na ograniczony zakres analizy wartość ta została przyjęta jako stała, choć niewątpliwie jej zmiana miałaby wpływ na wyniki analizy. Najważniejszym z warunków brzegowych jest prędkość wpływu do przepławki. Symulacja została przeprowadzona dla wartości $1 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Zgodnie z literaturą prędkość [1] na stanowisku górnym nie powinna przekraczać $1,2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, więc prędkość przyjęta do obliczeń powinna dać wiarygodne wyniki.

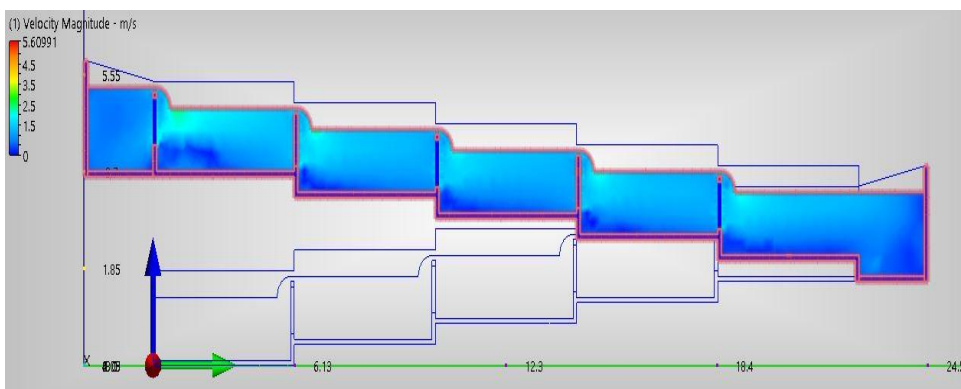
2.3. Rozmieszczenie punktów i przekrojów pomiarowych

Pomiary prędkości cieczy wykonane zostały dla kluczowych przekrojów. Pierwszy z nich znajdował się 10 cm od krawędzi wpływu do komór trzeciej, ósmej i trzynastej, drugi natomiast 10 cm od wypływu z tych komór. Dodatkowo jednym z ważniejszych parametrów dla oszacowania skuteczności przepławki jest prędkość końcowa, która zachęca ryby do wpłynięcia z powrotem do nurtu wody, czyli tak zwany prąd wabiący. Do jego obliczeń wymagana jest znajomość prędkości wody na końcu przepławki [4]. Rozkłady prędkości w poszczególnych komorach są sprawdzane za pomocą narzędzia Isosurfaces, które pozwala na zaprezentowanie wszystkich punktów powyżej granicznej prędkości.

3. Wyniki badań i dyskusja

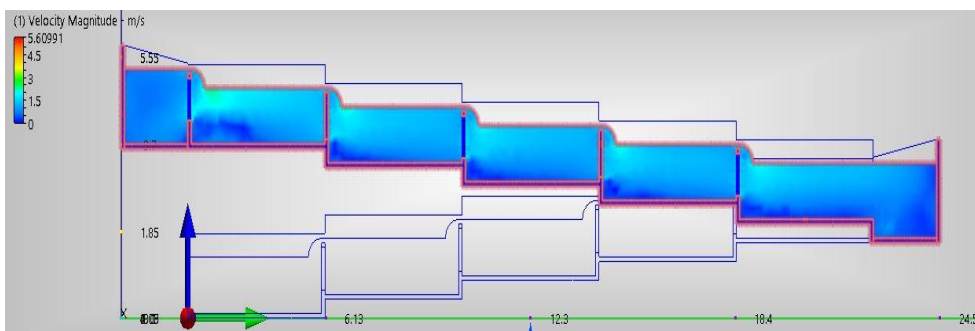
3.1. Ogólne wyniki obliczeń

W rezultacie przeprowadzonych analiz uzyskano trzy wersje obliczeń dla badanej przepławki. Wyniki dla przekrojów przechodzących przez środki komór 6 – 10 zostały przedstawione na rysunkach 4 – 6.



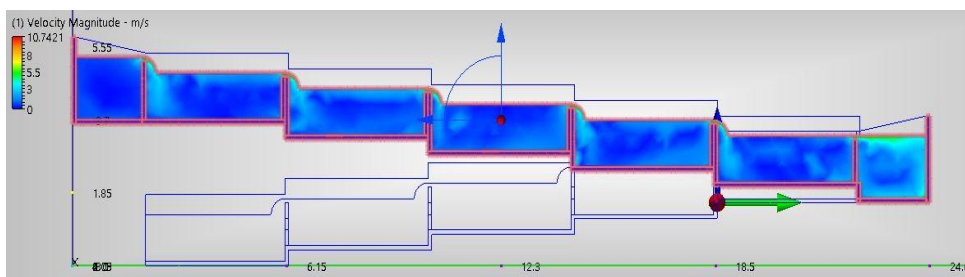
Rysunek 4. Przekrój przez komory 6-10 dla przepławki ryglowej o przegrodach betonowych

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 5. Przekrój przez komory 6-10 dla przepławki ryglowej o przegrodach drewnianych

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 6. Przekrój przez komory 6-10 dla przepławki o płytach betonowych

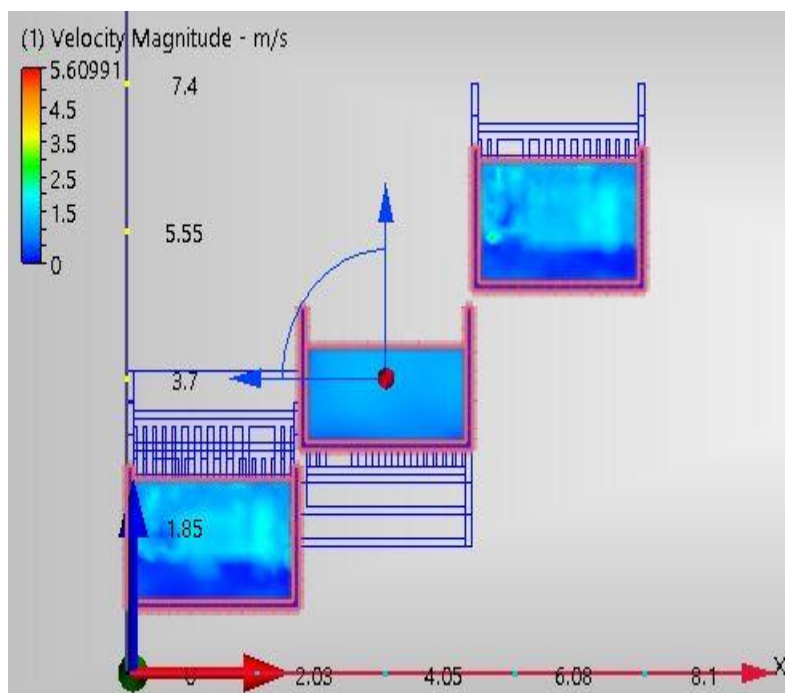
Źródło: Opracowanie własne

Na powyższych rysunkach można zaobserwować kilka prawidłowości. Największe prędkości są osiągane w górnych fragmentach przepławek. Poza tym widoczna jest znaczna różnica pomiędzy przepławkami ryglowymi, a przepławką z płytami betonowymi. Ryglowy układ przegród sprawia, że woda płynie zdecydowanie wolniej, a ilość punktów z rwącym nurtem jest wyraźnie zredukowana. Przy ocenie powyższych wyników należy zwrócić szczególną uwagę na znajdującą się po lewej stronie skalę prędkości. W przepławkach ryglowych, prędkość waha się od $0,2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ do $2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, natomiast woda w przepławce z płytą betonową osiąga miejscami nawet $5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Efekt ten wydaje się być skutkiem różnicy w polu przepływu pomiędzy tymi wariantami. Wyraźnie widać także większą równomierność prędkości w przypadku przepławek ryglowych; woda w tym przypadku płynie spokojniejszą strugą i wzbudza mniej turbulencji.

Z kolei szorstkość materiału, z jakiego została wykonana przepławka ryglowa, wydaje się nie mieć większego znaczenia dla wyników analizy. Trudno jest zaobserwować jakiegokolwiek istotnego różnic w prędkości przepływu, a te, które jesteśmy w stanie zmierzyć za pomocą dokładniejszych funkcji programu, nie są jednoznaczne.

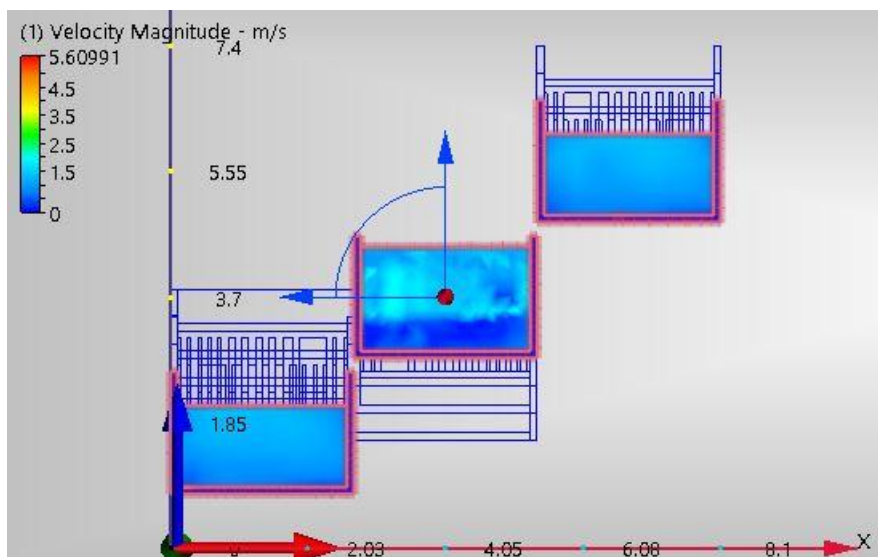
3.2. Pola prędkości na wejściu i wyjściu z komór trzeciej, ósmej oraz trzynastej

Komory trzecia, ósma i trzynasta znajdują się w środku każdego z rzędów komór. Pozwala to na określenie prędkości w maksymalnym oddalaniu od komór nawrotowych. Jest to konieczne do zminimalizowania wpływu tych komór na rozkład prędkości w pobliżu przegród. Wyniki analizy zostały przedstawione na rysunkach 7 – 12. Na rysunkach 7 – 8 znajdują się osie pozwalające określić wymiary komór, pozostałe rysunki zostały tych osi pozbawione w celu lepszego zobrazowanie wyników.



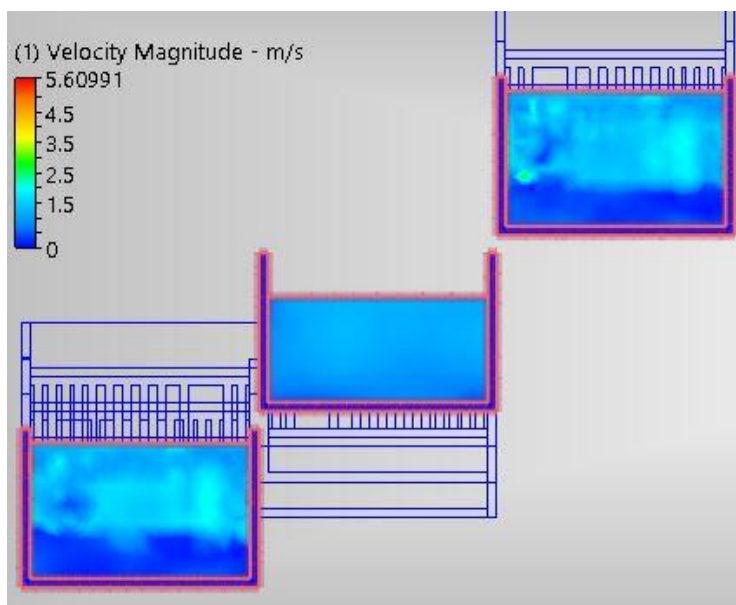
Rysunek 7. Przekrój przez wlot do komór 3 i 13 oraz wypływ z komory 8 w wariancie z drewnianymi przegrodami ryglowymi

Źródło: Opracowanie własne



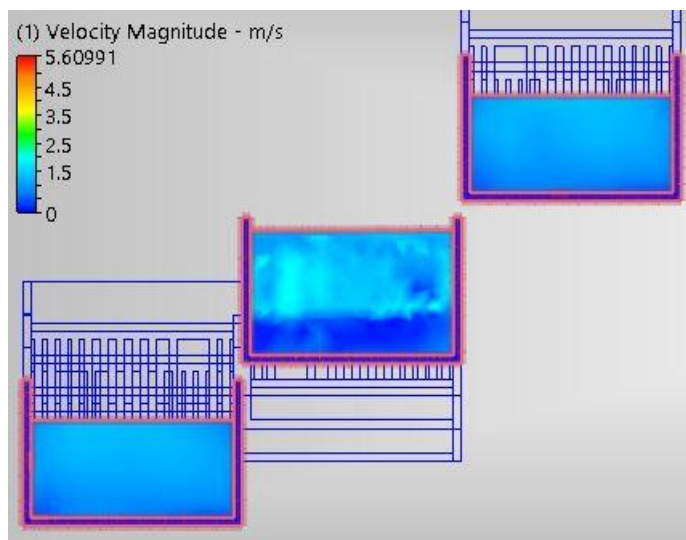
Rysunek 8. Przekrój przez wypływ z komór 3 i 13 oraz wlot do komory 8 w wariancie z drewnianymi przegrodami ryglowymi

Źródło: Opracowanie własne



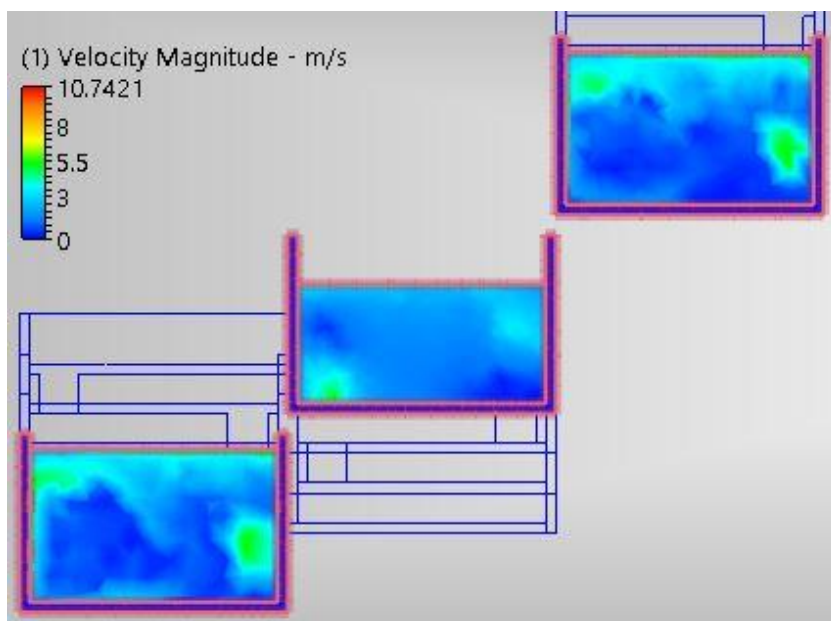
Rysunek 9. Przekrój przez wlot do komór 3 i 13 oraz wypływ z komory 8 w wariancie z betonowymi przegrodami ryglowymi

Źródło: Opracowanie własne



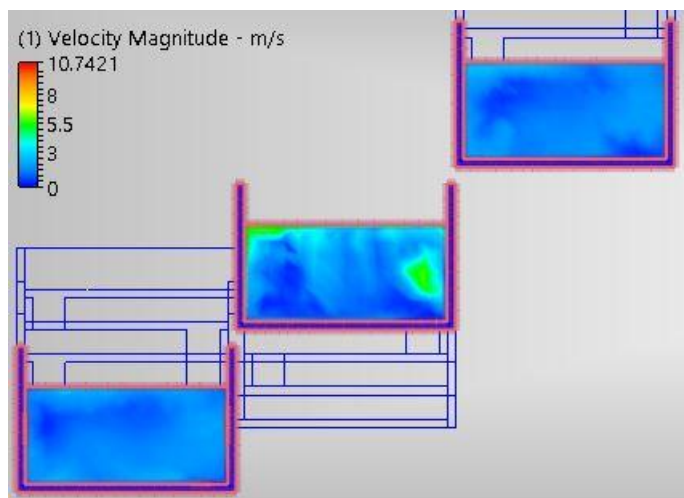
Rysunek 10. Przekrój przez wypływ z komór 3 i 13 oraz wlot do komory 8 w wariantcie z betonowymi przegrodami ryglowymi

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 11. Przekrój przez wlot do komór 3 i 13 oraz wypływ z komory 8 w wariantcie z płytami betonowymi

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 12. Przekrój przez wypływ z komór 3 i 13 oraz wlot do komory 8 w wariancie z płytami betonowymi

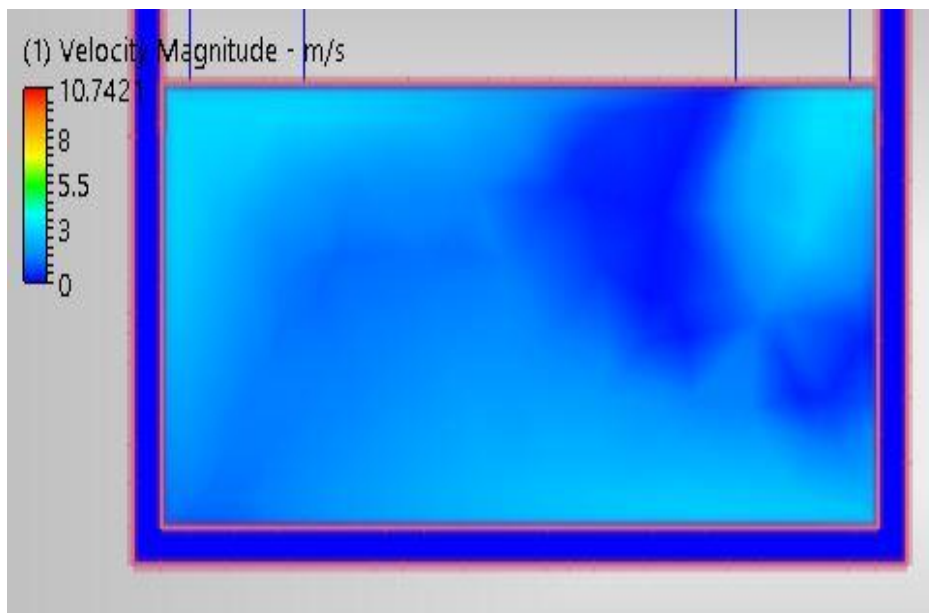
Źródło: Opracowanie własne

Wyniki zaprezentowane na rysunkach 6 – 11 są zgodnie z obserwacjami poczynionymi w poprzednim podrozdziale. Prędkości w komorach o przegrodach ryglowych są zdecydowanie mniejsze niż te, gdzie przegrodą jest płyta betonowa z otworami. Na tych rysunkach widać wyraźnie, że przegroda ryglowa powoduje większe uśrednienie prędkości. Natomiast nie można jednoznacznie stwierdzić, że ten efekt jest wyłącznie pozytywny. Migrujące ryby potrzebują stref o wolniejszym nurcie, w których to mogą odpocząć podczas pokonywania przepławki. Wydaje się, że komora z płytami betonowymi zapewnia takich stref więcej.

Natomiast różnice pomiędzy przepławkę ryglową drewnianą a betonową są widoczne na rysunkach 6 i 8, gdzie widoczny jest nieco inny rozkład prędkości w komorze 13. Natomiast wciąż nie są to różnice, które mogą w jakikolwiek sposób decydować o przewadze jednego rozwiązania nad drugim.

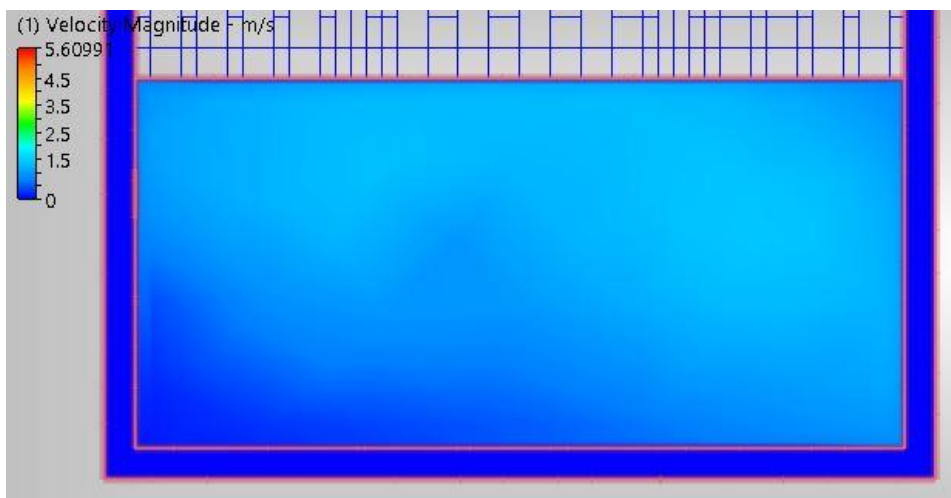
3.3. Prędkość wypływu z przepławki

Prędkość, jaką osiąga woda na wypływie z przepławki, ma kluczowe znaczenie dla tych obiektów. Odpowiedni jej dobór ma niebagatelny wpływ na to, czy ryby wędrując w górę strumienia będą wabione do przepławki, czy wprost przeciwnie, od niej odpychane. Rozkład prędkości przedstawiony jest na rysunkach 13 i 14. Ze względu na ograniczone miejsce oraz na niedające się zaobserwować różnice oba warianty przepławki ryglowej zostaną zaprezentowane na pojedynczym rysunku.



Rysunek 13. Pole prędkości poruszającej się wody na wylocie z przepławki w wariantcie o przegrodzie betonowej z otworami

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 14. Pole prędkości poruszającej się wody na wylocie z przepławki w wariancie o przegrodzie ryglowej

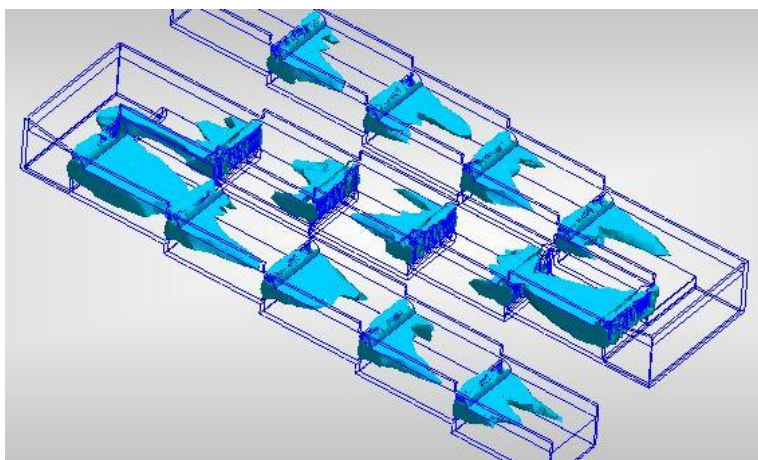
Źródło: Opracowanie własne

Prąd wabiący zaprezentowany na rysunkach 13 i 14 jest zdecydowanie odmienny, w przypadku przepławki ryglowej wynosi on $1,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, natomiast w przypadku przepławki z płytami betonowymi osiąga on znacznie wyższe wartości miejscami dochodząc do $3,2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Należy jednak zwrócić uwagę na nierównomierność jego rozkładu na rysunku 12, gdzie jego minimalna wartość osiąga $0,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Wahania te trudno przyjąć za rzecz pożądaną, gdyż nie ma pewności jak dokładnie zachowa się nurt cieczy. Dodatkowo na rysunku 12 widoczna jest także wyraźna granica pomiędzy elementami siatki obliczeniowej programu, co oznacza, że w tych miejscach miał on problemy z poprawnym oszacowaniem prędkości.

3.4. Rozkład powierzchni prędkości ISO w modelu

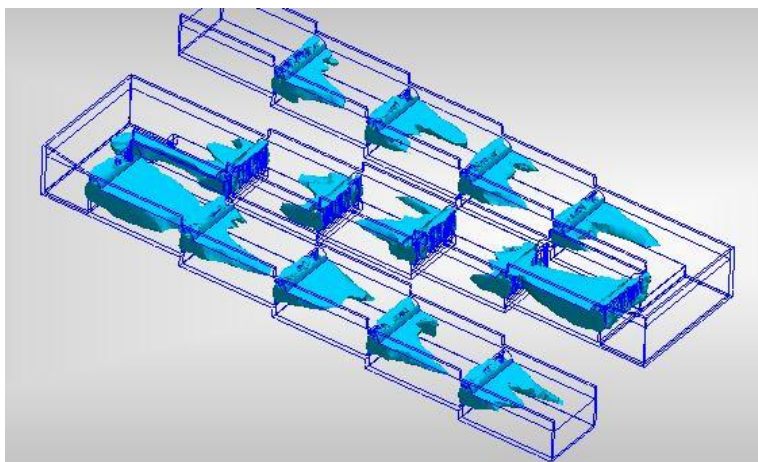
Najważniejszym parametrem wykonanej analizy jest wygenerowanie powierzchni Isosurfaces dla poszczególnych wariantów. Pozwalają one na ocenę ilości i wielkości stref, gdzie prędkość jest

wystarczająco niska, aby umożliwić rybom swobodny odpoczynek podczas pokonywania tego typu przeszkody wodnej. Na rysunkach 15 – 18 zaprezentowano powierzchnie Isosurfaces dla poszczególnych przypadków i prędkości.



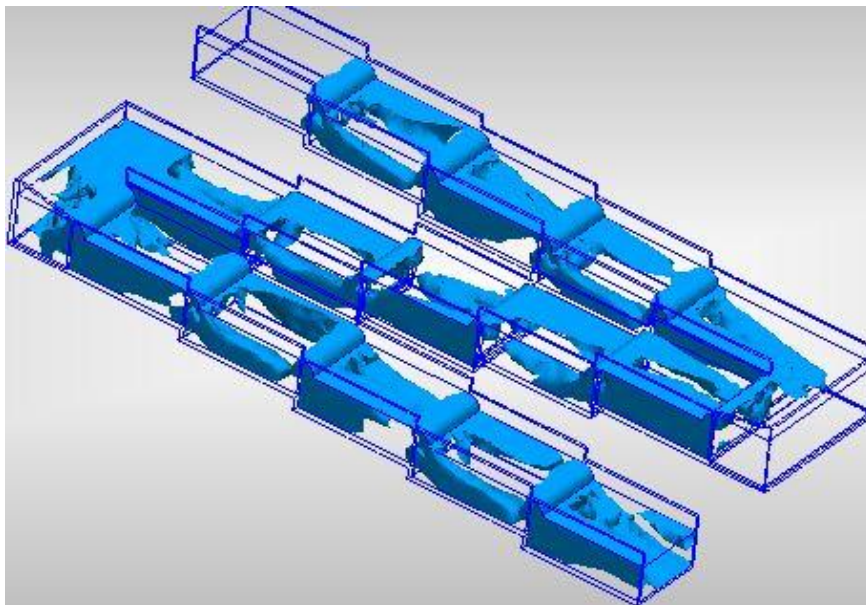
Rysunek 15. Powierzchnia ISO wody o prędkości przekraczającej $1,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ dla przeławki ryglowej betonowej

Źródło: Opracowanie własne



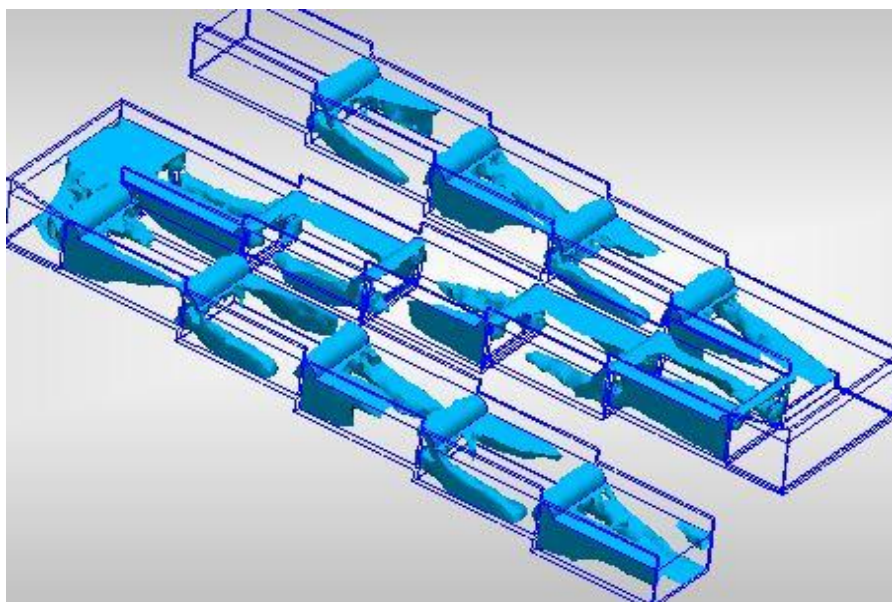
Rysunek 16. Powierzchnia ISO wody o prędkości przekraczającej $1,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ dla przeławki ryglowej drewnianej

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 17. Powierzchnia ISO wody o prędkości przekraczającej $1,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ dla przeplawki o przegrodach betonowych z otworami

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 18. Powierzchnia ISO wody o prędkości przekraczającej $2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ dla przeplawki o przegrodach betonowych z otworami

Źródło: Opracowanie własne

Powierzchnie Isosurfaces należy rozumieć jako powierzchnie, wewnątrz których panuje prędkość wyższa niż zaprezentowana w podpisie rysunku. Na podstawie tego wyniku najwyraźniej widać przewagę przepławek o budowie ryglowej. Stwarzają one dużo więcej obszarów spokojnego nurtu wody, w którym to ryby mogą wypocząć przed pokonaniem kolejnego etapu podróży. Szczególnie widoczne jest to na rysunku 17 w dolnej komorze nawrotowej, gdzie w przypadku przepławek z płytą betonową jest niewiele miejsca na odpoczynek dla ryb, w porównaniu z rysunkiem 16, gdzie prędkość w tej komorze jest wystarczająco niska do odpoczynku. Dodatkowo można zaobserwować, że nawet zwiększenie prędkości, którą ogranicza powierzchnia Isosurfaces, co ma miejsce na rysunkach 17 i 18 nadal nie stwarza takiej ilości obszarów, jak zastosowanie przegród ryglowych.

3.5. Dyskusja wyników

Zaprezentowane powyżej wyniki okazują się być niejednoznaczne. Z jednej strony obliczenia pokryły się z wynikami uzyskanymi empirycznie na podobnym obiekcie [1], z drugiej jednak błędy siatki widoczne na rysunku 13 poddają w wątpliwość jakość obliczeń. Dodatkowo ograniczenia oprogramowania, które wymuszają ustalenie stałej wysokości zwierciadła wody sprawiają, że przy powierzchni prąd jest zastanawiająco szybki. Jednak zastosowanie oprogramowania pozwalającego na obliczanie modeli wielofazowych (Ansys Fluent, Open FOAM) zniwelowałoby ten błąd. Dodatkowo wyniki dla przepławki ryglowej o przegrodach drewnianych, a tej samej przepławki o przegrodach betonowych różnią się w tak małym stopniu, że zachodzi obawa o to, że program nie doszacowuje tej zmiennej. W związku z powyższym,

uzasadnione jest twierdzenie, że oprogramowanie CFD nadaje się do modelowania przepływu w przepławkach, ale jego pełna implementacja wymaga jeszcze dalszych badań co potwierdza literatura [6]. Drugi z rozstrzyganych problemów, czyli wykazanie przewagi przepławki o budowie ryglowej nad konstrukcją z płytą betonową z otworami jednoznacznie potwierdza wyniki literaturowe [2]. Większe otwory w przepławce ryglowej dają dużo lepsze efekty, woda płynie spokojniej i tworzy dużo więcej stref odpoczynku dla ryb. Prędkości te mieszczą się w zakresach przyjaznych dla rozwoju bioróżnorodności [5][7]. Rozkład prądu wabiącego w obu przypadkach odpowiada normom zawartym w literaturze [4], jednak dla przepławki o płytach betonowych jest on w dużej części nierównomierny, co także przemawia na korzyść przepławki ryglowej.

4. Wnioski

1. Oprogramowanie CFD może być zastosowane do wspomagania projektowania przepławek, jednak jego pełna implementacja wymaga dalszych badań.
2. Różnica w szorstkości materiału, z jakiego została wykonana przegroda przepławki ryglowej jest niezauważalna.
3. Oprogramowanie, które pozwala na obliczenia wielofazowe nadawałoby się zdecydowanie lepiej przy tego typu analizie.
4. Przepławki o przegrodach ryglowych są przyjaźniejsze dla fauny wodnej, gdyż osiągane w nich prędkości nurtu są zdecydowanie niższe.

Literatura:

1. Mokwa M., Tarnawski K.: *Ocena hydrauliczna działania przepławki dla ryb przy stopniu wodnym brzeg dolny*. Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich Nr 7/2008, POLSKA AKADEMIA NAUK, Oddział w Krakowie, str. 131–142.
2. http://www.kiw.ar.krakow.pl/conferences/2012/przeplawki/materialy/Struzynski_A-04-2012-07.pdf, [dostęp: 18.02.2016]
3. Michalec B., Tarnawski M.: *Tabele – Zbiór pomocy z przedmiotu Budownictwo Wodne*. Katedra Inżynierii wodnej i geotechniki, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie.
4. Bartnik W., Książek L., Wyrębek M.: *Hydrauliczne warunki występowania prądu wabiącego dla przepławek ryglowych*. Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich Nr 9/2010, POLSKA AKADEMIA NAUK, Oddział w Krakowie, str. 123–132.
5. Wiśniewolski W. H.: *Ekspertyza ichtiologiczna i koncepcja przepławki dla ryb przy jazie samotwór na rzece bystrzycy*. ICHT-LOG rybactwo i inne, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, 2010.
6. Wyrębek M.: *Warunki hydrologiczne w przepławkach ryglowych o poprzecznie ułożonej szczelnie głównej*. Ecological Engineering Vol. 43, 2015, str. 23–29.
7. Bartnik W.: *Charakterystyka hydromorfologiczna rzek i potoków górskich*. Komisja Technicznej Infrastruktury Wsi PAN w Krakowie, 2006, str. 143-174.

inż. Artur Groth¹⁾

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Katedra Hydrotechniki

ul. Gabriela Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk

¹⁾groth.artur@gmail.com

Analiza zmienności opadów na obszarze zlewni Strzyży w Gdańsku

*Analysis of rainfall variability in the area of Strzyża Stream
catchment in Gdańsk*

Słowa klucze: *hydrologia, opady atmosferyczne, pomiar opadów, analiza danych opadowych*

Keywords: *hydrology, rainfalls, rainfall measurement, analysis of statistics of rainfall*

Streszczenie: W pracy została przedstawiona wnikliwa analiza danych opadowych z trzech posterunków deszczowych: Wrzeszcz-Reja, Matemblewo, Kiełpino Górne – wszystkie posterunki zlokalizowane są na obszarze jednej zlewni, w Gdańsku. W przypadku analizy czasowej i przestrzennej analizowane dane opadowe pochodzą z okresu czterech lat, natomiast w przypadku analizy ilościowej z okresów od dziewięciu do czternastu lat. Głównym celem pracy jest przedstawienie powtarzalnych różnic pomiędzy zaobserwowanymi wynikami pomiarów na poszczególnych posterunkach. Drugorzędnym celem było pokazanie odmiennego charakteru zjawisk opadowych zachodzących w Gdańsku od charakteru opadów przyjmowanych do celów projektowych na podstawie powszechnie stosowanych formuł opadowych. Dodatkowo zaproponowano formuły właściwe dla obszaru, z którego pochodzą analizowane dane. Nietypowe położenie topograficzne, sąsiedztwo Zatoki Gdańskiej oraz duży rozwój urbanistyczny sprawiają, że zmienność opadów można zaobserwować na tak niewielkim obszarze (w skali globalnej) jakim jest jedno miasto. Posterunki deszczowe zlokalizowane w jednej linii, w równych odległościach od siebie, na różnych wysokościach pozwoliły na zaobserwowanie opisanych wcześniej różnic. Cel pracy został również osiągnięty w przypadku ujęcia ilościowego. Została przedstawiona znacząca różnica charakterystyk opadów zaobserwowanych w Gdańsku względem opadów wyznaczanych

z ogólnokrajowych formuł opadowych, zaproponowano również zależności pozwalające wyznaczyć modelowe opady charakterystyczne dla miasta Gdańsk.

1. Wstęp

Odpowiedzialne gospodarowanie wodą jest jednym z zadań, które należy realizować, aby dbać o środowisko oraz wszystkie potrzeby człowieka, z którymi woda jest ściśle związana. Jednym z elementów gospodarowania wodą jest zachowanie naturalnego cyklu hydrologicznego. W wyniku nieustannego rozwoju miast i zabudowywania terenów wcześniej niezagospodarowanych, powstają nowe powierzchnie uszczelnione, które stanowią przeszkodę do zachowania naturalnego obiegu wody w przyrodzie. Mimo to konieczne jest radzenie sobie z wodą, w tym z problemami przysparzanymi przez wody opadowe. Kierując się zasadą zrównoważonego rozwoju, co oznacza korzystanie z zasobów Ziemi w taki sposób, aby nie ograniczyć możliwości korzystania z tych zasobów kolejnym pokoleniom, należy odpowiedzialnie radzić sobie z wodą deszczową. Istnieje wiele metod zagospodarowania wody opadowej, spośród których należy wymienić: odprowadzanie w systemach kanalizacyjnych, infiltracja do gruntu, retencjonowanie i inne, które wcześniej wymagają ich podczyszczenia do stanu, który nie będzie zagrażał środowisku naturalnemu. Każda z wymienionych czynności wymaga zaprojektowania urządzeń lub całych systemów. Projektując takie układy należy przyjąć pewne założenia, które pozwalają na projektowe odwzorowanie warunków rzeczywistych. Jednym z parametrów, najczęściej wykorzystywanym w zagadnieniach projektowych jest miarodajne natężenie deszczu. Wielkość określająca ile deszczu spadnie na jednostkową powierzchnię w ciągu sekundy, dobierana jest na podstawie

formuł, które zostały opracowane przed wielu laty, na podstawie danych opadowych z regionów zupełnie odmiennych od tych, dla których projektowane są układy do zagospodarowywania wody opadowej. W rezultacie uzyskuje się wyniki niezgodne z realną charakterystyką obszaru, na którym mają funkcjonować zaprojektowane urządzenia i systemy odprowadzania wód deszczowych. W efekcie wody deszczowe przysparzają dużo kłopotów zarówno człowiekowi jak i środowisku.

Celem pracy jest wskazanie jak duża zmienność opadów występuje w rzeczywistości i dlaczego ważne jest, aby każde zagadnienie projektowe traktować indywidualnie. Podstawą tych rozważań są wyniki pomiarów opadów deszczu z różnych posterunków zlokalizowanych w Gdańsku. Kolejnym celem, jest zaprezentowanie różnic pomiędzy wykorzystywanymi formułami opadowymi a wynikami obserwacji opadów i zaproponowanymi zależnościami, pozwalającymi określić natężenie opadu w zależności od prawdopodobieństwa przewyższenia i czasu trwania opadu. Dodatkowym celem pracy jest pokazanie, że zwyczajowo stosowane metody projektowe, nie odzwierciedlają rzeczywistych warunków geograficznych badanej lokalizacji, gdyż Gdańsk jako miasto o nietypowym położeniu topograficznym, leżące nad zatoką, charakteryzuje się odmiennymi warunkami mikroklimatycznymi.

2. Opis posterunków deszczowych

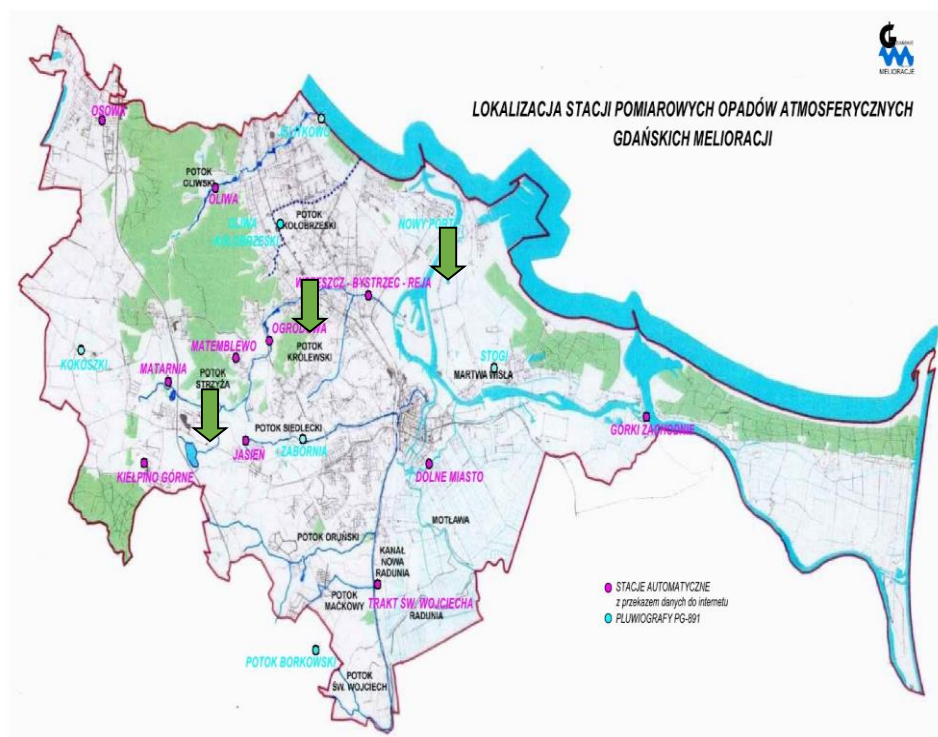
Dane opadowe, które zostały wykorzystane w niniejszym opracowaniu pochodzą z posterunków deszczowych, które są własnością Gdańskich Melioracji Sp. z o.o. Spółka ta zajmuje się również eksploatacją tych urządzeń, analizą i archiwizacją danych. Deszczomierze są okresowo testowane, kalibrowane, czyszczone z zanieczyszczeń oraz

unowocześniane. Informacje na temat przeprowadzonych zabiegów są również archiwizowane. Wszystkie te czynności sprawiają, że wykorzystane dane opadowe są wiarygodne i mogą być podstawą do dokładnej analizy.

Dane opadowe pochodzą z trzech posterunków opadowych zlokalizowanych na terenie Gdańska, w trzech dzielnicach: Wrzeszcz (Wrzeszcz – Bystrzec - Reja), Matemblewo oraz Kiełpino Górne. Od nazw tych dzielnic pochodzą przyjęte nazwy posterunków pogodowych. Ważne jest, że lokalizacja stanowisk pomiarowych pozwala zaobserwować zmiany opadowe, jakie zachodzą w wyniku charakterystycznego położenia topograficznego miasta Gdańsk. Deszczomierz we Wrzeszczu przy ulicy Reja położony jest najbliżej Zatoki Gdańskiej, najdalej natomiast znajduje się deszczomierz w Kiełpinie Górnym, Matemblewo znajduje się pomiędzy wymienionymi wcześniej lokalizacjami. Podobnie jest z usytuowaniem wysokościowym. Posterunek we Wrzeszczu znajduje się najniżej na około 6 m n.p.m., natomiast posterunek w Kiełpinie Górnym najwyżej – 134 m n.p.m. Matemblewo leży na wysokości około 99 m n.p.m. (wysokości określone za pomocą aplikacji Współrzędne Mapy Wersja 3.0.10 na podstawie współrzędnych geograficznych lokalizacji posterunków deszczowych). Posterunki usytuowane są względem siebie w jednej linii biegnącej z północnego wschodu na południowy zachód co zostało przedstawione na rysunku 1. Rozmieszczenie poszczególnych deszczomierzy jest równomierne w planie. Odległość pomiędzy posterunkiem Reja a posterunkiem Matemblewo wynosi 4,95 km, między Posterunkiem Matemblewo a posterunkiem Kiełpino Górne 4,52 km. Odległość pomiędzy dwoma najbardziej oddalonymi od siebie posterunkami to 9,37 km. Każdy z posterunków zlokalizowany jest

na obszarze zlewni potoku Strzyża, dzięki temu można zaobserwować jakie zmiany opadowe zachodzą na obszarze zlewni, co umożliwia prowadzenie innych badań hydrologicznych.

Urządzenia pomiarowe na każdym z posterunków mają różną historię. Najdłużej prowadzone są pomiary na posterunku deszczowym we Wrzeszczu przy ulicy Reja, trwają tam nieprzerwanie od 23 maja 2001 roku i są prowadzone za pomocą stacji automatycznej, dane na bieżąco są archiwizowane na internetowych serwerach. W Matemblewie pomiary rozpoczęto rejestrować cztery lata później, tj. 1 kwietnia 2005 roku i również od początku istnienia posterunku automatycznie zapisywane dane są dostępne w wersji cyfrowej. Najmłodszy posterunek pogodowy znajduje się w Kiełpinie Górnym, gdzie rozpoczęto prowadzenie pomiarów w kwietniu 2006 roku i początkowo były prowadzone za pomocą pluwiografu, a następnie od 2 sierpnia 2012 roku zainstalowany został deszczomierz automatyczny.



Rysunek 1. Lokalizacja stanowisk pomiarowych opadów atmosferycznych, z których pochodzą dane opadowe

Źródło: www.gdmel.pl Gdańskie Melioracje sp. z o.o.

Nie na wszystkich posterunkach deszczowych wykorzystywane są te same urządzenia pomiarowe. Na stacjach w Matemblewie i we Wrzeszczu przy ulicy Reja zamontowane są impulsowe czujniki opadu atmosferycznego OP2G, natomiast w Kiełpinie Górnym wykorzystywany jest czujnik opadów Casella. Są to deszczomierze korytkowo – wywrotne, zatem należą do grupy urządzeń umożliwiających zapis ciągły, cyfrowy. Urządzenia te wymagają zasilania z akumulatorów. Oba typy urządzeń

charakteryzują się rozdzielczością zapisu wynoszącą 0,1 mm warstwy wody. Różnicę stanowi natomiast powierzchnia zbiorcza deszczomierzy. Deszczomierz Casella charakteryzuje się dwa razy większą powierzchnią zbiorczą niż deszczomierze OP2G, czyli 400 cm². Można przyjąć, że różnica ta nie wpływa znacząco na jakość uzyskanych danych i dane z obu typów urządzeń uznane zostały za jednorodne, co pozwala na zbiorczą analizę wyników. Wszystkie dane na temat stanowisk pomiarowych zostały zestawione w tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyka posterunków deszczowych

	Wrzeszcz Reja	Kielpino Górne		Matemblewo
Data rozpoczęcia pomiarów:	23.05.2001	4.2006		1.04.2005
Rodzaje deszczomierzy:	Stacja automatyczna	04.2006 - 08.2012	Pluviograf	Stacja automatyczna
		2.08.2012	Stacja automatyczna	
Model deszczomierza:	Impulsowy czujnik opadu atmosferycznego OP2G	Czujnik opadów Casella		Impulsowy czujnik opadu atmosferycznego OP2G
Współrzędne geograficzne:	54.380717 N; 18.625816 E	54.341226 N; 18.498212 E		54.365640 N; 18.553934 E
Wysokość nad poziomem morza:	~6 m n.p.m.	~134 m n.p.m.		~99 m .n.p.m.

Źródło: Gdańskie Melioracje sp. z o.o.

Wyniki pomiarów opadów atmosferycznych i innych parametrów pogodowych z wszystkich posterunków meteorologicznych, które są własnością Gdańskich Melioracji Sp. z o.o. są dostępne on-line, na stronie

[1]. Na portalu dodatkowo można śledzić stany wód na niektórych ciekach znajdujących się na terenie Gdańska, parametry te również są mierzone za pomocą automatycznych sond pomiarowych. Dane z trzech ostatnich dób dostępne są bez potrzeby logowania się oraz uzyskiwania pozwolenia od administratorów strony.

3. Opis wykorzystanych danych opadowych

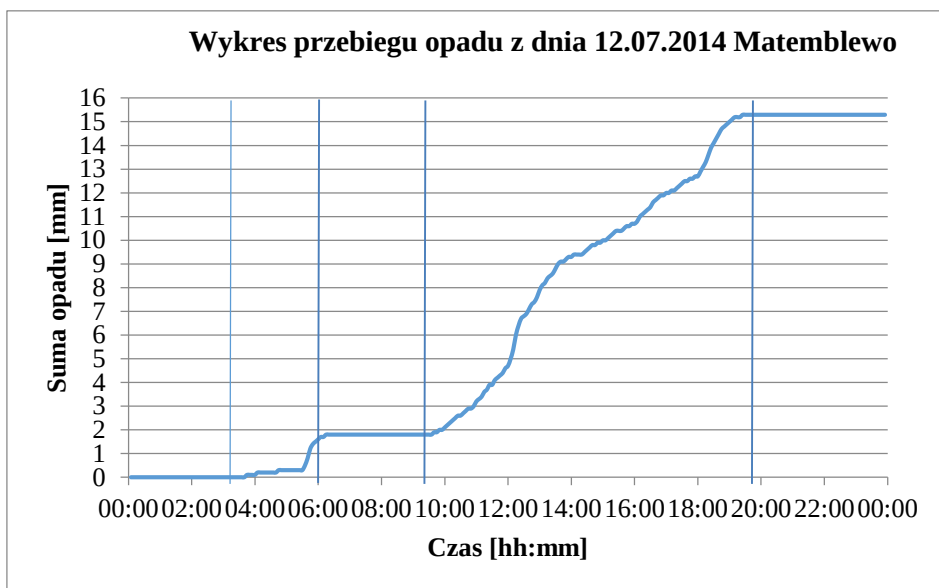
Zebrane i przetworzone dane opadowe pochodzą z okresu od 3 do 4 lat. Dane z posterunków Wrzeszcz – Reja i Matemblewo pochodzą z lat 2011-14, dane z posterunku Kiełpino Górne pochodzą z lat 2012-14. Tak jak wynika z rodzajów deszczomierzy wykorzystywanych na poszczególnych posterunkach, uzyskane materiały poddane przetworzeniu i analizie dostępne są w dwóch wersjach. Pierwszy rodzaj to dane w postaci analogowej (pluviogramy pochodzące z pluwiografu), drugi natomiast to dane cyfrowe. Dane z 2012 roku uzyskane na posterunku Kiełpino Górne w większej części pochodzą z analogowego deszczomierza – pluwiografu. Wszystkie pozostałe materiały pochodzą z automatycznych deszczomierzy. Dane opadowe są danymi całorocznymi, z wyjątkiem danych pluwiograficznych pochodzących ze stacji Kiełpino Górne, gdzie pomiary były prowadzone w okresie od marca do grudnia 2012 roku. Zebranie danych z pluwiogramów polegało na sprawdzeniu, w których dniach wystąpiły najintensywniejsze opady i sfotografowaniu tych wykresów, które kwalifikowały się do dalszego przetworzenia (opis metodyki selekcji i wyboru znaczących epizodów w dalszej części opracowania). Jeden pluwiogram przedstawiał wykres opadu z jednego tygodnia. Informacje o opadach pochodzące z automatycznych posterunków deszczowych były dostępne w formie arkuszy

kalkulacyjnych. Jeden arkusz kalkulacyjny zawierał dane opadowe z jednego miesiąca. Wyjątek stanowią dane z lat 2011 i 2012 pochodzące z posterunków Matemblewo i Wrzeszcz – Reja, w tym przypadku jeden arkusz zawierał dane z całego roku. Nie wszystkie materiały w wersji cyfrowej były dostępne w identycznej formie. Występowała różna rozdzielczość czasowa, zdecydowana większość danych była przedstawiana w rozdzielczości czasowej wynoszącej piętnaście sekund, co przekładało się na bardzo duże rozmiary arkuszy. Występowały również, w dużo mniejszych ilościach dane pokazujące zmienność czasową co jedną lub trzy minuty. Analizowane materiały pochodzące z lat 2011-12 z posterunków Matemblewo i Wrzeszcz – Reja przedstawione były z rozdzielczością czasową wynoszącą 10 minut. Na arkuszach kalkulacyjnych zawarte były dane opadowe w formie narastającej sumy miesięcznej (na arkuszach z 2011 i 2012 roku z posterunku Wrzeszcz – Reja i Matemblewo przedstawione zostały sumy z każdych kolejnych dziesięciu minut).

3.1. Selekcja epizodów oraz wybór epizodów znaczących

Dane opadów atmosferycznych o charakterze ciągłym są bardzo atrakcyjne pod względem badawczym, gdyż obrazują pełną zmienność opadów w czasie. Chcąc rozpocząć przetwarzanie tego typu danych, należy wyselekcjonować poszczególne epizody opadowe. Zadanie to nie należy do skomplikowanych jeśli wyznaczenie konkretnego epizodu jest jednoznaczne, np. jednego dnia wystąpi jeden ciągły opad, wówczas nie ma wątpliwości, że rozpatrujemy pojedynczy epizod. Problem pojawia się, gdy podczas analizowanej doby występowało wiele opadów oraz różnej długości przerwy między nimi. W takim przypadku konieczne jest

przyjęcie pewnego kryterium, które pozwoli na oddzielenie jednego epizodu od kolejnych. Na potrzeby niniejszego opracowania zdecydowano się przyjąć kryterium rozdziału wynoszące jedną godzinę. Oznacza to, że jeśli podczas ciągu analizowanych opadów wystąpi przerwa wynosząca jedną godzinę lub czas ten będzie jeszcze dłuższy, to następuje rozdzielenie takiego ciągu na dwa epizody. W przypadku, gdy podczas jednego ciągu opadów wystąpi więcej podobnych przerw, to będziemy mieli do czynienia z proporcjonalnie większą ilością wydzielonych epizodów. Przyjęcie takiej wartości jest korzystne, gdyż w efekcie nie otrzymujemy zbyt wielu krótkich epizodów, a jednocześnie pozwala na wydzielenie wystarczającej liczby opadów. Przykład rozdziału opadu deszczu na poszczególne epizody, został zaprezentowany na rysunku 2. Można zaobserwować, że w godzinach od 6:15 do 9:40 nie pojawił się żaden opad deszczu, zatem nastąpił rozdział opadu z całego dnia na dwa niezależne epizody, oznaczone pionowymi kreskami. W czasie trwania wyznaczonych w ten sposób epizodów również pojawiły się okresy bezdeszczowe, jednak są one krótsze niż jedna godzina, dlatego nie dokonano rozdziału.



Rysunek 2. Podział dobowego opadu deszczu na poszczególne epizody

Źródło: Opracowanie własne

Kolejnym krokiem obróbki danych opadowych jest wybór epizodów znaczących. Epizod znaczący rozumiany jest jako opad deszczu, który charakteryzował się odpowiednio dużą intensywnością. W tym przypadku również przyjęto kryterium, określające intensywność opadu. Do tego celu wykorzystano skalę Chomicza, która pozwala na klasyfikację opadów zależnie od sumy wysokości opadu i czasu jego trwania. Współczynnik wydajności opadu α [-], określony ilorazem sumy wysokości opadu ΣP [mm] i pierwiastka kwadratowego sumy czasu trwania opadu t [min], który można przyrównać również do pierwiastka kwadratowego dwójki podniesionej do potęgi k , określa intensywność opadu – zgodnie z zależnością (1),

$$\alpha = \frac{\Sigma p}{\sqrt{t}} = \sqrt{2^k}. \quad (1)$$

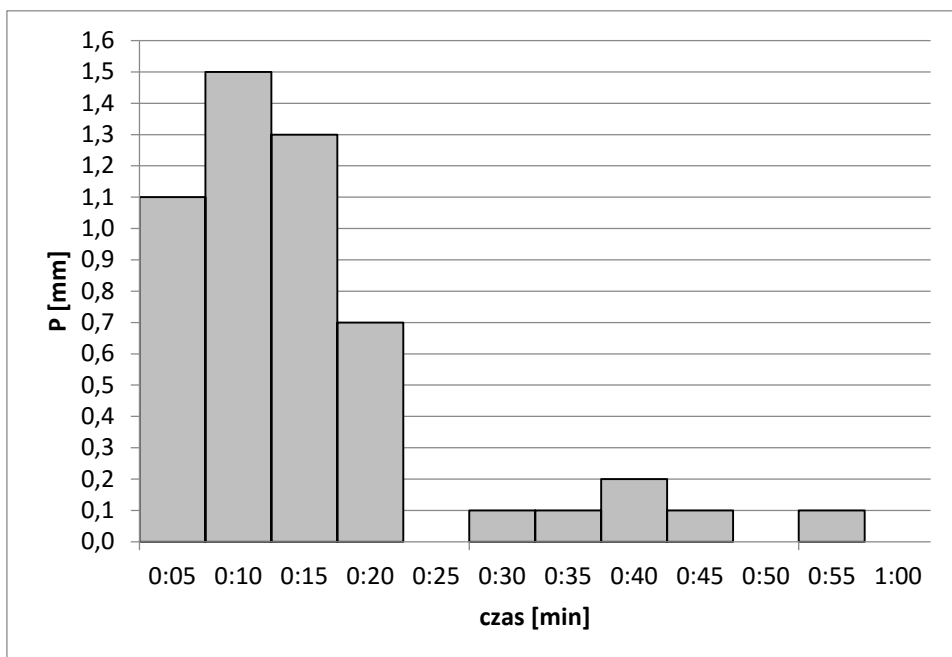
Parametr k określa numer w skali Chomicza, odczytywany z tablic lub

wykresów. Przy większej wartości współczynnika wydajności opadu, opad jest intensywniejszy [2]. Za graniczną wartość współczynnika wydajności opadu uznano $\alpha = 0,75$, co kwalifikuje opady wg opisanej skali jako „zwykle deszcze” jednak, umożliwia wybranie odpowiedniej ilości analizowanych epizodów. W ten sposób każdy rok reprezentowany jest przez przynajmniej kilka opadów.

Znając już opady, które będą podlegały dalszej analizie należy przedstawić ich rzeczywisty przebieg. Dane pomierzone o piętnastosekundowym kroku czasowym są nazbyt szczegółowe, dlatego przyjęto krok czasowy wynoszący pięć minut. Pięć minut jest minimalnym okresem czasu, w którym konieczne jest określenie maksymalnego natężenia. Przedstawienie rzeczywistego przebiegu opadu deszczu, jest bezproblemowe w przypadku analizy zapisów cyfrowych, jednak w niektórych sytuacjach wymaga większego zaangażowania. Jeśli zapis zmienności opadu z danego miesiąca lub roku charakteryzuje się rozdzielczością czasową trzy lub dziesięciominutową, konieczne jest aproksymowanie rzeczywistego przebiegu opadu i wyznaczenie wysokości opadu w czasie pośrednim. W tym celu każdorazowo wykonano aproksymacje trzech kolejnych wartości sumy wysokości opadu i czasu trwania do funkcji postaci potęgowej. Sytuacja wygląda inaczej, gdy konieczna jest analiza pluwiogramów. Dostępne dane z pluwiografów opisują jeden tydzień, co znacznie utrudnia możliwości odczytywania zmienności opadów, gdyż minimalna podziałka czasowa na pluwiogramie wyznacza jedną godzinę. Przyjęcie takiego kroku czasowego niedokładnie oddaje rzeczywisty przebieg, szczególnie w przypadku, gdy interesują nas te najkrótsze odcinki czasowe, bo to dla nich opady są najintensywniejsze. W związku z tym wykonano obróbkę cyfrową danych, które pochodziły

z pluwiografów. Na początku dokonano analizy opadów i wybrano te, które wstępnie spełniają opisane wcześniej kryterium. Aby dokonać dalszej obróbki konieczne było sfotografowanie fragmentów pluwiogramów, które reprezentują opady znaczące. Następnie za pomocą programu Autodesk AutoCAD 2014 (darmowa licencja dostępna dla studentów) podzielono podziałkę godzinową na sześć dodatkowych części, z których każda reprezentowała dziesięć minut. Na tej podstawie wykonano odczyt rzeczywistego przebiegu opadu deszczu z dużo większą dokładnością.

Dodatkowo zdecydowano się wyselekcjonować opady podczas których tylko fragment kwalifikował się według przyjętego kryterium intensywności do kategorii opadów intensywnych. Istnienie tego typu epizodów opadowych wynika z dużej zmienności intensywności w czasie. Zdarza się, że opady tylko w jednej fazie są bardzo intensywne, a w pozostałych fazach intensywność jest bardzo niewielka. Jak wspomniano wcześniej, zastosowane kryterium uzależnione jest od sumy wysokości opadu i czasu trwania epizodu opadowego. Zatem jeśli w początkowej fazie opad będzie bardzo intensywny, a następnie przez długi okres będzie trwał opad o niewielkim natężeniu to wartość współczynnika intensywności opadu będzie niewielka, co w efekcie zdyskwalifikuje tego typu epizody. Każdy epizod sprawdzono również pod względem intensywności w poszczególnych fazach, w wyniku tego pojawiły się epizody, które analitycznie skrócono do czasu, który pozwalał na przypisanie do grupy epizodów znaczących. Celem takiego zabiegu było zachowanie wszystkich najintensywniejszych opadów. Przykład opadu, który został skrócony do okresu najintensywniejszego przedstawiony został na histogramie opadu, rysunek 3.



Rysunek 3. Histogram opadu o dużej zmienności intensywności, 12.05.2014

posterunek Wrzeszcz-Reja

Źródło: Opracowanie własne

Opad ten został skrócony do pierwszych dwudziestu minut, gdyż w tym czasie natężenie opadu było największe.

4. Analiza ilościowa wybranych epizodów opadowych

Po wykonaniu wszystkich opisanych wcześniej czynności wyselekcjonowano wystarczającą liczbę opadów znaczących dla każdego roku. Wyniki tej pracy przedstawiono w tabeli 2. W kolumnie określającej liczbę epizodów znaczących wyróżnione zostały liczby w nawiasach. Liczby te określają ilość opadów, które zostały skrócone według zasady opisanej w ostatnim akapicie podrozdziału 3.1.

W tabeli można zaobserwować, że ogólna liczba epizodów znaczących z lat 2011-14 oscyluje wokół sześćdziesięciu, w przypadku posterunków

Wrzeszcz-Reja i Matemblewo, natomiast liczba ta znacząco różni się w przypadku posterunku Kiełpino Górne. Różnica ta zapewne wynika z rodzaju zastosowanych deszczomierzy.

Tabela 2. Zestawienie liczby opadów znaczących z okresu 2011-2014 dla trzech posterunków deszczowych

Posterunek deszczowy	Rok	Liczba znaczących epizodów opadowych	Suma roczna opadów	Suma roczna opadów z epizodów znaczących	Procentowy udział opadów znaczących
		[<i>-</i>]	[<i>mm</i>]	[<i>mm</i>]	[<i>%</i>]
Wrzeszcz-Reja	2011-14	62(13)			
	2011	13(4)	453.4	149.5	33.0%
	2012	21(3)	679.4	282.6	41.6%
	2013	15(3)	570.9	169.4	29.7%
	2014	13(3)	460.2	134.5	29.2%
Matemblewo	2011-14	60(16)			
	2011	12(4)	493.6	155.4	31.5%
	2012	18(2)	721.3	276.9	38.4%
	2013	16(5)	596.3	166.9	28.0%
	2014	14(5)	419.8	95.1	22.7%
Kiełpino Górne	2011-14	32(12)			
	2011	5*	397.1	79.8	20.1%
	2012	17(2)**	579.2	235.2	40.6%
	2013	17(7)	595.0	137.0	23.0%
	2014	15(5)	515.5	149.7	29.0%

Źródło: Opracowanie własne

* na podstawie [3]

** dane obejmują tylko pomiary z okresu pracy pluwiografu.

Jak opisano w rozdziale 2, w Kiełpinie Górnym w latach 2011-12 (i wcześniej) do pomiarów wykorzystywano pluwiograf, zatem pomiary były prowadzone tylko w okresie ciepłym (obserwator decyduje kiedy rozpoczyna i kończy sezon pomiarowy), w 2011 roku pomiary nie były

prorowadzone tylko od stycznia do marca, w 2012 roku nie rejestrowano opadów od początku roku do 9 marca oraz cały grudzień. Jak można zauważyć w tabeli 3, większość opadów znaczących miała miejsce w miesiącach od maja do września, można uznać więc, że najintensywniejsze opady zostały ujęte w analizie, jednak możliwość interpretacji opadów zarejestrowanych na pluwiogramach jest trudniejsza i bardziej narażona na popełnienie błędu. W zestawieniu zostały ujęte tylko dwa posterunki, ze względu na jednorodność danych deszczowych, w tych latach na obu posterunkach użytkowano jednakowe urządzenia pomiarowe. Porównanie zamieszczonych w tabeli 3 danych z odczytami z pluwiogramów byłoby niejednorodne, chociażby ze względu na pomiary prowadzone tylko podczas okresu ciepłego.

Tabela 3. Zestawienie liczby opadów znaczących w poszczególnych miesiącach dla posterunków Wrzeszcz-Reja (i) i Matemblewo

Miesiąc:	Liczba znaczących epizodów opadowych							
	2011		2012		2013		2014	
	I	II	I	II	I	II	I	II
Styczeń								
Luty	1	1	5					
Marzec							2	1
Kwiecień							1	1
Maj	1	2		1	3	3	3	3
Czerwiec		1		3	3	2		
Lipiec	3	1	9	10	4	4	1	1
Sierpień	5	6	3	3		3	4	4
Wrzesień	2	1	1		2	1	2	4
Październik	1		2		2	2		
Listopad			1	1	1	1		
Grudzień								
Suma:	13	12	21	18	15	16	13	14

Źródło: Opracowanie własne

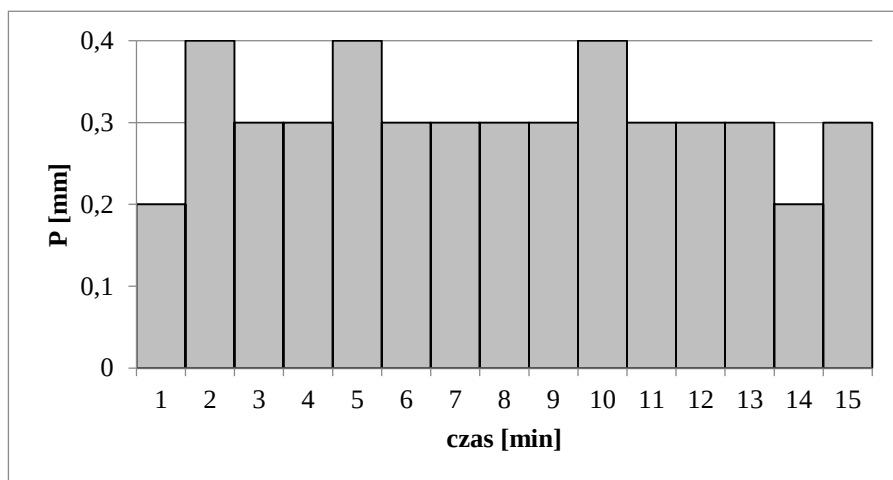
Średnio w ciągu roku zaobserwowano 14,6 epizodów znaczących na każdym z posterunków, nie uwzględniając opadów skróconych na potrzeby analizy, średnio 12,1 epizodów kwalifikowało się do opadów znaczących.

Kolejną informacją, którą można odczytać z tabeli 2 jest stosunek sumy wysokości opadów z epizodów znaczących i całkowitej sumy rocznej opadów, wyrażony w procentach. Wartości te pokazują jak duże znaczenie mają opady o intensywnym charakterze względem wszystkich opadów obserwowanych w ciągu roku. Ma to swoje znaczenie hydrologiczne, gdyż opady o dużym natężeniu w większości przypadków przewyższają swoją intensywnością zdolność infiltracyjną gruntu, co prowadzi do generowania spływu powierzchniowego, zatem czym większy opisany iloraz sum wysokości opadów, tym mniejsze szanse, że większa ilość wód opadowych zdoła infiltrować do gruntu i wzbogacać w ten sposób zasoby wód gruntowych. Wartościowe byłoby porównanie tego typu danych z wcześniejszymi wynikami pomiarów opadów, prawdopodobne byłoby zaobserwowanie zmian o znaczeniu klimatycznym, jednak w zakresie tej pracy, wniosków takich nie należy wyciągać.

5. Wyznaczenie maksymalnych natężeń fazowych

Następnym etapem przetwarzania danych opadowych było pozyskanie informacji o najintensywniejszych fazach, których czas trwania wynosił kolejno pięć, dziesięć, piętnaście, dwadzieścia, trzydzieści, sześćdziesiąt minut i każdy następnego przedział był dłuższy od poprzedniego o trzydzieści minut. Istotne jest, że minimalnym krokiem czasowym jest pięć minut, może to oznaczać wystąpienie pewnego błędu.

Aby to wyjaśnić, najlepiej jest posłużyć się przykładem, w którego interpretacji pomoże histogram na rysunku 4.



Rysunek 4. Przykładowy fragment histogramu opadu z dnia 31 października 2014 roku, posterunek Wrzeszcz-Reja

Źródło: Opracowanie własne

Zamieszczony fragment histogramu przedstawia pierwsze piętnaście minut opadu znaczącego. Łatwo zauważyć, że w ciągu pierwszych pięciu minut na powierzchnię ziemi spadło 1,6 mm opadu, podczas następnych pięciu minut suma opadu ponownie wyniosła 1,6 mm, podczas ostatnich pięciu minut zaobserwowano 1,4 mm opadu. Zgodnie z założeniami opisanymi w poprzednich rozdziałach, należałoby uznać jako najintensywniejsze pięć minut przedział czasu od pierwszej do piątej minuty lub od szóstej do dziesiątej minuty (bez znaczenia, który przedział z dwóch równych zostałby wybrany, istotą jest to ile maksymalnie deszczu zaobserwowano w ciągu pięciu minut). Widać jednak, że gdyby minimalny krok czasowy został skrócony do jednej minuty, byłoby można wyznaczyć maksymalną pięciominutową sumę opadu wynoszącą 1,8 mm dla okresu od drugiej do szóstej minuty. Jak pokazują wcześniej prowadzone badania [4] błąd ten

może osiągać nawet poziom dwudziestu procent, jednak dotyczy to jedynie przedziałów pięciominutowych, gdyż wraz z wydłużeniem czasu trwania błąd ten znacząco maleje, dodatkowo nakład pracy przy wykorzystaniu mniejszego kroku czasowego jest znacznie większy i nie zawsze prowadzi do znacząco lepszych wyników. Znacząca część analizowanych danych opadowych występuje z minimalnym krokiem czasowym wynoszącym trzy lub dziesięć minut, zatem określanie wysokości opadu dla każdej kolejnej minuty mogłoby być w efekcie mniej precyzyjne niż przyjęcie dłuższego kroku i popełnianie tylko jednego błędu przybliżania wartości pośredniej. Zmniejszanie kroku czasowego w ogóle nie wydaje się być racjonalne w przypadku analizy danych z pluwiogramów, dla których jednominutowa rozdzielczość czasowa jest w większości efektem twórczości autora opracowania, a nie oddaniem rzeczywistego przebiegu opadu. Wyselekcjonowane w ten sposób najintensywniejsze fazy poszczególnych epizodów opadowych zestawiono w tabelę zbiorczą. Oznacza to, że dla każdego posterunku opadowego przedstawiono wszystkie maksymalne wartości natężenia opadu dla każdej fazy o określonej długości czasu trwania i posortowano je w kolejności malejącej. W efekcie otrzymano przegląd wszystkich opadów o największych natężeniach dla poszczególnych czasów trwania, które wystąpiły w latach 2011-2014 w trzech opisanych wcześniej lokalizacjach. W tabeli 4 przedstawiono fragment przykładowego zestawienia największych piętnastominutowych natężeń z posterunku Wrzeszcz-Reja.

Tabela 4. Zestawienie 15-minutowych maksymalnych natężeń fazowych, Wrzeszcz-Reja 2011-2014

Lp.	15 minut		Wrzeszcz-Reja	
	Data	ΔP	$i_{\text{godz.}}$	q
		[mm]	[mm/h]	[dm ³ /(s ha)]
1	05.08.2014	15.5	62.0	172.2
2	3.08.2012	15.5	61.9	171.8
3	7.07.2012	12.9	51.7	143.5
4	23.06.2013	11.3	45.2	125.6
5	10.08.2012	10.7	42.8	118.8
6	18.05.2013	9.2	36.8	102.2
7	30.07.2013	9.2	36.8	102.2
8	7.08.2011	8.2	32.8	91.2
9	25.06.2013	7.6	30.4	84.4
10	08.04.2014	7.5	30.0	83.3
...				
58	9.10.2012	1.5	6.1	16.8
59	28.11.2012	1.1	4.4	12.3
60	4.02.2011	0.8	3.1	8.7

Źródło: Opracowanie własne

Oznaczenia zastosowane w tabeli:

q - natężenie opadu [dm³/(s ha)],

$i_{\text{godz.}}$ - godzinowa intensywność opadu [mm/h],

ΔP - wysokość opadu, która spadła w czasie trwania fazy o długości 15 minut [mm].

W tabeli 4 można odczytać tylko sześćdziesiąt pozycji maksymalnych natężeń fazowych, a opadów w latach 2011-2014 wg tabeli 2 wystąpiło sześćdziesiąt dwa, różnica ta wynika z faktu, że nie wszystkie opady trwały dłużej niż dziesięć minut, zatem wszystkie krótsze epizody nie zostały uwzględnione już w tym zestawieniu. Podobne tabele sporządzono dla

pozostałych faz (5,10,20,30,60,90,120,...,420 minut) oraz dwóch pozostałych posterunków opadowych.

6. Przyporządkowanie prawdopodobieństwa empirycznego do serii opadów

Zestawione poszczególne natężenia opadów w poszczególnych fazach w kolejności malejącej można przyporządkować do prawdopodobieństwa empirycznego odnoszącego numer próby do całkowitej ilości opadów, które wystąpiły w analizowanym okresie. Na potrzeby tej pracy wykorzystano opracowane wcześniej dane opadowe z poprzednich lat dla wszystkich posterunków deszczowych [3]. Dla posterunku Wrzeszcz-Reja okres obserwacji wyniósł czternaście lat, od roku 2001 do 2014 roku, dla pozostałych dwóch posterunków deszczowych okres ten wynosił dziewięć lat, od 2006 do 2014 roku. Połączenie wyników obserwacji opadów umożliwia pewniejsze określenie zależności pomiędzy miarodajnym natężeniem opadu a czasem trwania opadu i prawdopodobieństwem przewyższenia, ponieważ pozwala zmniejszyć ryzyko, że analizowany krótki okres obserwacji reprezentowany będzie przez opady odbiegające od rzeczywistości powtarzających się opadów w określonej lokalizacji. Wszystkie wykorzystane dane opadowe, które zostały przetworzone w ramach pracy [3] są uznane za jednorodne z opracowanymi na potrzeby niniejszego opracowania. Opady zostały wyselekcjonowane na podstawie tego samego kryterium. Różnicę stanowią czasy trwania poszczególnych faz, które zostały dobrane przy wyborze maksymalnych natężeń fazowych, mimo to możliwe jest przeprowadzenie zbiorczej analizy dla wspólnych czasów trwania (tj. 10,20,30,60,90 minut dla posterunków Wrzeszcz-Reja i Matemblewo oraz 10,20,30,60,120

minut dla posterunku w Kiełpinie Górnym). Wszystkie dane zebrano w tabelach analogicznych do tabeli 4 oraz posortowano w ciągu nierosnącym.

Prawdopodobieństwo empiryczne określono wg zależności (2):

$$p = \frac{n}{m+1} \cdot 100\% \quad (2)$$

n - numer wiersza w nierosnącym ciągu opadów [-],

m - liczba wszystkich wierszy dla określonego czasu trwania opadów w okresie [-].

Określając liczbę wszystkich epizodów można zastosować różne podejścia, które prowadzą do znacząco różniących się wyników przy próbie wyznaczenia opadu o zadanym prawdopodobieństwie wystąpienia. Można założyć, że całkowita liczba epizodów równa jest liczbie lat, podczas których prowadzono obserwacje. Z przyjętego w opracowaniu, posortowanego ciągu pomiarów wynika, że z niektórych lat będzie więcej niż jeden opad wzięty pod uwagę w zakresie prawdopodobieństwa większego od zera do stu procent, natomiast z niektórych lat wyselekcjonowane epizody zostaną pominięte, gdyż będą mniejsze od pierwszych wybranych na podstawie liczby lat obserwacji. Kolejnym podejściem jest określenie liczby największych epizodów bez pominięcia żadnego z analizowanych lat, zatem wybieramy możliwie najmniejszą liczbę opadów, w której znajdzie się przynajmniej jeden opad z każdego roku. Liczba ta będzie większa, jednak uwzględnia wszystkie lata i nie pomija lat suchych, które również mają znaczenie statystyczne. Trzecim przedstawianym w tym opracowaniu sposobem określenia liczby epizodów niezbędnych do wyznaczenia zależności między miarodajnym natężeniem opadu a prawdopodobieństwem, w zakresie prawdopodobieństwa

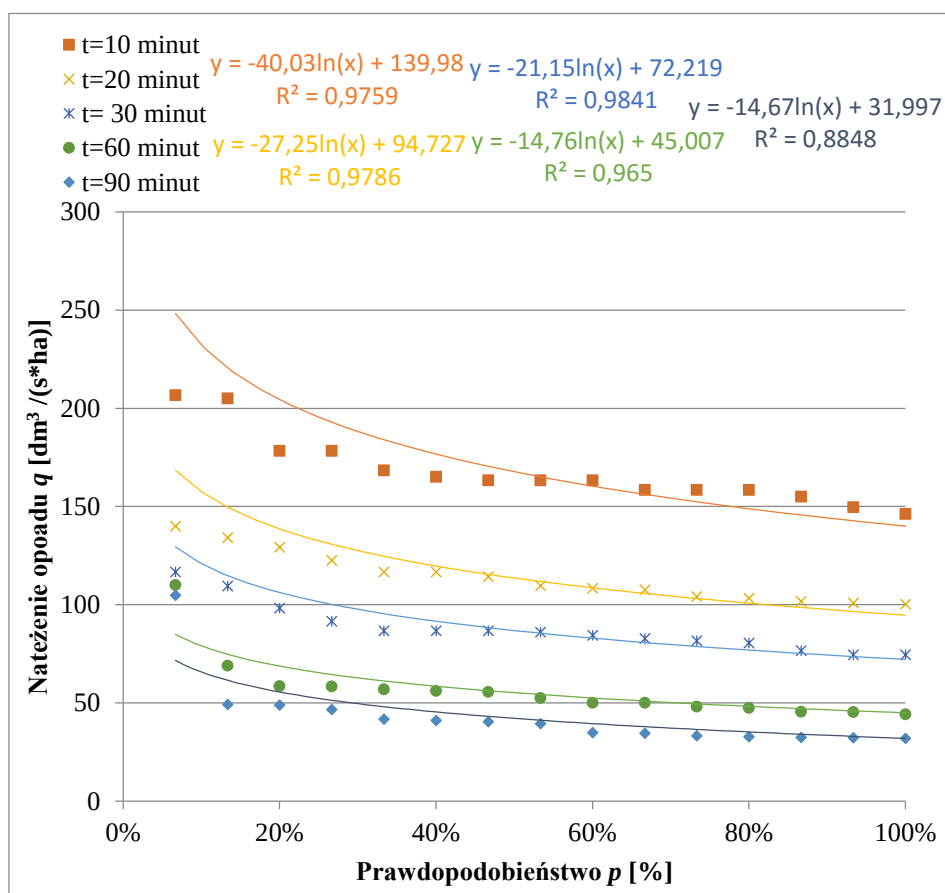
większego od zera do stu procent jest wzięcie pod uwagę wszystkich opadów znaczących (spełniających przyjęte kryterium). Dla przykładu w tabeli 5 zestawiono przyporządkowanie natężeń opadów do prawdopodobieństwa dla liczby przyjętych epizodów opadowych równych liczbie lat obserwacji dla posterunku Wrzeszcz – Reja.

Tabela 5. Prawdopodobieństwo empiryczne dla m=14, posterunek Wrzeszcz-Reja

czas	10		20		30		60		90	
L.p	q	p	q	p	q	p	q	p	q	p
1	206.7	6.7%	140.0	6.7%	116.7	6.7%	110.0	6.7%	104.8	6.7%
2	205.0	13.3%	134.2	13.3%	109.4	13.3%	68.9	13.3%	49.3	13.3%
3	178.3	20.0%	129.2	20.0%	98.3	20.0%	58.5	20.0%	48.9	20.0%
4	178.3	26.7%	122.5	26.7%	91.7	26.7%	58.3	26.7%	46.7	26.7%
5	168.3	33.3%	116.7	33.3%	86.7	33.3%	56.9	33.3%	41.7	33.3%
6	165.0	40.0%	116.7	40.0%	86.7	40.0%	56.1	40.0%	41.1	40.0%
7	163.3	46.7%	114.2	46.7%	86.7	46.7%	55.6	46.7%	40.4	46.7%
8	163.3	53.3%	109.7	53.3%	86.1	53.3%	52.5	53.3%	39.5	53.3%
9	163.3	60.0%	108.3	60.0%	84.4	60.0%	50.0	60.0%	34.8	60.0%
10	158.3	66.7%	107.5	66.7%	82.8	66.7%	50.0	66.7%	34.6	66.7%
11	158.3	73.3%	104.2	73.3%	81.7	73.3%	48.1	73.3%	33.3	73.3%
12	158.3	80.0%	103.3	80.0%	80.6	80.0%	47.5	80.0%	32.8	80.0%
13	155.0	86.7%	101.7	86.7%	76.7	86.7%	45.6	86.7%	32.4	86.7%
14	149.6	93.3%	100.8	93.3%	74.4	93.3%	45.3	93.3%	32.2	93.3%
15	146.2	100.0%	100.3	100.0%	74.4	100.0%	44.2	100.0%	31.9	100.0%

Źródło: Opracowanie własne

Na podstawie tak przyjętego rozkładu prawdopodobieństwa wykreślono wykres (rysunek 5) opisujący zależność pomiędzy natężeniem opadu a prawdopodobieństwem i czasem trwania opadu. Dodatkowo na wykresie wyznaczona została linia trendu określająca zależność funkcyjną postaci logarytmicznej, której celem jest przybliżenie całego ciągu zebranych danych – niezależnie od przyjętej liczby epizodów opadowych do przypisania prawdopodobieństwa większego od zera do stu procent.



Rysunek 4. Zależność natężenia opadu q od prawdopodobieństwa empirycznego p, Wrzeszcz-Reja 2001-2014, m=14

Źródło: Opracowanie własne

Analogiczne tabele i wykresy wykonano dla pozostałych posterunków oraz sposobów przyporządkowania – dyskusja wyników zostanie przeprowadzona w dalszej części opracowania.

W wyniku zastosowania trzech wymienionych metod przyporządkowania prawdopodobieństwa do zaobserwowanych natężeń opadów, uzyskano dla każdego posterunku trzy grupy krzywych, z czego jedna grupa zawiera pięć krzywych, każda krzywa reprezentuje jeden czas trwania opadu. Uzyskano również w tej samej ilości zależności w postaci funkcji. Należy zwrócić uwagę na to, że użyte przybliżenie zależności dyskretniej do funkcji ciągłej nie jest poddawane krytyce w pracy, zakłada się że uzyskana korelacja jest wystarczająca do prowadzenia dalszych badań. Należałoby również dokonać sprawdzenia innych rozkładów prawdopodobieństwa oraz ostatecznie wybrać ten, który będzie najdokładniej oddawał rzeczywistą zmienność zależności $q(p)$.

7. Wyniki badań i dyskusja

Pierwszym celem opracowania było wskazanie konieczności analizowania każdego z zadań projektowych, dotyczących wód deszczowych, indywidualnie, gdyż opady są zjawiskiem zmiennym w czasie i przestrzeni. W pracy zostało to udowodnione, co pokazują tabele 2 i 3. Mimo tak niewielkich odległości pomiędzy posterunkami deszczowymi występują różnice w odnotowanych danych opadowych, widać to zarówno po całkowitej sumie rocznej opadów oraz liczbie epizodów znaczących, które stanowią szczególnie duże zagrożenie dla projektowanych systemów kanalizacyjnych i urządzeń wodnych. W tabeli 3 można zaobserwować, że w niektórych przypadkach jednego miesiąca, na jednym z posterunków wystąpiła duża ilość opadów znaczących,

natomiast na stacji oddalonej o około cztery i pół kilometra nie odnotowano żadnych opadów znaczących, jest to przykład z lutego 2012 roku.

Dla dokładniejszej analizy zmienności opadów w czasie i przestrzeni warto posłużyć się tabelą 6, która prezentuje homogeniczność posterunków deszczowych w Gdańsku. W tabelach zostały porównane dwa lata, ze względu na jednorodność dostępnych danych. Wyróżnione komórki oznaczają epizody znaczące, które zostały uznane za podstawę do określenia podobieństwa opadów na poszczególnych posterunkach. Komórki bez przyciemnienia opisują opady, które pojawiły się w tym samym czasie co opady znaczące na innych posterunkach, jednak charakteryzują się mniejszą intensywnością. Można zaobserwować, że w 2013 roku jednokrotnie pojawiła się sytuacja, gdy opad nie pojawił się na jednym z trzech posterunków, podczas gdy na dwóch posterunkach sąsiednich wystąpił opad intensywny. Przypadek ten pokazuje jak bardzo nieprzewidywalnym zjawiskiem są opady, gdyż posterunek na którym nie odnotowano opadu, zlokalizowany jest pomiędzy dwoma pozostałymi posterunkami, na których czas rozpoczęcia opadów oraz suma wysokości jest zbliżona. Więcej interesujących zdarzeń można było zaobserwować w roku 2014. Opady z dnia 29 lipca 2014 roku pokazują jak zmienia się wysokość opadu wzdłuż linii zainstalowanych deszczomierzy, tego dnia opady nadeszły do miasta od strony zatoki, na posterunku Wrzeszcz-Reja zaobserwowano intensywny opad, na posterunku w Matemblewie opady występowały tego dnia jednak nie o tej godzinie co we Wrzeszczu, natomiast w Kiełpinie Górnym opadu nie odnotowano w ciągu całego dnia. Nietypową sytuację zaobserwowano następnego dnia, gdzie opad pojawił się tylko na jednym posterunku w Matemblewie, trwał niecałe dziesięć minut i charakteryzował się bardzo dużą intensywnością. Istotne jest,

że tego dnia na posterunkach sąsiednich nie zarejestrowano żadnego opadu, pokazuje to jak bardzo lokalnym zjawiskiem mogą być intensywne opady deszczu. Opad z dnia 2 sierpnia 2014 roku na posterunku Kiełpino Górne pokazuje, że również od strony lądu nadchodzą opady o dużej intensywności oraz lokalnym charakterze.

Tabela 6. Homogeniczność posterunków deszczowych w Gdańsku

Data:	t _p	t _k	ΣP	t _p	t _k	ΣP	t _p	t _k	ΣP
ROK 2013									
	Wrzeszcz-Reja			Matemblewo			Kiełpino Górne		
9.05.2013	14:00	16:15	3,9	13:48	16:58	12,3	13:39	16:09	8,5
18.05.2013	17:39	19:09	11,0	17:45	19:10	1,9	17:45	19:15	1,1
20.05.2013	14:51	15:31	8,1	14:57	15:42	6,6	14:54	16:04	6,7
24.05.2013	17:06	23:36	21,0	17:15	23:40	16,2	17:15	00:25	19,3
23.06.2013	16:00	16:30	11,6	15:54	16:19	13,2	15:13	15:53	0,7
25.06.2013	08:24	14:34	23,9	08:27	14:07	25,9	08:29	10:44	7,2
25.06.2013 (2)	16:40	18:40	8,8	16:58	18:13	2,5	17:20	17:30	1,3
02.07.2013	16:35	16:55	4,5	16:28	16:48	8,2	16:23	16:53	4,3
04.07.2013	16:14	18:24	8,7	16:11	18:16	6,1	16:03	17:43	12,4
12.07.2013	03:17	04:07	10,0	03:22	04:32	12,2	03:33	04:23	6,9
29.07.2013	15:53	17:03	2,8	15:31	17:41	0,9	15:22	16:32	14,0
30.07.2013	01:33	03:53	12,2	-	-	-	01:39	03:29	12,2
03-04.08.2013	23:59	02:04	5,8	00:04	02:04	6,8	23:39	01:49	12,7
9.08.2013	23:29	11:24	19,3	23:26	11:16	22,2	23:05	10:55	18,0
12.08.2013	13:50	14:00	1,6	13:44	13:54	2,0	13:37	13:57	2,8
12.09.2013	11:48	18:08	17,1	09:32	18:22	15,1	09:34	18:59	15,5
21.10.2013	03:57	08:37	16,2	04:05	08:25	16,1	03:50	07:50	11,9
21.10.2013 (2)	11:18	12:43	3,2	11:12	12:32	7,4	11:01	12:21	5,5
ROK 2014									
22.03.2014	19:13	22:23	10,8	19:02	22:22	10,6	18:52	22:12	7,8
08.04.2014	13:40	14:10	8,2	13:36	14:06	6,1	13:29	13:59	14,6
08.05.2014	11:13	12:03	7,1	11:53	11:53	0,1	-	-	-
24.05.2014	14:14	14:14	0,1	14:10	16:20	11,5	14:27	15:07	11,6
28.07.2014	11:57	12:27	0,5	11:57	14:32	0,8	11:34	15:54	26,1
29.07.2014	15:59	16:19	3,9	-	-	-	-	-	-
30.07.2014	-	-	-	12:13	12:23	4,9	-	-	-
02.08.2014	-	-	-	-	-	-	15:43	16:33	6,7
05.08.2014	13:44	14:24	15,6	13:35	15:05	7,1	13:49	14:59	15,4

11.08.2014	13:26	14:16	6,1	13:08	13:28	1,4	13:05	13:25	2,8
14.08.2014	03:40	06:50	16,3	05:30	08:20	14,5	04:21	06:41	14,9
31.08.2014	14:21	18:31	19,1	14:11	18:31	19,7	14:07	18:12	8,4
8.09.2014	13:01	13:51	3,5	12:15	13:45	7,2	11:38	13:38	12,3
10.09.2014	12:39	16:09	18,8	13:09	16:19	8,4	12:43	13:18	0,6
22.09.2014	22:38	01:53	9,4	22:35	00:35	10,0	21:59	00:39	5,1

Źródło: Opracowanie własne

Kolejnym celem było zweryfikowanie powszechnie wykorzystywanych metod wyznaczania miarodajnego natężenia opadów na podstawie formuł opadowych. W pracy wykorzystano różne metody przyporządkowania prawdopodobieństwa do zaobserwowanych natężeń deszczu. Ze względu na zawiłość zjawiska opadów i oszacowania rzeczywistego prawdopodobieństwa wystąpienia, niełatwe jest określenie, która z zaproponowanych metod jest najodpowiedniejsza, więc niezbędne jest bardziej szczegółowe prześledzenie wyników oraz zdecydowanie się na ostateczne przyjęcie jednego z zaproponowanych rozwiązań.

Na tym etapie prac możliwe jest porównanie wyników, które udało się uzyskać z istniejącymi i wykorzystywanymi formułami. Takie zestawienie pokazuje tabela 7.

Tabela 7. Porównanie wartości miarodajnego natężenia opadów wyznaczonych z powszechnie stosowanych formuł z wartościami miarodajnego natężenia opadów uzyskanymi ze sporządzonych zależności $q(p)$ i różnych sposobów przyporządkowania, $t_m = 20$ min, $p = 50\%$

Formuła/posterunek deszczowy	q	Sposób przyporządkowania p->q		
	[dm ³ /(s ha)]	I	II	III
Reinhold	100	-	-	-
Błaszczuk	78	-	-	-
IMGW	102	-	-	-
Lambor	84	-	-	-
Chomicz	148	-	-	-

Wrzeszcz-Reja	-	114	86	43
Matemblewo	-	128	85	41
Kiełpino Górne	-	104	53	38

Źródło: Opracowanie własne

q - miarodajne natężenie opadu [$\text{dm}^3/(\text{s ha})$],

I - przyporządkowanie prawdopodobieństwa przy $p \in (0,100)$ dla liczby największych opadów równej liczbie lat obserwacji,

II - przyporządkowanie prawdopodobieństwa przy $p \in (0,100)$ dla możliwie najmniejszej liczby opadów zawierającej przynajmniej jeden opad z każdego roku,

III - przyporządkowanie prawdopodobieństwa przy $p \in (0,100)$ dla wszystkich epizodów opadowych znaczących, czyli spełniających przyjęte kryterium.

W pierwszej kolejności należy zwrócić uwagę na to, że interpretacja wyników zależy od sposobu przyporządkowania prawdopodobieństwa do wartości natężeń opadów. Mimo to widać, że dla pierwszego sposobu przyporządkowania wartości natężenia opadów są wyższe od wartości wyznaczonych na podstawie prawie wszystkich formuł opadowych. Wyjątek stanowi formuła Chomicza. Można wnioskować, że ta formuła jest nieodpowiednia dla Gdańska, gdyż wyniki są zawyżone względem rzeczywiście występujących opadów. Dla drugiego sposobu określenia prawdopodobieństwa wartości natężenia opadów są bliskie tym, które zostały wyliczone z istniejących formuł. Dla trzeciego sposobu przyporządkowania otrzymane wyniki są niższe od powszechnie stosowanych. Uzyskane wyniki wymagają dokładniejszej analizy statystycznej i podejścia krytycznego do każdej z metod przyporządkowania, w celu wyznaczenia metody najodpowiedniejszej.

8. Wnioski

1. Opady charakteryzują się dużą zmiennością w czasie, zarówno w obrębie jednego epizodu jak i dłuższych okresów czasowych, takich jak doba, tydzień, miesiąc, rok, wielolecie.
2. Opady charakteryzują się dużą zmiennością w przestrzeni, na najwyższym usytuowanym deszczomierzu obserwowano największe wartości sum rocznych opadów.
3. Wartości miarodajnego natężenia opadów wyznaczone z powszechnie stosowanych formuł są zaniżone dla Gdańska, konieczne jest ukończenie prac nad zebraniem materiałem pomiarowym i wyznaczenie ostatecznej lokalnej formuły opadowej.
4. Konieczne jest rozpatrywanie każdego zadania projektowego związanego z opadami deszczów w sposób indywidualny – szablonowe rozwiązania mogą prowadzić do znacząco odbiegających od rzeczywistości wyników.
5. Konieczna jest ciągła obserwacja opadów deszczów oraz archiwizacja zebranych danych opadowych. Gęstsza sieć urządzeń pomiarowych umożliwi dokładniejszą analizę i atrakcyjniejsze wnioski.
6. Przydatne byłoby określenie jednej metodyki analizy danych i wyznaczania formuł opadowych.
7. Dłuższe ciągi obserwacyjne pozwalają na pewniejsze odwzorowanie charakterystyki opadów w określonych lokalizacjach.

Literatura:

1. www.pomiary.gdmel.pl [dostęp: 12.04.2016]
2. Lambor J.: *Hydrologia inżynierska*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1971.

3. Bielecka K., Weinerowska-Bords K.: *Zmienność przestrzenna i czasowa opadów deszczu na wybranym obszarze miasta Gdańsk*. Praca dyplomowa Politechnika Gdańska, Gdańsk 2012.
4. Kotowski A., Kaźmierczak B., Dancewicz A.: *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*. Polska Akademia Nauk Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa 2010.

mgr inż. Wiesław Kędzia¹⁾
Politechnika Częstochowska,
Wydział Infrastruktury i Środowiska
Instytut Inżynierii Środowiska
ul. Brzeźnicka 60a, 42-200 Częstochowa
¹⁾wieked@o2.pl

Oprogramowanie komputerowe jako element wspierający proces ograniczania strat wody

*The software as the element supporting process of reducing losses
of water*

Słowa klucze: *oprogramowanie, straty wody, awarie wodociągowe, model hydrauliczny*

Keywords: *software, losses of water, water pipe failure, hydraulic model.*

Streszczenie: Oprogramowanie komputerowe staje się coraz bardziej znaczącym elementem w procesie wykrywania i ograniczania strat wody. Jednym z warunków sprawnej i wydajnej obsługi systemów wodociągowo-kanalizacyjnych jest ciągła obserwacja parametrów technologicznych zarówno dostarczanej wody, jak i ścieków oraz pracy wszystkich obiektów systemu wodno-kanalizacyjnego. Tutaj niezastąpione stają się systemy komputerowe w modelowaniu sieci, które współpracując z urządzeniami monitoringu zdają coraz lepiej egzamin w wykrywaniu wycieków czy zapobieganiu takim zagrożeniom. Model hydrauliczny jest cyfrowym odwzorowaniem sieci i pozwala na obserwację zjawisk w niej zachodzących oraz wpływu różnych czynników na pracę sieci. W niniejszym artykule dokonano charakterystyki wybranych systemów do modelowania, wspierającego proces eksploatacji, zarządzania i wykrywania nieszczelności systemu wodociągowego i przedstawiono możliwości ich zastosowania.

1. Wprowadzenie

Nowoczesne systemy informatyczne coraz częściej obejmują obszary funkcjonowania przedsiębiorstw wodno-kanalizacyjnych. Ich celem jest zautomatyzowanie większości czynności, które należy

wykonać, aby ułatwić, zoptymalizować, przyspieszyć oraz poprawić pracę osób z niego korzystających.

Chcąc podjąć decyzję o wyborze oprogramowania należy wcześniej zebrać wszystkie rozpatrywane kryteria wyboru oraz warunki jego użytkowania. Do takich można zaliczyć przykładowo te, które dotyczą sposobu wprowadzania, konfigurowania współrzędnych i rzędnych węzłów sieci. Zwykle wprowadza się je korzystając z mapy. Współrzędne i rzędne węzłów mogą być automatycznie generowane na podstawie mapy numerycznej lub wprowadzane ręcznie, z wykorzystaniem mapy rastrowej stanowiącej tło modelu (program automatycznie oblicza wartości współrzędnych na osi X oraz osi Y, oraz odległości między węzłami). Współrzędne mogą być także wprowadzane ręcznie poprzez wpisanie dla każdego węzła wartości współrzędnych osi X i Y. Z.

Informacje o programie powinny także dotyczyć:

- **możliwości wprowadzania i zmian w czasie rozbiorów**, adekwatnych do prognozowanego zapotrzebowania wody;
- **rodzaju elementów - komponentów układu, które można odwzorować w modelu**, w programach obok wspomnianych wcześniej węzłów można odwzorować: przewody, różnorodnego kształtu zbiorniki, pompy, różne rodzaje armatury odcinającej, zabezpieczającej, regulacyjnej, zwykle są to zasuwy i zawory, hydranty, można także odwzorować wybrane urządzenia ujmujące wodę (studnie pionowe), filtry pospieszne;
- **metod i algorytmów** stosowanych w danym programie do rozwiązywania obliczeń hydraulicznych. W algorytmach rozwiązywania zadania określa się zasady kontrolujące jakość wprowadzanych danych wejściowych, zatrzymania procesu obliczeń

w przypadku braku zbieżności stosowanej metody oraz liczby prowadzonych iteracji.

- **doświadczenia oferenta oprogramowania** pozyskane w wyniku opracowania i wdrożenia modeli w Polsce lub na świecie. Wielu producentów oprogramowania opisuje na swoich witrynach internetowych referencje ciekawszych wdrożeń, charakterystyczne cechy oprogramowania i sposoby wykorzystania wyników obliczeń modelu w praktyce inżynierskiej.
- **wsparcia technicznego** proponowanego przez producenta - organizacji i dostępu do serwisu zakresu i sposobu realizacji prac związanych z wdrożeniem, udziału we wdrożeniu pracowników, zakresu szkoleń użytkowników, organizację kursów metodą e-learning, organizacji konferencji i spotkań, wsparcia telefonicznego (niektórzy producenci gwarantują wsparcie telefoniczne nawet 24h na dobę) i itp.

2. Cel modelowania sieci wodociągowych

Na rynku istnieją różne programy do budowy modeli hydraulicznych oraz do symulacji pracy wodociągu. Różnią się ilością wykonywanych operacji, rozwiązaniami, funkcją modułów, archiwizacją danych, praca z innymi stosowanymi programami, algorytmem oraz zestawieniem wyników. Posiadają jednak dużo wspólnych cech takich jak:

- budowa modeli graficznych pozwalająca na edytowanie oraz usuwanie elementów sieci wodociągowej,
- możliwość pokazywania obrazu rastrowego w sieci,
- możliwość wizualizacji danych pracy sieci czyli na przykład przepływów wody w sieci i prędkości,

- możliwość obliczania danych eksploatacji pomp,
- możliwość symulacji pracy wodociągu w dowolnie wybranym momencie,
- możliwość monitorowania dodawanych substancji na przykład chloru podczas jego przepływu przez sieć,
- możliwość sprawdzenia wieku wody w dowolnie wybranym odcinku sieci wodociągowej,
- możliwość budowania wodociągów z zasilaniem z różnych źródeł oraz retencjonowania wody,
- możliwość tworzenia raportów. [1]

Możliwość symulowania przepływu wody przez sieć wodociągową może w znacznej mierze ułatwić obsługę oraz kierowanie działań mających na celu dostarczenie wody, a także ich rozliczenie. Można prowadzić obliczenia zarówno dla sieci, które są eksploatowane, jak i dla tych, które są dopiero projektowane. Modelowanie hydrauliczne jest na tyle dynamiczne, że pozwala na osiągnięcie bardzo dokładnych wyników, w porównaniu do standardowych metod obliczeniowych. Cechy modelowania hydraulicznego dają dużą efektywność w modelowaniu jakości wody, a dostępne programy na rynku takie jak : Epanet , InfoWater, ,InfoWorks WS, Stanet, Mike Urban, Water Cad, Woda, STC czy Wodociągowiec (GAMRAT) są zbudowane na najnowszych algorytmach dotyczących analiz hydraulicznych, mogących dokonywać analiz sieci o różnych stopniach trudności, monitorować straty ciśnień na łukach oraz zwężeniach, modelować stałą bądź zmienną pracy pompy, dokonywać obliczeń kosztów energii wykorzystywanej przez pompy, pozwalają modelować różne rodzaje zaworów, dowolne wielkości zbiorników retencyjnych czy różne kategorie rozbiórów wody. Dzięki dynamicznym

modelom hydraulicznym można ocenić stan pracy wodociągu, sprawdzić jakość wody płynącej przez sieć oraz wywnioskować, co zrobić aby jakość wody była jeszcze lepsza. Możliwa jest również analiza pracy wodociągu, dążąca do zmniejszenia kosztów jego eksploatacji czy lokalizacji wycieków.

Modele upraszczają dokonanie oceny wydajności wodociągu o różnej porze, na przykład w momentach wzmożonego rozbioru wody. Dzięki tym wszystkim analizom w wykorzystaniem technik komputerowych możliwe jest uzyskanie większej ilości rozwiązań, które wyselekcjonowane będą spełniać kryteria ekonomiczne, techniczne, a przede wszystkim niezawodnościowe. [1]

Aby wykonać model sieci wodociągowej należy zgromadzić następujące informacje:

- wielkość rozborów wody, charakterystykę nierównomierności rozborów,
- charakterystykę parametrów zasilania w odę (informacje dotyczące pomp, zmiany ciśnienia wody w punktach zasilania),
- parametry zbiorników retencyjnych,
- parametrów sieci (średnic, długości przewodów, układu przewodów, współczynników chropowatości, współrzędnych położenia punktów) [2].

3. Charakterystyka wybranych aplikacji wykorzystywanych do projektowania i modelowania sieci wodociągowych

3.1. Epanet

Jednym z programów, które daje możliwość modelowania hydraulicznego sieci wodociągowych jest program stworzony przez Amerykańską Agencję Ochrony Środowiska Epanet. Daje on możliwość

tworzenia rozszerzonych symulacji hydraulicznych oraz symulację zachowań wody w sieciach ciśnieniowych, monitorowania przepływu wody w przewodach wodociągowych, zmianę ciśnienia w wybranych węzłach, monitorowania przepływu ilości wody w zbiornikach wodociągowych oraz stężenia związków chemicznych. Umożliwia ocenę wieku wody oraz monitorowanie jej odbioru w wybranych punktach. Rozwiązania, które pomagają osiągnąć ten program dają możliwość dowolnych zmian wykorzystywanych źródeł, które zasilają wodociąg w systemie wieloźródłowym oraz pomagają ocenić stan przewodów, zaplanować ich czyszczenie lub modernizację, są pomocne w planowaniu pracy pomp, opróżnianiu i napełnianiu zbiorników wodociągowych.

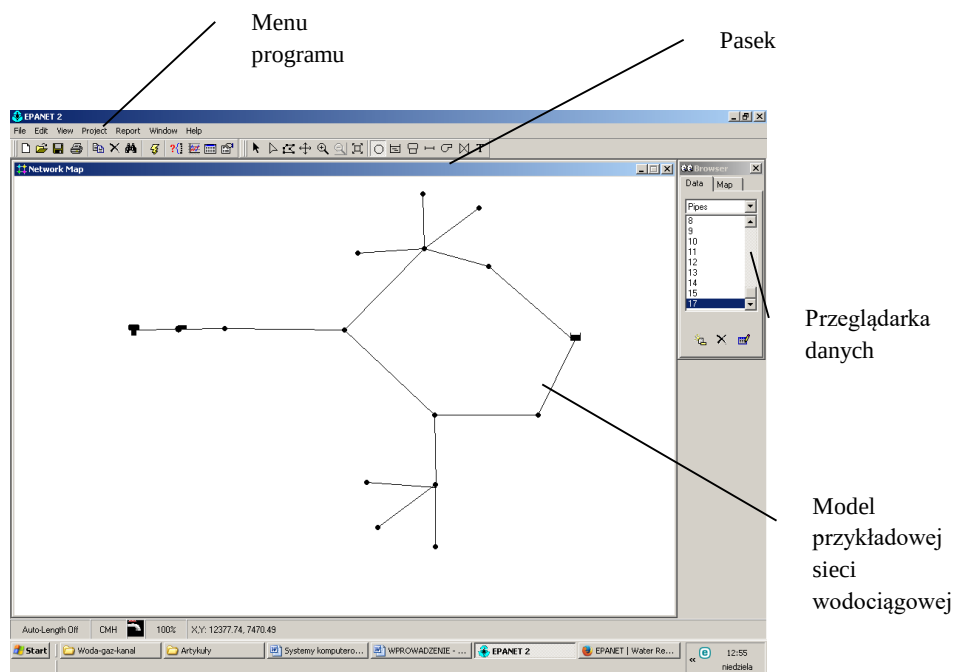
Dane prezentowane przez program Epanet są w formie kolorowych map, tabel, warstw i wykresów .[2]

Oprócz modelowania hydraulicznego EPANET dostarcza następujących możliwości modelowania jakości wody:

- modelowanie w czasie ruchu i zmian materiałów aktywnych chemicznie (*reactive material*) w sieci podczas wzrostu ich stężenia (na przykład uboczne produkty dezynfekcji (*disinfection by-product*)) lub spadku (np. resztki chloru (*chlorine residual*)),
- modelowania wieku wody w całej sieci,
- śledzenie procentowego rozplywu cieczy z danego węzła do wszystkich pozostałych węzłów,
- modelowania reakcji zarówno w przepływie konwekcyjnym (*bulk flow*) jak i przy ściankach rury (*pipe wall*),
- liczenie ograniczeń przenikania masy podczas modelowania reakcji przyściennych rur,
- umożliwienie rozwoju reakcji (jej wzrostu i zanikania) do zadanych

stężeń granicznych,

- stosowanie globalnych współczynników natężenia reakcji (*reaction rate coeff*),
- uzależnienie współczynnika natężenia reakcji przyściennej od chropowatości rury,
- zmienianie w czasie stężenia (*concentration*) albo masy (*mass*) dostarczonej w dowolnym miejscu w sieci [2].



Rysunek 1. Interfejs programu Epanet 2.0

Źródło: Opracowanie własne

Środowisko programu Epanet przedstawiono na rysunku 1. Złożone jest z następujących części interfejsu użytkownika: Menu programu (składające się z Menu Pliku, Edycji, Widoku, projektu, Raportu Okna oraz Pomocy), pasków Narzędzia (złożonych ze Standardowego Paska narzędzi oraz Paska narzędzi mapy), paska Statusu (podzielonego na następujące informacje: długość matematyczną, jednostki przepływu, stan

uruchomienia, skalę powiększania oraz położenie X,Y), okna Mapy sieci oraz Przeglądarka danych. Sieć składa się z rur (*pipes*), węzłów (*modes*), złącz rur (*pipe junctions*), pomp (*pumps*), zaworów (*velves*) i zbiorników retencyjnych (*storage tanks*) (otwartych lub zamkniętych) lub rezerwuarów (*reservoirs*). Podczas okresu symulacji, składającego się z wielu kroków czasowych program EPANET umożliwia śledzenie przepływu wody w rurach, zmian ciśnienia w poszczególnych węzłach, zmian poziomu wody we wszystkich zbiornikach oraz stężenia związków chemicznych w całej sieci.

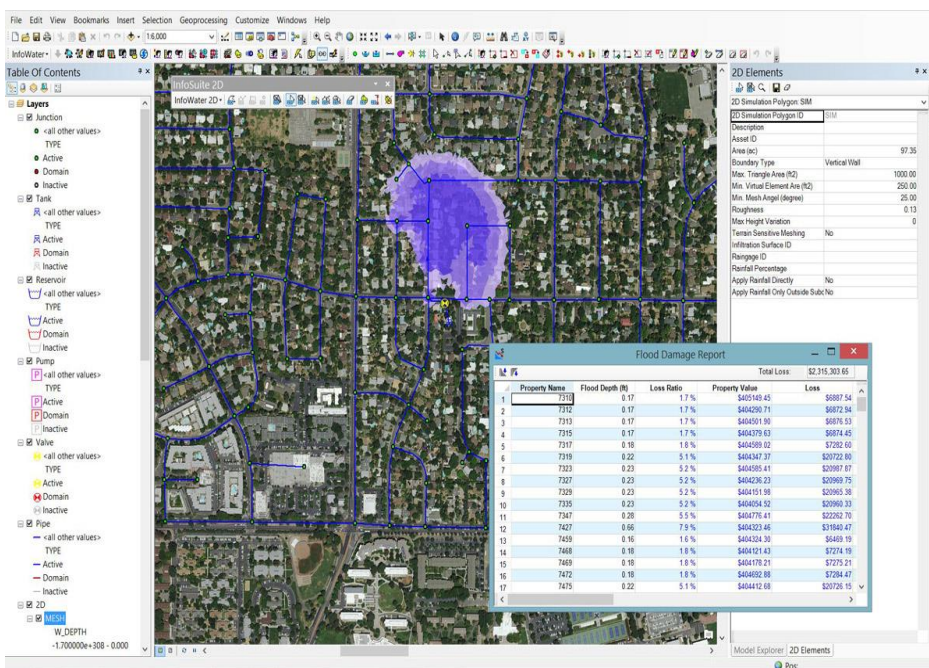
3.2. InfoWater

InfoWater jest w pełni zintegrowaną aplikacją GIS do modelowania zarządzania dystrybucją wody. Zbudowana jest na bazie ArcGIS™ przy użyciu technologii Microsoft .NET i komponentów ESRI ArcObjects. Integruje zaawansowane modelowanie sieci wodnej i funkcjonalność optymalizacji z najnowszej generacji ArcGIS. InfoWater udostępnia liczne analizy GIS do zarządzania infrastrukturą techniczną jak i planowania przestrzennego.

Znane są odmiany InfoWater Multi-Species_eXtension(MSX) i InfoWater 2D. InfoWater MSX daje rozbudowane możliwości modelowania wielu zanieczyszczeń oddziałujących na wodę a także odkładanie się osadu w systemach dystrybucji wody pitnej. InfoWater 2D jest rozwiązaniem do zarządzania siecią oraz dokładnego dwuwymiarowego (2D) modelowania wycieku wody (symulowanie wycieku na przykład podczas awarii rurociągu rys. 2). To znacznie rozszerza podstawowe funkcje InfoWater o nową moc przewidywania zakresu, czasu trwania, objętości wycieku wody z katastrofalnymi jej

skutkami. Daje nam obraz efektywnego zarządzania zadaniami na czas tego typu katastrofy oraz czas do działania. Liczne analizy w tym symulacja hydrauliczna pomagają w udzieleniu odpowiedzi na następujące pytania:

- Jak izolować uszkodzony wodociąg?
- Jak duży jest wpływ wody ?
- Jaka jest całkowita utrata objętości wody w czasie?
- Jaki jest zasięg powodzi?
- Jaki może być maksymalny rozmiar powodzi ?
- Jaka jest ocena uszkodzeń?



Rysunek 2. Okno interfejsu InfoWater. Symulacja wypływu wody

Źródło: <http://www.water-simulation.com/wsp/infoworks-ws-water-supply/>

Zestaw narzędzi InfoWater oraz metody wizualizacji są dostosowane do pracy w środowisku oprogramowania firmy ESRI. To

jeszcze bardziej rozszerza możliwości wykonywania złożonych analiz przepływu czy też obliczeń parametrów jakości tego programu.

3.4. InfoWorks WS

InfoWorks WS jest częścią pakietu InfoWorks, w skład którego wchodzi cztery narzędzia (programy): CS (służący do zarządzania systemami kanalizacyjnymi, prognozowaniem zanieczyszczeń i modelowaniem jakości wody), SD (przeznaczony do zarządzania kanałami burzowymi), WS (umożliwiający kontrolowanie systemów dystrybucji i zaopatrzenia w wodę) oraz RS (przeznaczony do modelowania zjawisk przepływu wody w rzekach, kanałach i na obszarach zalewowych).

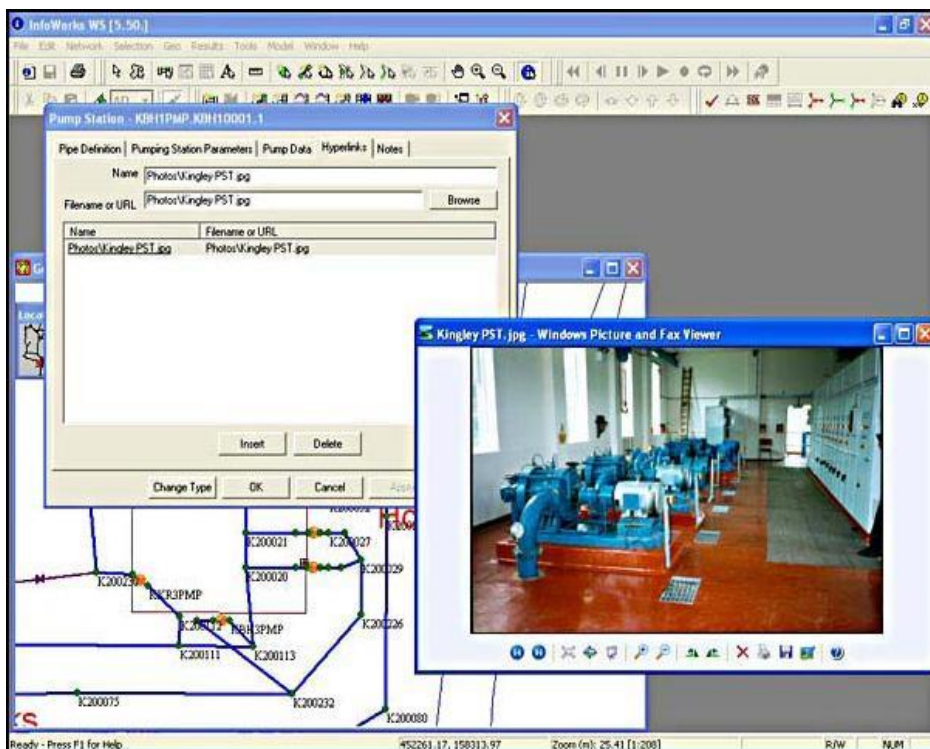
InfoWorks WS stanowi kompleksowe rozwiązanie do zarządzania siecią dystrybucji wody. Stanowi narzędzie analizy przestrzennej, które integruje elastyczne modelowanie sieci wodociągowej z wymogami zarządzania aktywami przedsiębiorstwa.

Oprogramowanie zawiera jednocześnie powiązanie danych bazowych w środowisku geograficznym i zmiennych czasowych. W InfoWorks w szybki sposób dane te mogą być importowane, zaktualizowane i wyeksportowane. To bardzo upraszcza i usprawnia proces modelowania sieci oraz umożliwia korzystanie z danych przez systemy innych producentów, które mogą być używane do audytu sieci, efektywnego planowania i diagnozowania sieci wodociągowej.

InfoWorks WS wykorzystuje ulepszoną wersję „silnika” WesNet, znanego ze swojej szybkości i zdolności do radzenia sobie z "trudnymi" sieciami. „Silnik” jest unikalny w wielu dziedzinach, a konkretnie oferuje kompleksowe modelowanie zachowań zaworu i pompy zamiast

uproszczonego planu warunków hydraulicznych oferowanych przez większość innych pakietów. Ta zaawansowana funkcja umożliwia rzeczywiste działanie i zachowanie pompy czy zaworu. Zawór jest modelowany do warunków rzeczywistych a nie tylko reprezentowany.

Widok okna tego programu przedstawia rys. 3



Rysunek 3. Wygląd interfejsu InfoWorks WS z oknem dialogowym stacji pomp

Źródło: <http://www.water-simulation.com/wsp/infoworks-ws-water-supply/>

Przykłady zastosowań aplikacji InfoWorks WS to:

- ocena podaży na poziomie indywidualnego klienta,
- badania niedoborów dostaw,
- zarządzanie popytem,
- projektowanie i wdrażanie planów zarządzania ryzykiem podczas,

wystąpienia suszy,

- planowanie programów inwestycyjnych i kapitałowych,
- analiza scenariuszy planowania i przepływu wody,
- symulacja przypadków zanieczyszczenia,
- jakość wody i chlorowanie (ocena),
- analiza sedimentacji i płukania sieci,
- optymalizacja systemów pompowych i inne.

3.4. STANET

STANET jest zintegrowanym programem analizy w trybie dynamicznym i statycznym systemów sieci dystrybucyjnej różne media (woda, ścieki). Dane o sieci są najczęściej pobierane z zewnętrznych systemów (GIS) za pomocą specjalnych interfejsów (ODBC, Shape, tekst). Program STANET oferuje również narzędzia pomocnicze do sprawdzania i automatycznej korekty błędów podczas manualnego wprowadzania lub błędów w modelach.

Sieci mogą być również automatycznie wczytywane z cyfrowych programów rysunkowych (na przykład.: DXF). Ewentualnie brakujące elementy mogą być dodane manualnie. Oprócz tego jako podkładu/tła można wykorzystać pliki rastrowe lub wektorowe w postaci mapy.

Za pomocą programu STANET można wykonać symulacje obliczeń dla następujących mediów:

- sieci gazowe,
- sieci wodociągowe lub innego płynnego medium,
- sieci ciepłownicze oraz parowe,
- sieci elektryczne,
- sieci kanalizacyjne (ścieki).

Analiza oraz obliczenia sieci wodociągowych obejmują między innymi :

- symulację w zmiennej czasowej
- optymalizację średnicy
- dowolne ustawienie danych hydraulicznych
- automatyczne sprawdzanie topologii
- automatyczne tworzenie podsieci
- obliczanie wartości dodatkowych na przykład.: promieniowanie cieplne w głąb ziemi
- śledzenie jakości

Elastyczność projektowania podczas edycji tworzą funkcje:

- do wybiórczego wyświetlenia wyników: sortowanie, grupowanie, filtrowanie,
- przedstawienie tła w postaci plików rastrowych (na przykład.: TIFF, BMP itp.) lub wektorowych (format AutoCad-DXF),
- przypisywanie atrybutów (na przykład kolorów) według dowolnie wybranego parametru,
- szeroko rozumiane możliwości zmiany konfiguracji,
- indywidualne definiowanie elementów graficznych,
- możliwość zapisania i szybkiego wczytania najczęściej używanych ustawień lub widoków (wycinków) sieci,
- przedstawienie wyników w postaci wykresów (na przykład.: wykresy przekroju wzdłużnego, przebiegów czasowych,
- wyświetlenie danych technicznych w oknie sieci, przy elemencie lub w formie listy,
- wycinanie oraz sklejanie podsieci (Copy&Paste).

Przykład zaprojektowanej sieci wodociągowej w programie STANET przedstawia rys. 4



Rysunek 4. Przykład sieci wodociągowej w programie STANET

Źródło: <http://www.water-simulation.com/wsp/stanet-network-analysis/>

STANET może być stosowany również jako system informacyjny sieci, ponieważ wykorzystuje standardowe pliki bazy danych dBASE-III, które mogą być wykorzystane przez użytkownika. Ponieważ grafika i bazy danych są zapisywane za przy użyciu tych samych plików, wymiana danych z innymi aplikacjami jest prosta.

3.5. MIKE URBAN

MIKE URBAN jest systemem miejskiego modelowania wody. Oprogramowanie cechuje stabilność, otwartość na inne oprogramowanie GIS, elastyczność i integracja GIS. MIKE URBAN może objąć wszystkie sieci wodociągowe w mieście, w tym systemy dystrybucji wody, wód burzowych systemy odprowadzania i gromadzenia ścieków,

połączone systemy na przykład wód opadowych i ścieków.

System obejmuje podsystemy: wody pitnej, ścieków i wód opadowych oraz Model Manager. Podsystem wody pitnej zawiera takie moduły jak:

- ciśnienia i optymalizacji,
- wycieku, analizy i redukcji,
- analiza przepływu,
- analiza jakości wody ryzyka,

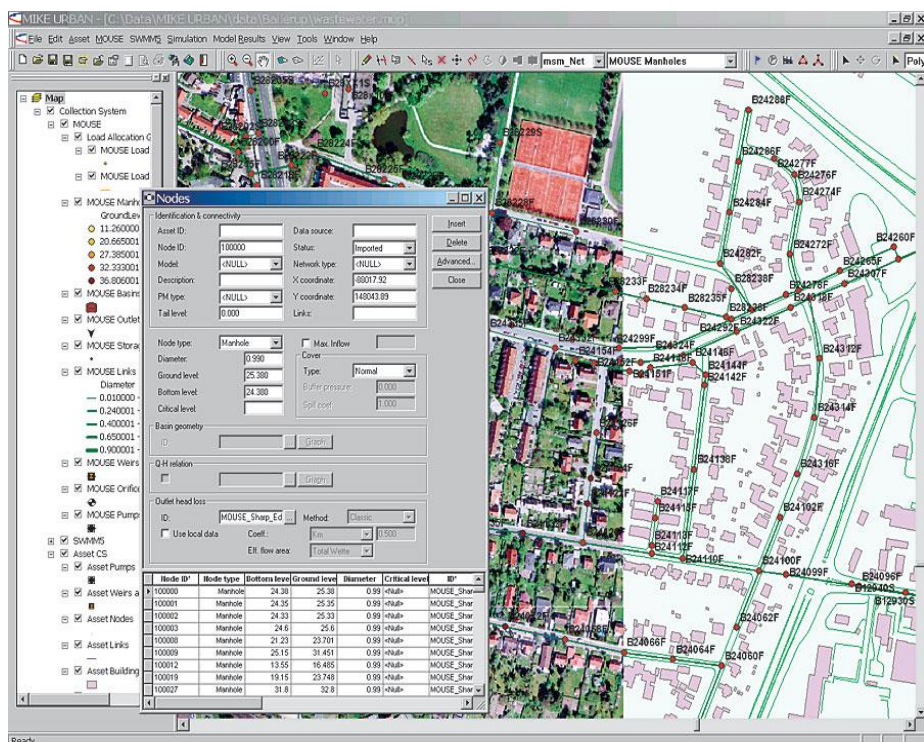
Podsystem ścieków i wód opadowych składa się z modułów:

- modułu planowania,
- zarządzanie i konserwacji,
- zarządzani w czasie burzy w zależności od opadów oraz napływu wód burzowych,
- planu reagowania w nagłych przypadkach powódź,
- ocena największej wody burzowej,
- praktyki zarządzania niski napływu,
- projektowanie i optymalizacja czasie rzeczywistym,
- analiza formacji gazu.

Model Manager zapewnia możliwość:

- zarządzania danymi w czasie burzy, systemami zbierania wody, ścieków systemami gromadzenia i dystrybucji wody,
- funkcji zarządzania danymi GIS, kompleksowego przetwarzanie danych oraz narzędzi manipulacji, jak również potężne możliwości wizualizacji danych dla wszystkich danych badanych podmiotów,
- interpretacji wyników i prezentacji scenariusza wyniku,
- sprawdzania poprawności danych, oraz przypisania narzędzi interpolacji,
- narzędzi nakreślenia zlewni,

- narzędzi uproszczenie sieci,
- geokodowania obciążenia sieci,
- wyników modelu prezentacji poprzez statyczne profile, mapy, tabele i statystyki.



Rysunek 5. Przykład sieci w programie MikeUrban [5]

Źródło: <https://www.mikepoweredbydhi.com>

MikeUrban jest tylko jednym z produktów szerokiej gamy programów MIKE Powered by DHI, które pozwalają przeanalizować wszelkiego rodzaju wyzwania w środowisku wodnym od zasobów morza poprzez wodne zasoby miasta, zasoby rzeczne, wody gruntowe, planowanie i wspomaganie decyzji tymi zasobami co przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Gama produktów MIKE Powered by DHI

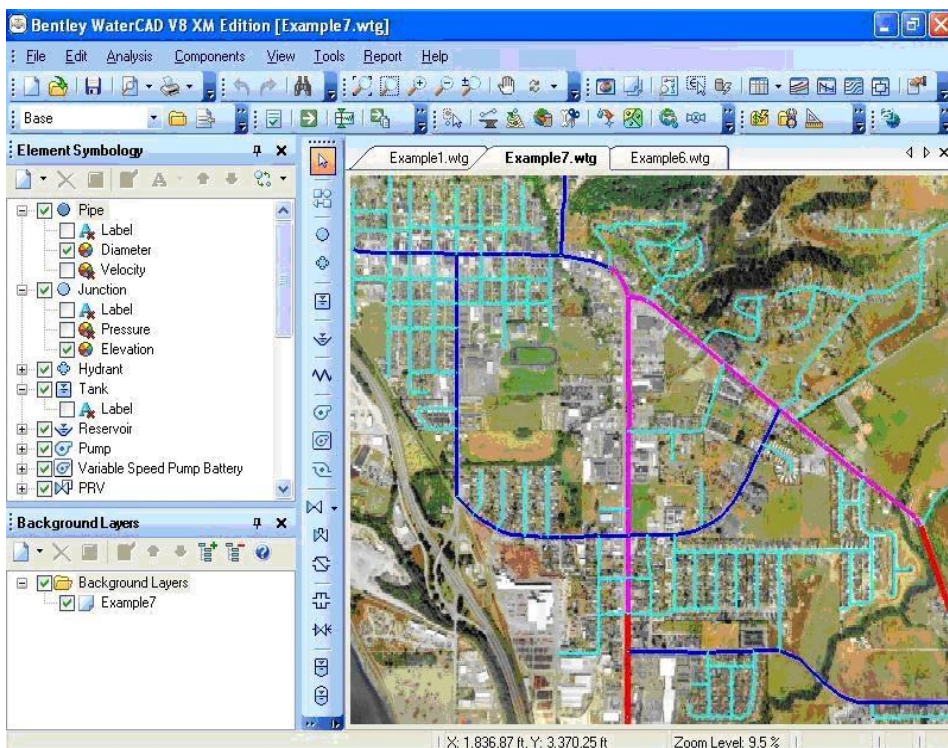
Produkty MIKE Powered by DHI		
WYBRZEŻE MORZA	ZASOBY WODNE	ZARZĄDZANIE DANYMI, WSPOMAGANIE DECYZJI, PROGNOZOWANIE OPERACYJNE
MIKE 21 MIKE3 LITPACK ABM Lab MIKE C-CAMP MIKE FLOOD	MIKE SHE MIKE FLOOD MIKE HYDRO rzeki MIKE HYDRO basen MIKE21C	MIKE INFO MIKE Planowanie MIKE Operacje MIKE Animator Plus ECO Lab DIMS.CORE
WYBRZEŻE MIASTA	WÓD GRUNTOWYCH I POWIERZCHNIOWYCH	-
MIKE URBAN WEST - MIKE FLOOD	FEFLOW	-

Źródło: Opracowanie własne

3.6. WaterCAD

Program WaterCAD umożliwia przeprowadzenie dwóch rodzajów analiz hydraulicznych. Pierwsza z nich w warunkach ustalonych (Steady State) odzwierciedla zjawiska zachodzące na sieci w wybranym momencie, tzn. parametry w danym czasie nie ulegają zmianom. Drugi typ analiz opiera się na analizie sieci w warunkach dynamicznych (EPS - Extended Period Simulation) . Analiza ta pozwala na obserwację zjawisk, które są warunkowane przez zmieniające się parametry w czasie pracy sieci, uwzględniając w obliczeniach wcześniej zdefiniowane godzinowe

rozbiory wody. Procedurę wyboru odpowiedniej analizy przedstawiono na rysunku 6.

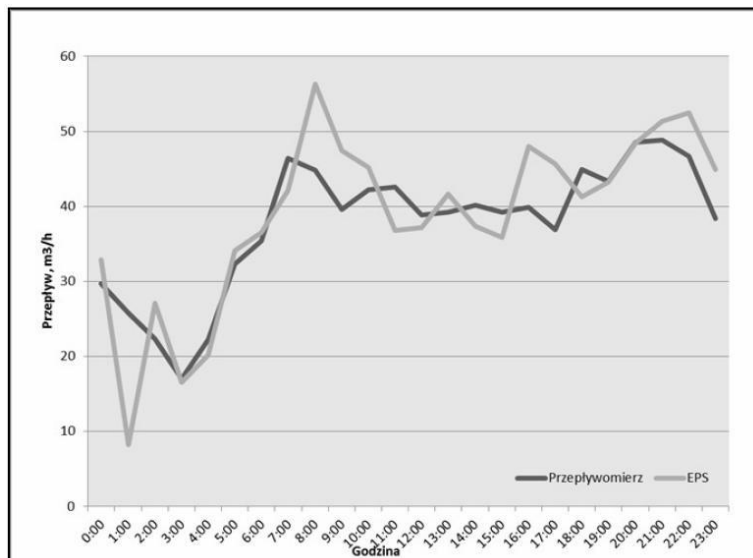


Rysunek 6. Typy analiz hydraulicznych programu WaterCAD

Źródło: Opracowanie własne

Pod względem mnogości informacji, które dostarczają nam dwa ww. typy analiz, EPS jest znacznie przydatniejsza do oceny zjawisk zachodzących na sieci. Podstawowym celem poddania danych analizie w warunkach dynamicznych jest otrzymanie wykresu dobowego przepływu wody na wejściu do strefy (rys. 7). Działanie to umożliwia skonfrontowanie wielkości otrzymanych w programie z przepływami zarejestrowanymi przez przepływomierz strefowy. Na wykresie obrazującym osiągnięte wielkości przepływów w rozkładzie dobowym

można zauważyć znaczne podobieństwo przebiegu krzywych w obydwu przypadkach.



Rysunek 7. Rozkład przepływów godzinowych w WaterCad

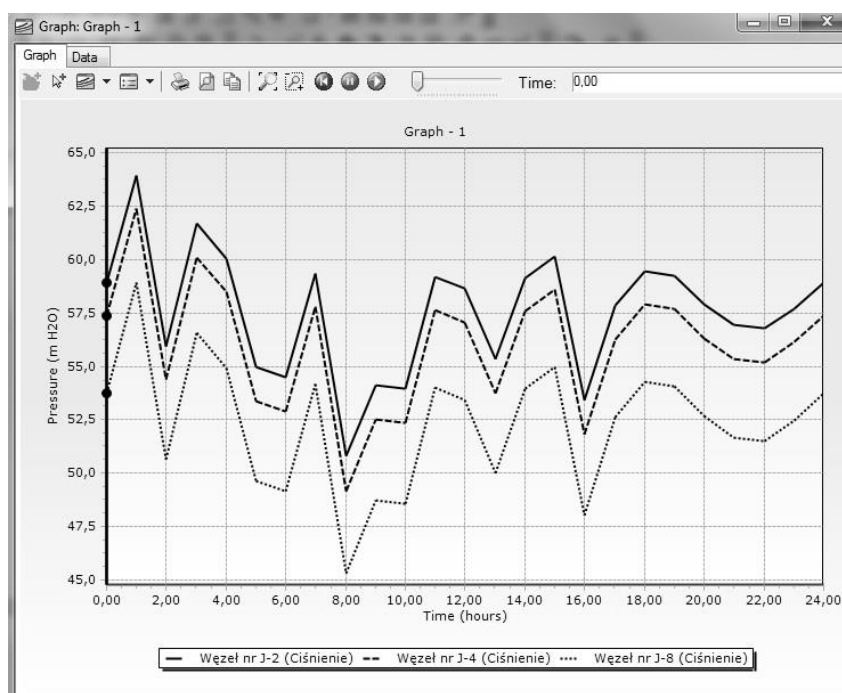
Źródło: Burszta-Adamiak E., Synowiecka J., Przerwa A.,: *Zastosowanie programu WaterCAD do modelowania i symulacji sieci wodociągowej*, Inżynieria i Ochrona Środowiska 2013, t. 16, nr 4, s. 537-549

Oprócz rozkładu przepływów w poszczególnych godzinach doby, analiza EPS pozwala także na porównanie wartości ciśnień występujących w strefie (w rzeczywistości) z wartościami modelowymi.

Na rysunku 8 przedstawiono wykres ciśnienia w poszczególnych godzinach doby dla trzech wybranych węzłów wodociągowych tworzących kolejne odcinki. Są one zawarte w zakresach maksymalnych ciśnień panujących na sieci. Otrzymywanie wyższych wartości ciśnień podczas modelowania hydraulicznego jest najprawdopodobniej spowodowane niedostateczną kalibracją modelu oraz jego generalizacją. Przy tak niewielkich możliwościach kalibracji modelu ważne jest, że ogólny schemat systemu wodociągowego został zachowany, a wartości zużycia wody odpowiadają wielkościom rzeczywistym. Program

WaterCAD umożliwia także rozpatrywanie zjawisk na sieci w warunkach prawdopodobnych (scenariusze). Scenariusze pozwalają na wprowadzanie zmian do bazowego modelu bez ingerencji w jego strukturę. Dzięki scenariuszom istnieje możliwość sprawdzenia zmian w modelu, jakie nastąpią po uwzględnieniu na przykład dodatkowych odbiorców, wyłączeniu z eksploatacji fragmentu sieci itp.

Program WaterCAD pozwala na przygotowanie kilku scenariuszy, uruchomienie ich na bazowym modelu i porównanie wyników symulacji.



Rysunek 8. Rozkład ciśnień w poszczególnych godzinach doby w wybranych węzłach

Źródło: Burszta-Adamiak E., Synowiecka J., Przerwa A.,: *Zastosowanie programu WaterCAD do modelowania i symulacji sieci wodociągowej*, Inżynieria i Ochrona Środowiska 2013, t. 16, nr 4, s. 537-549

Program do modelowania hydraulicznego WaterCAD pozwala na prezentację zarówno wprowadzonych informacji wejściowych, jak

i pozyskanych wyników. Umożliwia przedstawienie efektów analiz w formie wykresów, tabel oraz raportów, które mogą być eksportowane do plików zewnętrznych. Praktycznie każdy parametr może zostać wizualizowany także za pomocą różnych wariantów przy dodatkowym uwzględnieniu podkreślenia ich rangi ważności poprzez adnotację, kolor lub rozmiar na poziomie okna edycji.

3.7. WODA

Program WODA jest przeznaczony dla projektantów sieci wodociągowych oraz dla służb odpowiedzialnych za prawidłowe funkcjonowanie istniejących wodociągów. Wykonuje on obliczenia hydrauliczne stanu ustalonego sieci wodociągowych:

- oblicza strumienie (natężenia przepływu) i prędkości liniowe we wszystkich odcinkach sieci,
- oblicza ciśnienia we wszystkich węzłach sieci,
- na życzenie dobiera średnice rur.

Projektantom oprócz doboru średnic program umożliwi sprawdzenie pracy sieci w różnych warunkach. Służbom wodociągowym program może pomóc w wielu problemach jak na przykład:

- w lokalizacji "wąskich gardeł",
- w lokalizacji miejsc o zbyt niskiej prędkości,
- w analizie wpływu planowanych inwestycji na pracę sieci (na przykład dołączenie nowych odbiorców),
- w opracowaniu optymalnych zestawów pompowych dla różnych okresów pracy (szczyt obciążenia, noc) [7].

Założenia dotyczące sieci wodociągowej w programie przedstawia rys. 9. Sieć wodociągowa składa się z węzłów i odcinków.

Węzły reprezentują punkty rozgałęzień i połączeń odcinków, oraz końcowe punkty poboru wody z sieci i początkowe punkty czerpania wody ze zbiorników do sieci. Te ostatnie nazywają się węzłami źródłowymi.

Odcinki są połączeniem dwóch sąsiednich węzłów za pomocą przewodu o stałej średnicy i chropowatości. W każdym odcinku mogą wystąpić następujące elementy:

- opory miejscowe (kolana, trójniki, zwężki, zasuwy),
- pompa lub zespół pomp o zadanej charakterystyce przepływu,
- reduktor o stałej zadanej stracie ciśnienia,
- zawór regulacyjny o zadanym współczynniku K_v ,
- urządzenie o znanych parametrach znamionowych (strata ciśnienia i strumień).

WODA 14.1 - C:\Program Woda\woda\Przyklad3.wod

Plk Edycja Szukaj Narzędzia Pomoc

Strona tytułowa | Katalog rur | Katalog pomp | Dane cz.I | Tabela opisu sieci | Moja trasa | Obliczenia

Nr odcinka	Nazwa odcinka	Węzeł początkowy	Węzeł końcowy	Dn	Długość odcinka L [m]	R. odcinkowy l/s	R. węzłowy w l/s	Rzędna terenu T [m]	X	Y	Chropowatość mm	Or [m]
1		P	1	200	5	0	0	188.00	29	95	1.35	1
3		3	2	175a	50	0.098	0.938	204.20	29	85	1.35	0
4		1	3	200	925	0	0	204.00	29	81	0.043	0
5		3	6	100a	100	0.063	0.126	204.70	23	81	1.35	0
6		6	7	80d	480	0.266	1.253	207.40	5	81	1.35	0
7		2	4	100	100	0.056	0.938	203.30	36	88	1.35	0
8		4	5	100	200	0.112	0	202.70	42	94	1.35	0
10		3	12	100	140	0.063	0	203.80	35	79	1.35	0
11		12	13	100	100	0.042	0	203.50	41	78	1.35	0
12		13	15	80e	230	0.119	0	204.00	48	76	1.35	0
13		12	14	80e	140	0.098	0	203.60	37	85	1.35	0
213		14	14a	80e	65	0.042	0	203.60	43	84	1.35	0
14		13	14a	80e	65	0.042	0	203.60	43	84	1.35	0
15		15	16	80c	420	0.497	0	201.00	53	83	1.35	0
16		16	18	80c	530	0.581	0	202.00	59	93	1.35	0
17		16	17	80b	475	0.462	0	202.00	46	88	1.35	0
18		15	19	80b	290	0.245	0.462	204.00	58	73	1.35	0
19		15	20	80b	140	0.168	0	204.50	47	70	1.35	0
20		20	22	80b	125	0.147	0	205.00	46	64	1.35	0
21		22	23	80e	120	0.077	0	204.50	41	69	1.35	0
22		22	24	100	100	0.119	2.8	205.20	46	57	1.35	0
23		24	25	100	100	0.119	0.112	205.60	46	51	1.35	0
24		25	38	100	190	0.224	0.938	205.50	47	43	1.35	0
25		20	21	80e	320	0.357	0	206.00	58	68	1.35	0
28		3	8	175	310	0.63	0	205.00	29	73	1.35	0
27		3	8	200	310	0	0	205.00	29	73	0.043	0

Start English Pobrane woda Check Your ... Oprogramow... Dobór średni... WODA WODA 10:23 środa

Rysunek 9. Okno opisu sieci w programie Woda

Źródło: Opracowanie własne

Dla odcinków należy podać:

- symbole węzłów początkowego i końcowego i opcjonalnie nazwę odcinka,
- długość, średnicę (lub 0 w przypadku doboru) i chropowatość,
- pobór wody rozłożony na odcinku (rozbiór odcinkowy),
- charakterystykę pompy jeżeli jest w odcinku, wyszczególnić opory miejscowe i "urządzenie" jeżeli są w odcinku.

Dla węzłów należy podać:

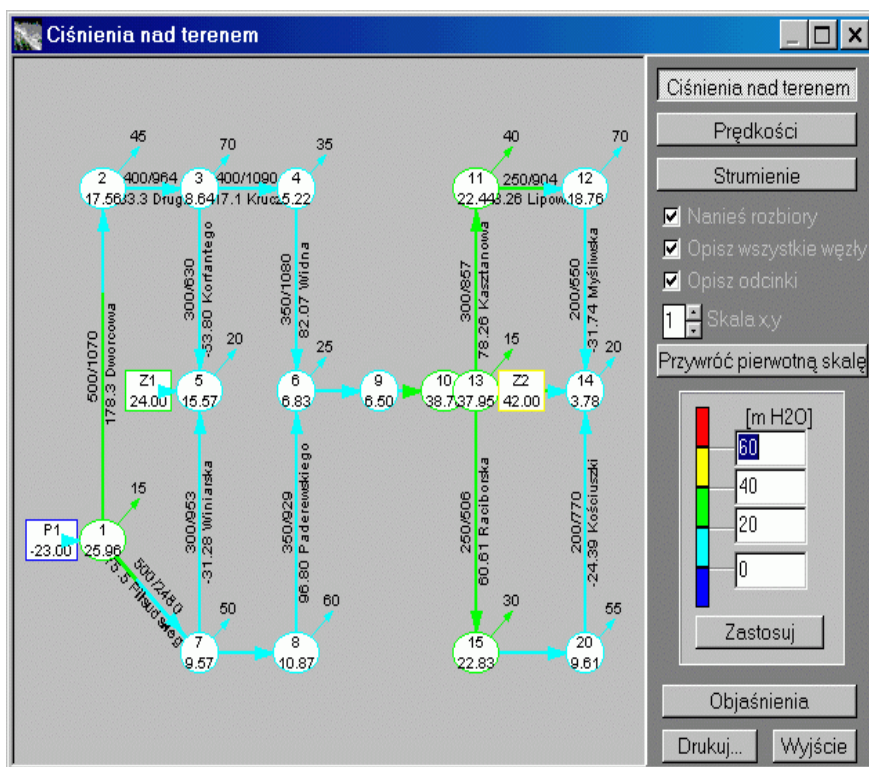
- pobór wody skupiony w węźle (rozbiór węzłowy),
- rzędną terenu,
- współrzędne X,Y na schemacie lub na mapie terenu.

Rozbiory odcinkowy i węzłowy można podawać na dwa sposoby:

- można dla każdego odbiorcy przyłączonego do danego odcinka lub węzła podać jego pobory (służy do tego specjalny edytor przyłączy).
- można podać sumę poborów przypadającą na dany odcinek lub węzeł bez opisywania przyłączonych odbiorców.

Program generuje trzy podstawowe formy wyników na ekran i do wydruku:

- tabelę zawierającą komplet danych i wyników,
(w tym strumienie, prędkości, straty ciśnienia w odcinkach oraz ciśnienia w węzłach),
- trzy mapy: rozkładu ciśnień nad terenem, rozkładu prędkości wody oraz rozkładu strumieni (w/w parametry prezentowane są na mapie kolorami), rys. 10,
- zestaw wykresów piezometrycznych obejmujących całą sieć [8].



Rysunek 10. Rozkład ciśnień nad terenem, prędkości i strumieni wody w programie WODA

Źródło: <http://www.uktn.com/woda.html>

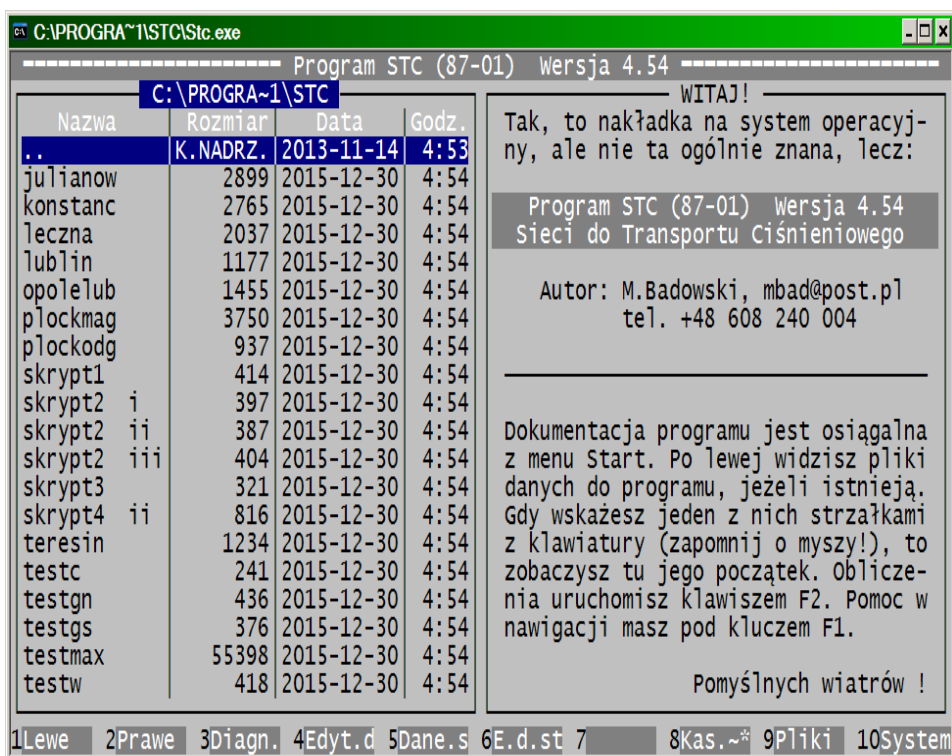
Zastosowania programu to między innymi analiza sieci wodociągowej wykonana w celu znalezienia najlepszego sposobu poprawy pracy istniejącej sieci i dołączenia innych odbiorców, dobór średnic dla projektowanego obszaru, symulacja pracy wodociągów dla różnych wariantów.

3.8. STC

Program STC wykonuje obliczenia hydrauliczne sieci do transportu ciśnieniowego, przy czym struktura danych i budowa programu uwzględniają specyfikę sieci komunalnych, co jednak nie wyklucza innych zastosowań. W każdej z trzech swoich mutacji:

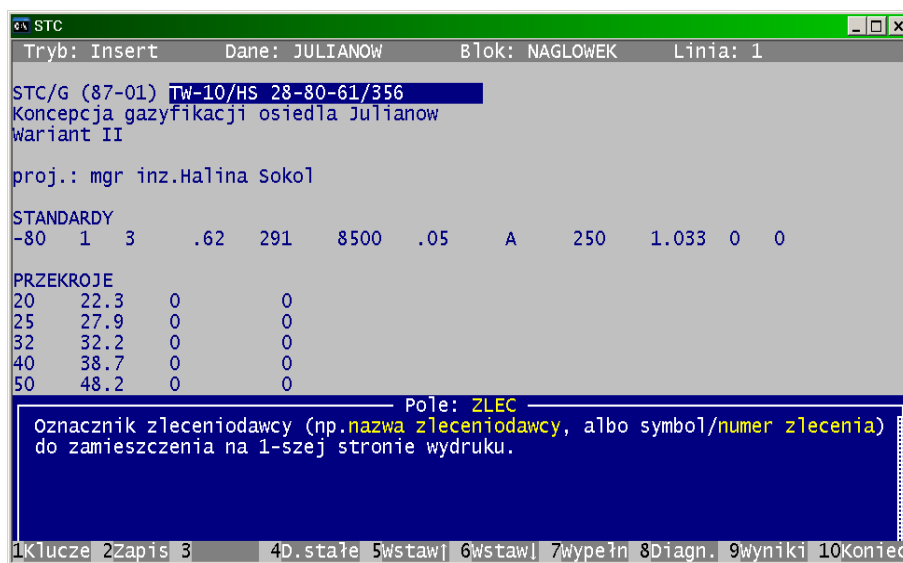
- wodociągowej – STC/W
- ciepłowniczej – STC/C
- gazowej – STC/G

Charakterystyczną cechą programu jest zintegrowane środowisko pracy, szeroko obsługujące potrzeby użytkownika: od zarządzania plikami danych (rys. 11), poprzez specjalizowaną edycję danych (rys. 12) i danych stałych, po wygodne drukowanie. Wynikiem obliczeń są tabele zawierające informacje o sieci i parametrach jej pracy.



Rysunek 11. Okno startowe programu STC

Źródło: <http://mbad.pl/stc/>



Rysunek 12. Okno edytora programu STC

Źródło: <http://mbad.pl/stc/>

STC oblicza zasilane wielostronnie sieci pierścieniowe, promieniste i mieszane. Sieć (układ) jest zbiorem węzłów połączonych dcinkami. Odcinkiem może być rurociąg o stałej średnicy i chropowatości, albo urządzenie o znanej charakterystyce Q-H. Dwa węzły mogą być połączone wieloma odcinkami, np. rurociągami o różnych parametrach. Układ może być zasilany i może wydatkować zarówno w węzłach, jak i wzdłuż rurociągów – "po drodze" (w sieciach cieplnych: tylko w węzłach). Celem obliczeń jest określenie ciśnień oraz wielkości i kierunków przepływu w stanie równowagi hydraulicznej. Nadto program wyznacza średnice wskazanych rurociągów oraz określa wydajności i ciśnienia współpracujących źródeł zasilania. Wydatek dodatni jest traktowany jako wydatek z sieci na zewnątrz, ujemny – odwrotnie. Suma zadanych wydatków odcinkowych i węzłowych winna być zerowa. Jeśli nie jest, to program doprowadza do zbilansowania przez wniesienie odpowiedniej poprawki do węzła o wydatku algebraicznie najmniejszym.

Jeżeli takich węzłów jest więcej niż jeden, to poprawka jest wnoszona do pierwszego z nich, wg kolejności w bloku węzłów. Węzły nieopisane w bloku węzłów – są także uwzględniane, tak jakby były dopisane na końcu bloku węzłów w kolejności pojawiania się ich w bloku standardów i odcinków. Zatem autor danych, który świadomie nie podał żadnego wydatku ujemnego, podał zaś dodatnie – musi zadbać o właściwą kolejność węzłów, lub nawet odcinków, tak aby program wniósł poprawkę do właściwego węzła. Komunikat o dokonanej korekcie wydawany jest tylko wtedy, gdy bezwzględna wartość poprawki przekracza 0.5 procent sumy wydatków dodatnich. W sieciach gazowych osobno są bilansowane wydatki (obciążenia) rzeczywiste, i osobno – umowne [9].

Sieci pierścieniowe obliczane są klasyczną metodą H. Crossa. Przekroje mogą być narzucone, bądź mogą być dobierane automatycznie na podstawie przepływu wymiarującego, z zadanego katalogu przekrojów, w którym każdej średnicy przypisano przepływ dopuszczalny. Najkrótsze trasy transportu obciążane są większymi przepływami i w efekcie otrzymują większe przekroje. W obliczeniach uwzględniane są tzw. punkty zerowe (na odcinkach zasilanych dwustronnie).

3.9. WODOCIĄGOWIEC firmy Gamrat

Gamrat jest jako jeden z pierwszych w Polsce opracował programy komputerowe wspomagające projektowanie sieci wodociągowych i kanalizacyjnych na bazie rur z tworzyw sztucznych. W chwili obecnej Gamrat oferuje projektantom pakiet złożony z trzech programów:

- „Kanalizator-CAD Gamrat 7.0” do wspomagania projektowania grawitacyjnych sieci kanalizacyjnych,

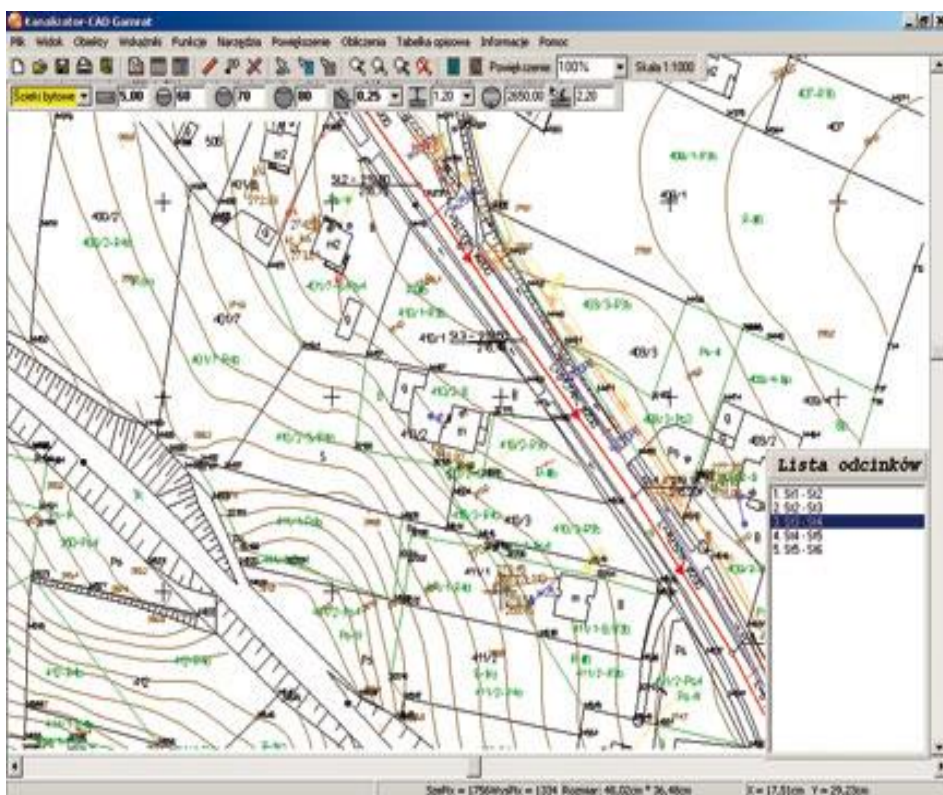
- „Wodociągowiec-CAD Gamrat 4.0” do wspomagania projektowania rozdzielczych sieci wodociągowych,
- „Profiler-CAD Gamrat 4.0” do wspomagania kreślenia profili podłużnych sieci.

Programy Kanalizator i Wodociągowiec umożliwiają wykorzystanie jako podkładu mapy terenu, wykonują obliczenia hydrauliczne oraz generują automatycznie profile podłużne. Profiler służy do tworzenia profili podłużnych na podstawie wprowadzonych parametrów liczbowych i edycji profili wygenerowanych przez pozostałe programy. W porównaniu z poprzednimi wersjami rozbudowano możliwość współpracy z mapami cyfrowymi. W Kanalizatorze i Wodociągowcu istnieje możliwość projektowania sieci na wczytanych mapach terenu. Oprócz map skanowanych można wczytywać coraz popularniejsze mapy cyfrowe. Posługując się nimi, projektant ma do dyspozycji dwie nowe funkcje, które pojawiły się w obecnych wersjach programów. Są to: automatyczne odczytywanie z mapy rzędnych terenu oraz możliwość importowania odcinków sieci. Dzięki pierwszej funkcji podczas wprowadzania poszczególnych odcinków sieci kanalizacyjnej na mapie cyfrowej użytkownik nie musi ręcznie podawać istniejących rzędnych terenu – program odczytuje je z mapy i wpisuje automatycznie. W wypadku drugiej funkcji, jeżeli użytkownik wczytał mapę cyfrową z naniesioną siecią, nie musi jej ponownie rysować – wystarczy wskazać poszczególne odcinki, a program wprowadzi je automatycznie. Natomiast z myślą o użytkownikach korzystających ze skanowanych map stworzono „sklejacz bitmap”. Jest to funkcja bardzo pomocna przy tworzeniu mapy ze skanowanych mniejszych fragmentów (np. mapy formatu A2 składanej ze skanowanych fragmentów formatu A4).

Po wczytaniu mapy terenu należy wprowadzić poszczególne odcinki sieci i ustalić warunki brzegowe dla obliczeń hydraulicznych. Celowe jest również wprowadzenie kolizji z podziemnym uzbrojeniem. Robi się to w prosty sposób, klikając myszką w miejscach występowania kolizji i wprowadzając ich podstawowe dane. Programy, wykonując obliczenia hydrauliczne, sprawdzają, czy rurociąg na wyliczonej głębokości posadowienia nie koliduje z uzbrojeniem podziemnym, i dobierają średnice z wczytanego typoszeregu rur. Do dyspozycji projektanta są wszystkie typoszeregi rur znajdujące się w ofercie GAMRAT SA. W programach istnieje również możliwość wprowadzania studzienek kanalizacyjnych, kształtek i armatury. Wszystkie elementy sieci zostaną ujęte w automatycznie wygenerowanym zestawieniu materiałów. Bardzo pomocne w wypadku przygotowywania przedmiaru robót jest też wyliczanie przez programy kubatury wykopów.

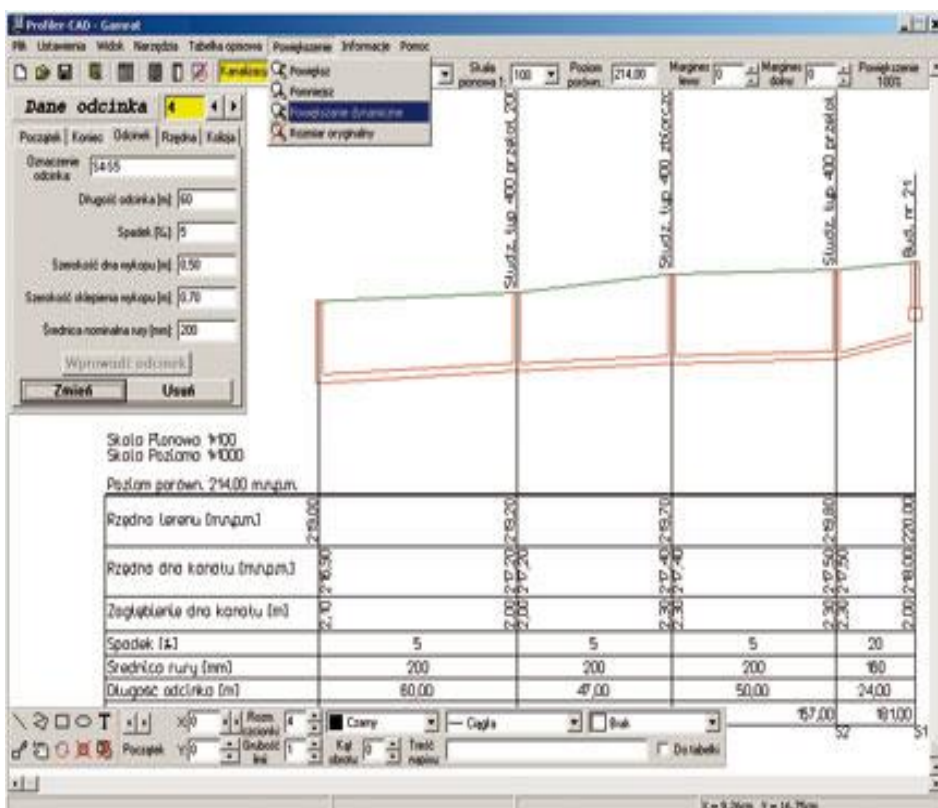
Wyniki obliczeń hydraulicznych umieszczane są w tabeli. Projektant może sprawdzić poszczególne odcinki i wprowadzić ewentualne korekty. Każdy wprowadzony odcinek sieci jest w pełni edytowalny i można wprowadzać w nim zmiany na dowolnym etapie tworzenia projektu. Rysunki profili podłużnych są wykonywane automatycznie – wystarczy wskazać dowolny ciąg odcinków sieci. Na rysunkach tych można dowolnie ustalać skalę pionową i poziomą oraz poziom porównawczy. Do dyspozycji użytkownika jest również edytor graficzny, przy pomocy którego można rysować i wprowadzać napisy zarówno na profilach, jak i na mapie sieci. Ponadto edytor można wykorzystać do stworzenia tabelki opisowej, którą musi mieć każdy rysunek. Jeżeli użytkownik chciałby wykorzystać tabelki opisowe stworzone w „CADzie”, programy umożliwiają ich import [10]

Rys. 13 i 14 przedstawiają okna programu Wodociągowiec i Profiler-CAD.



Rysunek 13. Wodociągowiec -CAD Gamrat 4.0

Źródło: <http://www.gamrat.pl/pl/strefa-fachowca/systemy-rurowe/programy-komputerowe>



Rysunek 14. Profiler-CAD Gamrat 4.0

Źródło: <http://www.iwb.com.pl/aktualnosci/komputerowe-wspomaganie-projektowania-sieci-wodociagowych-i-kanalizacyjnych/>

Profiler-CAD jest programem uzupełniającym i rozszerzającym funkcjonalność programów podstawowych. Można go wykorzystać zarówno do kreślenia profili fragmentów sieci, jak również do edycji profili wygenerowanych przez programy podstawowe. Jego bardzo przydatną funkcją jest „sklejanie”, czyli łączenie na jednym rysunku, kilku profili podłużnych. W „Profilerze” można tworzyć i edytować profile sieci grawitacyjnych i ciśnieniowych. Jeżeli w projektowanej sieci kanalizacyjnej znajdują się odcinki ciśnieniowe (przepompownie ścieków), to do wykreślenia ich profili można użyć „Profiler’a”. Pozostałe, grawitacyjne odcinki sieci, oblicza się i kreśli przy pomocy „Kanalizatora”.

Ciśnieniowe i grawitacyjne profile można połączyć na jednym rysunku w programie „Profiler”.

Wszystkie stworzone w programach pakietu rysunki, oprócz opcji wydruku, mogą być również eksportowane do plików typu: jpg, bmp, wmf, dxf. Pliki dxf służą do wymiany danych pomiędzy programami typu CAD, jest więc możliwość otwarcia i dalszej edycji rysunków w dowolnym programie CADowskim (AutoCAD, MegaCAD, Microstation, IntelliCAD). Na plikach dxf oparto również wczytywanie do programów map cyfrowych. Umożliwia to import map stworzonych w dowolnym programie CAD [11].

4. Podsumowanie

Zadaniem modeli hydraulicznych jest pomoc w uzyskaniu szybkiej odpowiedzi na pytania dotyczące warunków panujących w sieci wodociągowej, których nie można uzyskać w inny sposób lub których uzyskanie w oparciu o badania na rzeczywistej sieci wodociągowej byłoby skomplikowane i czasochłonne. Modele hydrauliczne znajdują zastosowanie szczególnie w przypadku sieci pierścieniowych, dla których obliczenie przepływów chwilowych metodami tradycyjnymi jest skomplikowane. Przewaga modeli komputerowych polega również na możliwości dynamicznej obserwacji zmienności parametrów hydraulicznych w założonym czasie symulacji czasowej.

W oparciu o model hydrauliczny można między innymi: sprawdzać możliwości i warunki podłączenia nowych odbiorców i rozbudowy sieci, optymalizować dobór średnic dla nowych i przebudowywanych sieci, prognozować pracę sieci wodociągowej w warunkach awaryjnych, badać warianty sterowania ciśnieniem, wyznaczać strefy zasilania

z poszczególnych źródeł wody, analizować pracę sieci w warunkach poboru wody na cele przeciwpożarowe, wyszukiwać miejsca, w których występują zjawiska nietypowe, na przykład.: zwiększone wycieki wody, przymknięte zasuwy, przewężenia przekrojów, „ucieczka” wody do innej strefy itp.

W ramach prac związanych z przygotowaniem modelu dla konkretnego układu można wyodrębnić siedem podstawowych faz realizacji [10]:

1. Wstępne rozpoznanie, polegające na określeniu przeznaczenia modelu, czyli jego praktycznego zastosowania. Wiąże się to ze sformułowaniem rozwiązywanych szerszych zagadnień lub szczegółowych zadań związanych z zarządzaniem (na przykład. analiza zmian jakości wody w sieci, ocena zdolności dostawczych, planowanie modernizacji lub rozbudowy układu). Rodzaj rozwiązywanych zadań szczegółowych będzie miał wpływ na wybór modułów, które powinna posiadać licencja danego oprogramowania. Cel modelowania będzie miał wpływ na zakres i kryteria kalibracji.
2. Gromadzenie i weryfikacja danych wejściowych.
3. Wybór programu komputerowego.
4. Wprowadzenie danych.
5. Wykonanie obliczeń, symulacje.
6. Weryfikacja wyników obliczeń, a w szczególności kalibracja modelu.
7. Opracowanie dokumentacji modelu i wyników obliczeń.

Modele hydrauliczne sieci wodociągowych pozwalają określić wielkości przepływów w przewodach, wartości ciśnień w węzłach oraz czasową zmienność stanów obiektów sieciowych przy zadanych warunkach eksploatacyjnych. Ponadto możliwe jest prowadzenie analiz

energochłonności systemu, badanie stanów pożarowych, uderzeń hydraulicznych i jakości wody.

Jakość modelu sieci wodociągowej zależy od poprawności wprowadzonych danych. Należy mieć świadomość, że tylko prawidłowo skalibrowany model będzie użytecznym narzędziem wspomagającym zarządzanie siecią wodociagową zarówno w okresach typowej eksploatacji, jak i w stanach kryzysowych, takich jak na przykład awarie i pobory wody na cele pożarowe.

Literatura:

1. Trębicka A., *Zastosowanie technik informatycznych w pracach dotyczących modelowania i symulacji sieci wodociagowych*, Logistyka 3/2011, str. 2845-2848 .
2. Rossman L.A., Instrukcja obsługi programu Epanet 2, U.S. Epa, Cincinnati 2000.
3. <http://www.water-simulation.com/wsp/infoworks-ws-water-supply> [dostęp : 2016-01-20]
4. <http://www.water-simulation.com/wsp/stanet-network-analysis>[dostęp: 2016-01-20]
5. <https://www.mikepoweredbydhi.com> [dostęp: 2016-01-21]
6. Burszta-Adamiak E., Synowiecka J., Przerwa A.,: *Zastosowanie programu WaterCAD do modelowania i symulacji sieci wodociagowej*, Inżynieria i Ochrona Środowiska 2013, t. 16, nr 4, s. 537-549 [dostęp: 2016-01-28]
7. <http://www.uktn.com/woda.html>[dostęp:2016-01-28]
8. <http://mbad.pl/stc/> [dostęp: 2016-02-03]
9. <http://www.uktn.com/woda.html> [dostęp: 2016-02-03]

10. <http://www.gamrat.pl/pl/strefa-fachowca/systemy-rurowe/programy-komputerowe> [dostęp : 2016-02-06]
11. <http://www.iwb.com.pl/aktualnosci/komputerowe-wspomaganie-projektowania-sieci-wodociagowych-i-kanalizacyjnych/> [dostęp: 2016-02-14]

mgr inż. Monika Kolendo¹⁾

Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Katedra Geoinformacji i Gospodarki Przestrzennej

ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok

¹⁾monika.kolendo@wp.pl

Dynamika i kierunki rozwoju infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w województwie podlaskim

*Dynamics and trends of water supply-sewerage infrastructure
development in Podlaskie province*

Słowa klucze: wodociągi, kanalizacja, rozwój infrastruktury, województwo podlaskie,

Keywords: water supply, sewers, infrastructure development, Podlaskie province

Streszczenie: Infrastruktura wodno-kanalizacyjna jest istotnym czynnikiem rozwoju gospodarczego na poziomie regionalnym. Rozwój systemów kanalizacyjnych i wodociągowych ma ponadto znaczący wpływ na poprawę stanu środowiska naturalnego oraz podniesienie standardu warunków bytowych ludności. Ze względu na dużą kapitałochłonność oraz niewielką świadomość ekologiczną, infrastruktura wodno-kanalizacyjna w Polsce była przez wiele lat niedoinwestowana, w rezultacie czego, stan i wyposażenie w urządzenia wodociągowe i kanalizacyjne wielu jednostek administracyjnych, szczególnie na obszarach wiejskich, jest niewystarczające.

Celem pracy była analiza dynamiki i kierunków rozwoju infrastruktury wodno-kanalizacyjnej gmin województwa podlaskiego w latach 2003-2014. W badaniach wykorzystano dane pochodzące z Banku Danych Lokalnych udostępnianych przez Główny Urząd Statystyczny. W pracy scharakteryzowano między innymi takie wskaźniki jak gęstość sieci wodociągowej i kanalizacyjnej, a także udział ludności korzystającej z instalacji. Wykorzystując łańcuchowe oraz jednopodstawowe wskaźniki dynamiki obliczono średnie tempo zmian badanych elementów.

Analiza pozyskanych danych pozwoliła na stwierdzenie rozwoju zarówno sieci wodociągowej jak i kanalizacyjnej w przeciągu badanego okresu. Rozbudowa charakteryzowanych elementów infrastruktury spowodowała wzrost liczby ludności

korzystającej z wody wodociągowej i odprowadzających nieczystości do kanalizacji. Ponadto zwrócono na uwagę, iż pomimo znacznego wzrostu długości sieci wodociągowej, nadal utrzymuje się dysproporcja pomiędzy wyposażeniem w sieć wodociągową a skanalizowaniem badanych jednostek.

1. Wstęp

Zarówno rozwój miejskich, jak i wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę ma istotny wpływ na zmiany ilości zużywanej wody w jednostkach osadniczych [1]. Warto zaznaczyć, iż infrastruktura wodno-kanalizacyjna jest istotnym czynnikiem rozwoju społeczno-gospodarczego na poziomie regionalnym. Decyduje ona bowiem o atrakcyjności regionu, warunkach życia i pracy, a w przypadku rolnictwa determinuje efektywność produkcji rolniczej. Infrastruktura wodno-kanalizacyjna w znaczny sposób warunkuje przestrzenne rozmieszczenie działalności produkcyjnej. Ponadto, jest ważnym składnikiem kształtującym strukturę sieci osadniczej oraz stanowi element integracji ekonomicznej i społecznej na poziomie regionalnym. Nie bez znaczenia jest również jej pozytywny wpływ na poprawę stanu środowiska naturalnego [2, 3, 4, 5].

Ze względu na dużą kapitałochłonność, skokowy sposób generowania kosztów oraz niewielką świadomość ekologiczną, inwestycje z zakresu infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w Polsce były niewielkie [6]. Najczęściej dotyczyły one jedynie rozbudowy systemów dostarczania wody pitnej. W konsekwencji tego stan i wyposażenie w urządzenia wodociągowe i kanalizacyjne wielu jednostek administracyjnych, szczególnie na obszarach wiejskich, jest niewystarczające [7]. Ponadto, można dostrzec znaczne dysproporcje pomiędzy wyposażeniem w sieć wodociągową i kanalizacyjną.

Poruszane w niniejszej pracy zagadnienia charakteryzują się

znaczną dynamiką w przestrzeni i czasie, stąd konieczne jest przyjęcie odpowiednich narzędzi i metod badawczych. Obecnie istotnym potencjałem w tym obszarze jest integracja danych statystycznych zgromadzonych w Banku Danych Lokalnych GUS z informacją geograficzną przetwarzaną w środowisku oprogramowania GIS. Jednym z klasycznych zastosowań GIS&T (ang. *Geografic Information Science and Technology*) są analizy przestrzenne (ang. *spatial analysis*), prowadzące do określenia przestrzennych własności obiektów i relacji zachodzących między nimi [8, 9].

Celem niniejszej pracy było przedstawienie dynamiki i kierunków rozwoju infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w poszczególnych gminach na terenie województwa podlaskiego w latach 2003 – 2014. Porównano zmiany zachodzące w rozwoju systemów kanalizacyjnych i wodociągowych na obszarach miejskich i wiejskich.

2. Materiały i metody

Podstawowe dane niezbędne do niniejszych analiz pozyskano z Banku Danych Lokalnych GUS [10]. Początkowo dane wykorzystano do charakterystyki stanu infrastruktury wodno-kanalizacyjnej województwa podlaskiego. W analizie uwzględniono również dane dotyczące pokrycia terenu pozyskane z Generalnej Dyrekcji Ochrony Środowiska w Warszawie w postaci krajowej bazy danych pokrycia terenu CLC2006 w układzie współrzędnych PL_EUREF89/1992 i w formacie wektorowym (.shp), o minimalnej powierzchni kartowania 25 ha [11]. Bazę CLC2006 wykorzystano do analizy struktury pokrycia terenu województwa podlaskiego w celu określenia dominujących form użytkowania ziemi warunkujących rozwój infrastruktury wodno-kanalizacyjnej badanego

obszaru.

W niniejszej pracy przeanalizowano dynamikę i kierunki zmian w zakresie wybranych parametrów charakteryzujących stan wyposażenia poszczególnych gmin w badane elementy infrastruktury wodno-kanalizacyjnej. Obliczono również nasycenie czynną siecią wodociągową oraz kanalizacyjną poszczególnych gmin. Wykorzystano przy tym parametr opisujący długości czynnej sieci przypadającą na 100 km² powierzchni danej gminy. Uwzględnione w analizie parametry infrastruktury wodno-kanalizacyjnej stanowią:

- Zużycie wody w gospodarstwach domowych ogółem na 1 mieszkańca [m³/os],
- Długość czynnej sieci wodociągowej [km],
- Gęstość czynnej sieci wodociągowej [km/km²],
- Przyłącza prowadzące do budynków mieszkalnych i zbiorowego zamieszkania [szt.],
- Ludność korzystająca z wodociągu w % ogółu ludności [% ludności],
- Długość czynnej sieci kanalizacyjnej [km],
- Gęstość czynnej sieci kanalizacyjnej [km/km²],
- Ludność korzystająca z kanalizacji w % ogółu ludności [% ludności],
- Długość sieci kanalizacyjnej w relacji do długości sieci wodociągowej.

Jako jednostkę odniesienia w analizie przyjęto obszar pojedynczej gminy. Granice administracyjne województwa oraz poszczególnych gmin pochodzą z Państwowego Rejestru Granic pozyskanego z Centralnego Ośrodka Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej w Warszawie [12].

W dalszym etapie prac wykorzystano potencjał dynamicznie rozwijającej się dziedziny, określanej współcześnie mianem Teorii i Technologii Informacji Geograficznej (GIS&T) [13]. Środowisko oprogramowania GIS posłużyło do integracji danych nie przestrzennych, w postaci zestawień tabelarycznych przechowujących informacje na temat wymienionych powyżej parametrów charakteryzujących stan infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w okresie 2003-2014, z wektorową warstwą gmin. Złączenia tabel z obiektami przestrzennymi w klasie obiektów gminy dokonano na podstawie kodu jednostek terytorialnych. W rezultacie dołączenie zestawień tabelarycznych w znaczący sposób zwiększono potencjał informacyjny w zakresie możliwości analizy rozwoju sieci wodno-kanalizacyjnej w województwie podlaskim.

Kolejną technologię GIS wykorzystano do wizualizacji wyników w postaci map wykonanych metodą kartogramu (metoda choroplekowa). Do przedstawienia przestrzenno-czasowej zmienności stosowanych parametrów związanych z infrastrukturą wodno-kanalizacyjną przyjęto 6 skokowych przedziałów klasowych. Przyjęta liczba przedziałów klasowych jest ściśle związana z możliwością jednoznacznej interpretacji wyników przez odbiorcę i bazuje na liczbie Millera, odpowiadającej „magicznej 7” z rozrzutem ± 2 , wyznaczającej maksymalną ilość informacji jaką człowiek jest w stanie precyzyjnie rozróżnić [14].

Ponadto, do charakterystyki poszczególnych parametrów obrazujących stan wyposażenia gmin w infrastrukturę wodno-kanalizacyjną obliczono podstawowe charakterystyki statystyczne oraz łańcuchowy wskaźnik dynamiki, którego podstawą jest zasada odnoszenia poziomu badanego zjawiska z okresu badanego do poziomu zjawiska

z okresu poprzedzającego [5]. Średni łańcuchowy wskaźnik dynamiki obliczono według następującego wzoru:

$$I = \sqrt[n-1]{\frac{y_1}{y_0} \cdot \frac{y_2}{y_1} \cdot \frac{y_3}{y_2} \cdot \dots \cdot \frac{y_n}{y_{n-1}}} \quad (1)$$

gdzie:

I – średni łańcuchowy wskaźnik dynamiki

$y_0, y_1, \dots, y_n$ – kolejne obserwacje szeregu czasowego

Ważnym parametrem charakteryzującym kształtowanie się danego zjawiska w czasie jest jego średniookresowe tempo zmian. Wyznaczane jest ono w postaci różnicy między wartością indeksu łańcuchowego I a jednością, zgodnie z poniższym wzorem [5]:

$$T = (I - 1) \cdot 100 [\%] \quad (2)$$

gdzie:

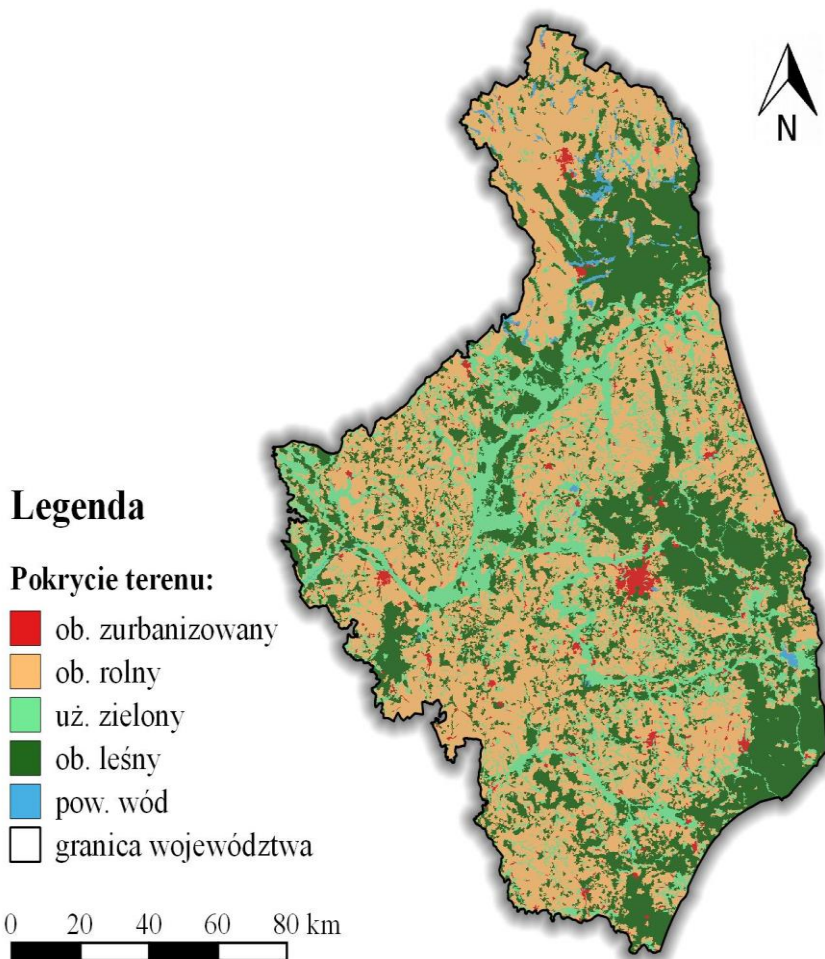
T – średniookresowe tempo zmian

I - średni łańcuchowy wskaźnik dynamiki

3. Obszar badań

Niniejsze analizy obejmują gminy na obszarze województwa podlaskiego zlokalizowanego w północno-wschodniej części Polski. Zgodnie z Państwowym Rejestrem Granic, łączna liczba gmin na tym terenie wynosi 118, w tym 13 gmin miejskich, 27 gmin miejsko-wiejskich oraz 78 gmin wiejskich. Analizując pokrycie terenu zgodnie z Corine Land Cover 2006, blisko połowa obszaru województwa to tereny rolne (47,72%). Drugą formą pod względem procentowego pokrycia analizowanego obszaru są lasy (32,10%). Mniejszy udział stanowią użytki zielone

(17,51%). Obszary zurbanizowane stanowią 1,74% powierzchni województwa podlaskiego. Przekłada się to na najmniejszą w skali kraju gęstość zaludnienia województwa na poziomie 59 osób/km² (stan z XII 2014 roku). Niewielkie zaludnienie charakteryzowanego województwa znajduje odzwierciedlenie w stosunkowo niskim nasyceniu infrastrukturą wodno-kanalizacyjną [10].



Rysunek 1. Formy pokrycia terenu na obszarze województwa podlaskiego według CLC2006

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z GIOŚ w Warszawie

Odnosząc się do czasowej zmienności wybranych parametrów charakteryzujących stan infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w województwie podlaskim można wskazać na ich ogólną poprawę (Tab. 1). Przede wszystkim pozytywnym zmianom uległy czynniki dotyczące długości czynnej sieci wodociągowej i kanalizacyjnej. W badanym okresie (2003-2014) odnotowano ponad 30% wzrost długości sieci wodociągowej, a w odniesieniu do infrastruktury kanalizacyjnej wzrost był znacznie większy i stanowi ponad 85%.

W związku z tym, poprawie uległa jednocześnie dostępność do sieci wodno-kanalizacyjnej. W miastach zmiany te charakteryzują się mniejszą intensywnością, aniżeli na obszarach wiejskich. W analizowanym okresie na obszarach miejskich odnotowano jedynie 1,3% wzrost ludności korzystającej z sieci wodociągowej oraz 5,3% wzrost liczby mieszkańców korzystających z kanalizacji. Pomimo niskich przyrostów badanych parametrów, ogólna dostępność sieci wodociągowej i kanalizacyjnej na terenach miejskich jest bardzo duża i oscyluje około 90%.

Na obszarach wiejskich z kolei sytuacja wyjściowa tj. w roku 2003 była zdecydowanie gorsza niż w przypadku obszarów miejskich, niemniej jednak odnotowano tam większą dynamikę zmian w zakresie ludności korzystającej z infrastruktury wodno-kanalizacyjnej. Warto zaznaczyć, iż pomimo pozytywnych przemian dotyczących rozwoju obszarów wiejskich, w dalszym ciągu widoczna jest zauważalna dysproporcja w porównaniu z ośrodkami miejskimi.

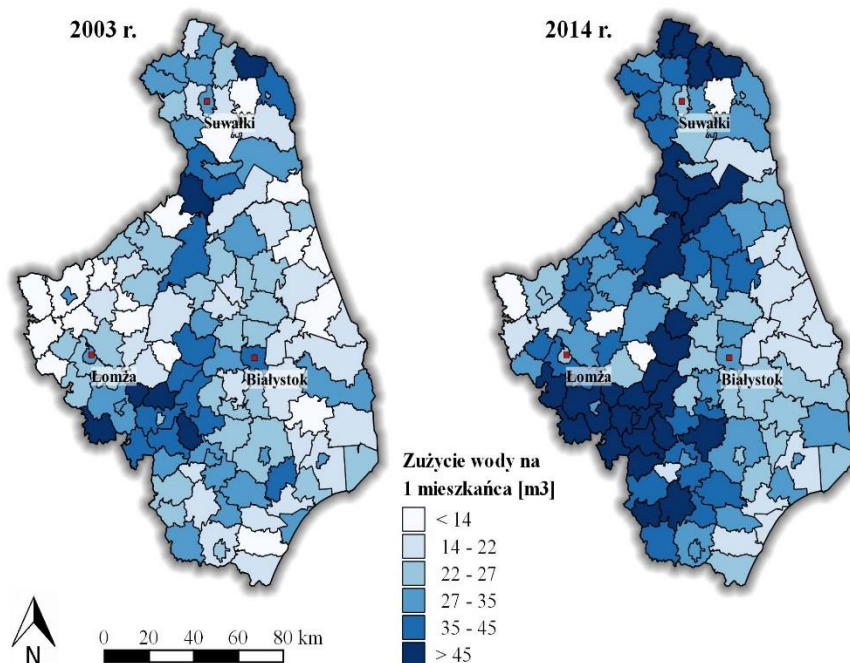
Tabela 1. Zmiany infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w województwie podlaskim w latach 2003-2014

	Długość czynnej sieci rozdzielczej [km]	Przylączy prowadzące do budynków mieszkalnych i zbiorowego zamieszkania [szt.]	Ludność korzystająca z wodociągów na wsi [% ludności]	Ludność korzystająca z wodociągów w miastach [% ludności]	Długość czynnej sieci kanalizacyjnej [km]	Ludność korzystająca z kanalizacji na wsi [% ludności]	Ludność korzystająca z kanalizacji w miastach [% ludności]	Długość sieci kanalizacyjnej w relacji do długości sieci wodociągowej	Różnica pomiędzy odsetkiem ludności korzystającej z
2003	10 105,1	49 051	70,2	95,4	1 798,4	12,3	86,5	0,2	29,2
2004	10 620,2	53 127	71,0	95,7	1 878,4	13,4	87,1	0,2	28,8
2005	11 006,4	56 415	71,5	96,1	2 030,3	14,6	87,7	0,2	28,4
2006	11 375,7	59 479	72,6	96,1	2 160,6	15,3	87,9	0,2	28,2
2007	11 572,6	62 518	73,1	96,1	2 243,0	16,0	88,1	0,2	28,0
2008	11 789,7	69 542	73,5	96,2	2 303,1	16,5	88,7	0,2	27,6
2009	11 937,5	71 225	73,9	96,1	2 410,4	16,2	89,1	0,2	27,4
2010	12 321,5	74 479	75,2	95,9	2 556,9	16,5	89,1	0,2	27,6
2011	12 585,7	78 453	75,7	96,0	2 857,7	17,6	89,5	0,2	26,9
2012	12 810,2	81 350	75,9	96,1	3 047,3	18,3	90,0	0,2	26,5
2013	13 078,0	84 532	76,2	96,1	3 166,4	19,0	90,4	0,2	26,1
2014	13 260,0	87 220	80,5	96,6	3 332,2	20,5	91,1	0,3	27,1

Źródło: Baza Danych Lokalnych GUS

4. Wyniki i dyskusja

Na podstawie integracji zestawień tabelarycznych z Banku Danych Lokalnych GUS dotyczących wybranych parametrów opisujących stan infrastruktury wodno-kanalizacyjnej z informacją geograficzną z Państwowego Rejestru Granic, możliwe było wykonanie szeregu opracowań mapowych. Pierwsze opracowanie dotyczy czasowo-przestrzennych zmian zużycia wody na 1 mieszkańca (Rys. 2).



Rysunek 2. Zużycie wody w gospodarstwach domowych ogółem na 1 mieszkańca [m³] w gminach województwa podlaskiego

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z Banku Danych Lokalnych GUS i Państwowego Rejestru Granic

Analizując dane dotyczące zużycia wody na 1 mieszkańca [m³] w okresie 2003-2014, można zauważyć ogólny wzrost wartości tego parametru w gminach województwa podlaskiego. W blisko 79% badanych gmin odnotowano wzrost zapotrzebowania na wodę, który kształtuje się na średnim poziomie 58,40%. W analizowanym 12-leciu największy wzrost omawianego czynnika zidentyfikowano w gminach Przytuły, Grabowo i Szypliszki, gdzie wzrost zużycia wody był ponad 2-krotny w odniesieniu do roku 2003. Warto zaznaczyć, iż wzrost charakteryzowanego czynnika w przeważającej mierze dotyczył obszarów wiejskich.

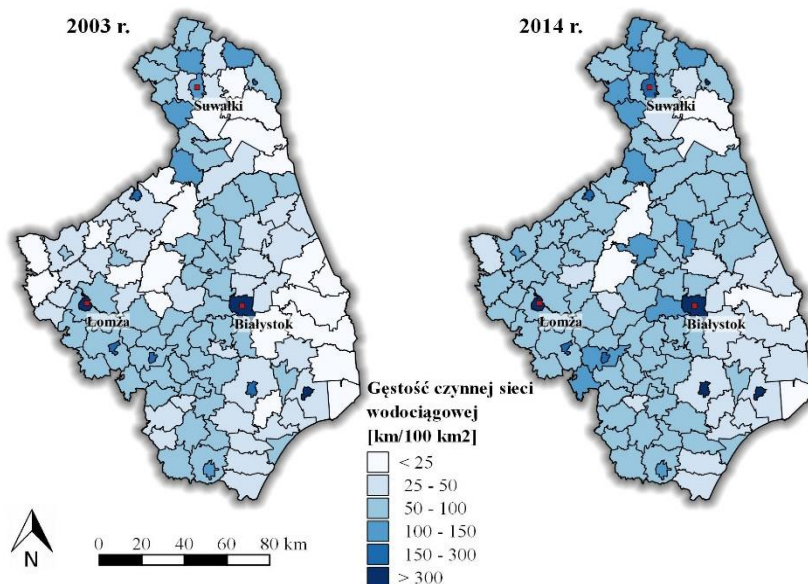
W pozostałych gminach województwa podlaskiego zanotowano spadek zużycia wody w przeliczeniu na 1 mieszkańca (około 21% wszystkich obserwacji). Tendencja spadkowa w ciągu badanego okresu była mniej wyraźna i zaznaczała się w większości na terenach miejskich województwa podlaskiego. Wśród takich ośrodków miejskich można wskazać Białystok, Suwałki, Augustów, czy Brańsk.

Przechodząc do kolejnego parametru, którym jest gęstość sieci wodociągowej, widoczna jest znacząca dominacja głównych ośrodków miejskich takich jak Białystok oraz Łomża, w których wartości omawianego parametru przekraczają 300 km/100 km² (Rys. 3). W ciągu badanego okresu jedynie w trzech gminach o charakterze wiejskim (Poświętne, Czyże i Kleszczele) zanotowano spadek gęstości sieci wodociągowej, niemniej jednak spadki te nie są znaczące i nie przekraczają 2%. Pomimo tych nielicznych przypadków, na obszarach wiejskich w badanym 12-leciu nastąpił zauważalny wzrost gęstości sieci wodociągowej. Świadczy o tym fakt, iż w blisko 25% gmin na terenie województwa podlaskiego odnotowano wzrost wartości charakteryzowanego parametru przekraczający 50%, z czego wszystkie obserwacje dotyczą terenów wiejskich.

W odniesieniu do obszarów miejskich nie zanotowano tak znaczącego wzrostu gęstości sieci wodociągowej w badanym okresie, jak to miało miejsce na obszarach wiejskich. Niemniej jedna można tu przytoczyć przykłady takich miast jak Białystok, Zambrów, Łomża, czy Sejny, w których wzrost wartości omawianego wskaźnika był zauważalny i przekroczył próg 11%.

Kolejnym z parametrów charakteryzujących rozwój badanego rodzaju infrastruktury technicznej jest liczba przyłączy prowadzące do

budynków mieszkalnych i zbiorowego zamieszkania w poszczególnych gminach województwa podlaskiego. Należy podkreślić, że w zdecydowanej większości analizowanych gmin nastąpił znaczny wzrost liczby przyłączy. Blisko połowa analizowanych jednostek terytorialnych charakteryzuje się wzrostem tego parametru powyżej wartości 70%. W 1/3 gmin przyrost ten jest ponad 2-krotny, a w 6 jednostkach (m. in. Piątnica, Drohiczyn, Orla) odnotowano ponad 100-krotny wzrost charakteryzowanego parametru. Są to gminy, w których w roku 2003 odnotowano jedynie od 5 do 27 przyłączy, natomiast w 2014 roku wartość ta waha się od 80 do 672 przyłączy. Ujemne zmiany (nieprzekraczające jednak 15%), charakteryzowanego parametru odnotowano jedynie w przypadku kilku gmin.

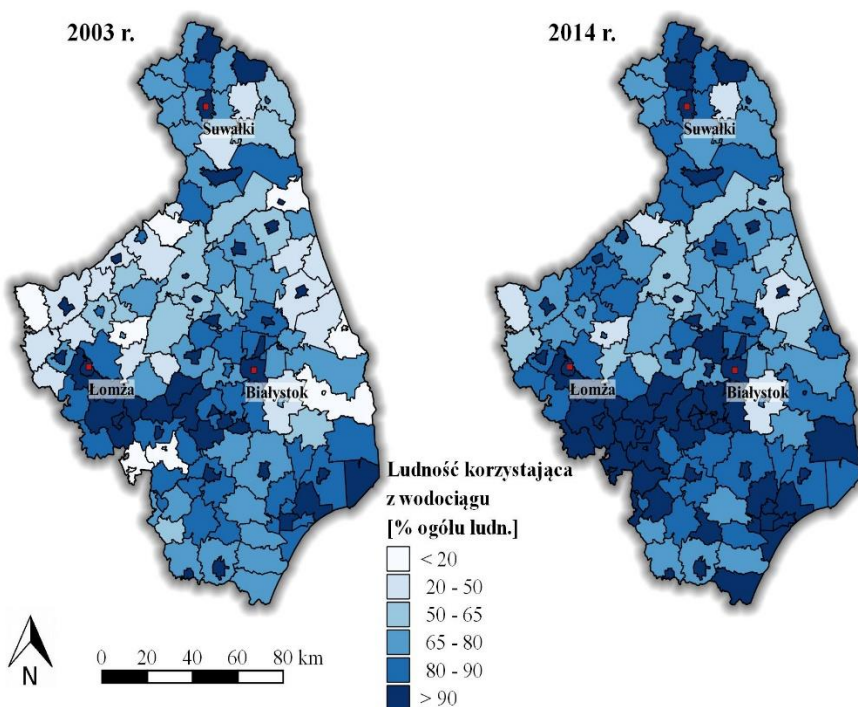


Rysunek 3. Gęstość czynnej sieci wodociągowej [km/100 km²] w poszczególnych gminach województwa podlaskiego

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z Banku Danych Lokalnych GUS i Państwowego Rejestru Granic

Istotnym elementem było również uwzględnienie czynnika demograficznego w prowadzonych analizach, celem ukazania ogólnego nasycenia infrastrukturą wodno-kanalizacyjną na badanym terenie. Na rysunku 4 zaprezentowano procentowy udział ludności poszczególnych gmin województwa podlaskiego korzystającej z czynnej sieci wodociągowej. Pobieżna analiza rozkładów przestrzennych z lat 2003 i 2014 pozwala stwierdzić zauważalną poprawę w kwestii dostępu ludności do sieci wodociągowej w województwie podlaskim. Praktycznie we wszystkich analizowanych gminach województwa nastąpił wzrost liczby ludności korzystającej z wodociągu (blisko 96%). W przypadku 19,46% jednostek terytorialnych wzrost omawianego czynnika przekroczył wartość 20% i dotyczył głównie gmin o charakterze wiejskim. Jedynie w 6 spośród poddanych analizie gmin zanotowano spadek wartości tego parametru w okresie 2003-2014. Wśród nich znajduje się miasto Białystok, gdzie nastąpił niewielki spadek ludności korzystającej z wodociągu na poziomie - 0,61%.

Analizując obecną sytuację w zakresie dostępu ludności do infrastruktury wodociągowej można stwierdzić, iż jest ona korzystna, ponieważ w blisko 80% wszystkich przypadków wartości omawianego wskaźnika przekraczają próg 75%. Na terenie pozostałych gmin sytuacja jest nieco gorsza, przy czym liczba ludności korzystająca z sieci wodociągowej przekracza z reguły 50%. Warto w tym miejscu wskazać, że większe wartości analizowanego parametru odnotowano w południowej, a w szczególności południowo-zachodniej części województwa.

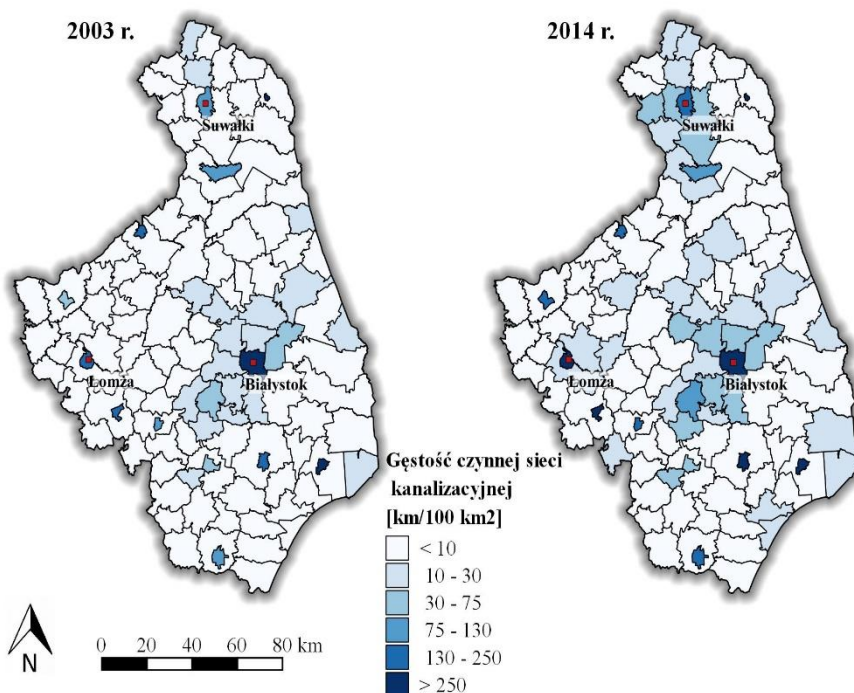


Rysunek 4. Procentowy udział ludności korzystającej z wodociągu w poszczególnych gminach województwa podlaskiego

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z Banku Danych Lokalnych GUS i Państwowego Rejestru Granic

Kolejne parametry prezentowane w pracy dotyczą rozwoju infrastruktury kanalizacyjnej w gminach województwa podlaskiego w okresie 2003-2014. Na rysunku 5 zaprezentowano rozkłady przestrzenne gęstości czynnej sieci kanalizacyjnej w latach 2003 i 2014. Generalnie można wskazać, iż gęstość czynnej sieci kanalizacyjnej jest znacznie mniejsza, aniżeli sieci wodociągowej. Na rysunku 5 widać również stosunkowo niewielką intensywność przyrostu długości sieci kanalizacyjnej w przeciągu badanego okresu. Widoczna jest ponadto, znacząca przewaga większych ośrodków miejskich w poziomie nasycenia rozwoju infrastrukturą kanalizacyjną.

W okresie 2003-2014 w blisko 25% analizowanych przypadkach zanotowano spadek lub brak zmian w zakresie omawianego parametru. Na terenie pozostałych gmin województwa podlaskiego nastąpiło zwiększenie długości czynnej sieci kanalizacyjnej. Przy czym warto zaznaczyć, iż ponad 30% analizowanych gmin wzrost gęstości sieci kanalizacyjnej był znaczący i przekroczył wartość 100% w ciągu okresu 2003-2014.

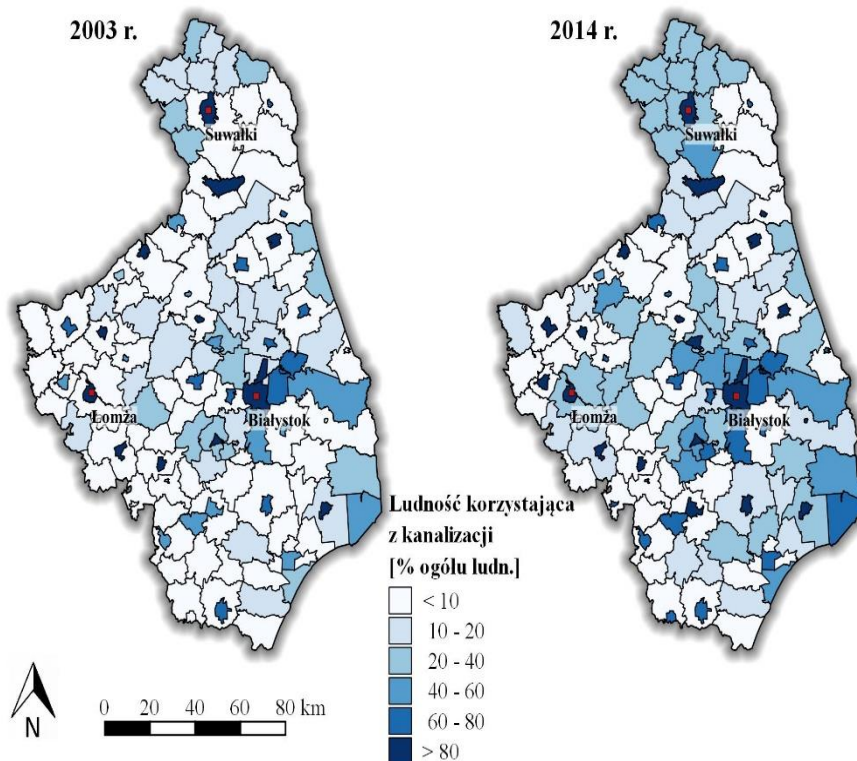


Rysunek 5. Gęstość czynnej sieci kanalizacyjnej [km/100 km²] w poszczególnych gminach województwa podlaskiego

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z Banku Danych Lokalnych GUS i Państwowego Rejestru Granic

Mniejsze zagęszczenie sieci kanalizacyjnej znajduje również odzwierciedlenie w procencie ogólnej liczby ludności mającej dostęp do czynnej infrastruktury kanalizacyjnej w porównaniu do sieci

wodociągowej. Wśród analizowanych jednostek terytorialnych województwa podlaskiego blisko 23% stanowią obszary dotychczas nieskanalizowane (głównie obszary wiejskie) (Rys. 6). Na terenie województwa występują 24 jednostki terytorialne, gdzie w rozpatrywanym okresie odnotowano ponad 2-krotne zwiększenie dostępu ludności do sieci kanalizacyjnej. Największą dostępnością do infrastruktury kanalizacyjnej (powyżej 90%) charakteryzuje się 10 gmin, wśród których można wskazać Białystok (96%), Wysokie Mazowiecki (96,10%) oraz Michałowo (99,70%) (Rys. 6).

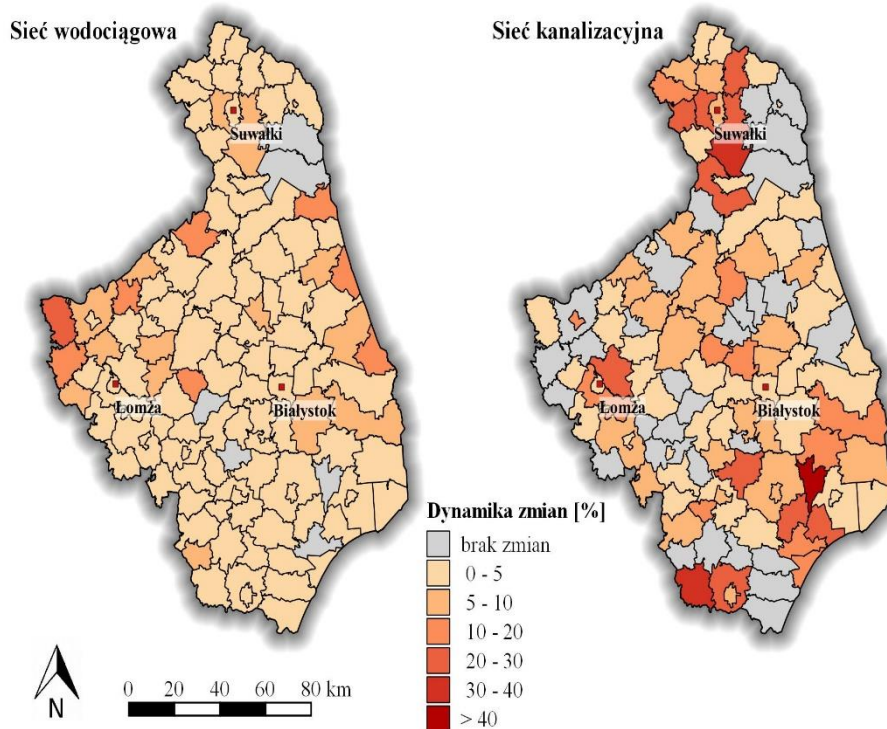


Rysunek 6. Procentowy udział ludności korzystającej z kanalizacji w poszczególnych gminach województwa podlaskiego

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z Banku Danych Lokalnych GUS i Państwowego Rejestru Granic

Kolejną z przeprowadzonych analiz było obliczenie średniego rocznego tempa przyrostu długości czynnej sieci wodociągowej oraz kanalizacyjnej. Na podstawie obliczonych łańcuchowych wskaźników dynamiki (Rys. 7) można wskazać, iż w przypadku sieci wodociągowej największą dynamiką rozwoju charakteryzuje się gmina Turośl (29,22%) oraz Lipsk (19,78%). Warto zaznaczyć, iż połowa analizowanych jednostek terytorialnych odznacza się roczną dynamiką zmian na poziomie +1,70%. Z kolei najmniejszą dynamiką w zakresie tego charakteryzują się 3 gminy: Kleszczele, Czyże i Poświętne. Średnie roczne tempo zmian z uwzględnieniem wszystkich obserwacji wynosi 3,14%.

W przypadku rozwoju sieci kanalizacyjnej średnia roczna dynamika jednostek osiąga poziom 6,57%. Największymi wartościami charakteryzowanego wskaźnika (powyżej 30%) odznaczają się takie gminy jak: Nowinka, Drohiczyn oraz Czyże (Rys. 7). Należy podkreślić, iż w połowie analizowanych gmin dynamika przekracza 4,18%, co oznacza, że średnio rocznie notowano wzrost wyposażenia w urządzenia sieci kanalizacyjnej o ponad 4%. Zauważa się zatem poprawę, aczkolwiek w dalszym ciągu stopień skanalizowania, szczególnie obszarów wiejskich, jest niewystarczający.



Rysunek 7. Dynamika zmian rozwoju infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w okresie 2003-2014 w poszczególnych gminach województwa podlaskiego

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z Banku Danych Lokalnych GUS i Państwowego Rejestru Granic

Rozwój systemów zaopatrzenia w wodę, jak również wzrost poziomu życia mieszkańców, wpływają na zmiany ilości zużywanej wody. W przypadku terenów wiejskich zdecydowany wzrost długości sieci wodociągowej oraz liczby przyłączy do budynków, a tym samym poprawa dostępności infrastruktury wodociągowej stanowi przyczynę wzrostu zapotrzebowania na wodę, co potwierdzają badania innych autorów [1, 5].

Sytuacja odmiennie kształtuje się w przypadku obszarów zurbanizowanych, gdzie poziom wyposażenia w urządzenia infrastruktury jest duży, zatem na przestrzeni analizowanego okresu 2003-2014 nie odnotowano znacznego wzrostu, zarówno w przypadku długości sieci

wodociągowej, jak i kanalizacyjnej. Na obszarach tych widoczna jest zatem tendencja malejąca zużycia wody utrzymująca się na obszarach komunalnych od lat 90, co jest przedmiotem badań podejmowanych przez wielu autorów [15, 16, 17, 18, 19].

Istotnym zagadnieniem w świetle prezentowanych wyników jest utrzymująca się dysproporcja pomiędzy wyposażeniem w infrastrukturę wodociągową w porównaniu z infrastrukturą kanalizacyjną. Mniejsze różnice notuje się na obszarach miejskich, podczas gdy na obszarach wiejskich rozbieżności te są zdecydowanie bardziej widoczne.

5. Wnioski

1. Stan wyposażenia sieć i urządzenia wodno-kanalizacyjne zarówno obszarów wiejskich jak i miejskich w województwie podlaskim w latach 2003-2014 uległ wyraźnej poprawie.
2. W przypadku większości gmin odnotowano wzrost średniego zapotrzebowania na wodę na 1 mieszkańca. Tendencja malejąca utrzymuje się jedynie w dużych ośrodkach miejskich.
3. Na podstawie obliczonych łańcuchowych wskaźników dynamiki można wskazać, iż w przypadku sieci wodociągowej połowa analizowanych jednostek terytorialnych odznacza się roczną dynamiką zmian na poziomie +1,70%. Średnie roczne tempo zmian z uwzględnieniem wszystkich obserwacji wynosi +3,14%. W przypadku sieci kanalizacyjnej wartości te wynoszą odpowiednio +4,18% i +6,57%.
4. Pomimo znacznego wzrostu wyposażenia gmin zarówno w sieć wodociągową, jak i kanalizacyjną utrzymuje się dysproporcja pomiędzy wyposażeniem gmin województwa podlaskiego

w infrastrukturę wodociągową w porównaniu z infrastrukturą kanalizacyjną.

5. Przeprowadzone w pracy podejście metodyczne stanowi skuteczne narzędzie oceny dynamiki i kierunków zmian w rozwoju instalacji sieciowych na poziomie regionalnym.

Literatura:

1. Orzechowska M.: *Rzeczywiste zużycie wody w warunkach wiejskich na przykładzie wybranych wodociągów*, Inżynieria Ekologiczna, nr 26, 2011, str. 206-2012.
2. Piszczek S., Biczkowski M.: *Infrastruktura komunalna jako element planowania i kształtowania rozwoju obszarów wiejskich ze szczególnym uwzględnieniem terenów chronionych*, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, nr 14, 2010, str. 41-56.
3. Kwapisz J.: *Ocena rozwoju wybranych elementów infrastruktury technicznej województwa śląskiego w latach 1995 do 2000*, Inżynieria Rolnicza, nr 3, 2002, str. 111-120.
4. Czerna-Grykiel J.: *Infrastruktura na obszarach wiejskich*, *Prace naukowe Akademii Ekonomicznej we Wrocławiu*, Agrobiznes, nr 941, 2002, str. 169-173.
5. Piasecki A.: *Rozwój infrastruktury wodno-kanalizacyjnej w gminach powiatu tucholskiego i świeckiego*, Logistyka – nauka, nr 4, 2013, str. 405-411.
6. Piasecki A.: *Rozwój i stan gospodarki wodno-ściekowej w Bydgoszczy*, Logistyka – nauka, nr 4, 2013, str. 412-418.
7. Woźniak M.: *Infrastruktura a zrównoważone zarządzanie obszarami wiejskimi*, Inżynieria Rolnicza, nr 3, 2002, str. 463-471.

8. Kraak M. J., Ormeling F.: *Kartografia. Wizualizacja danych przestrzennych*. Wyd. Naukowe PWN, Warszawa, 1998.
9. Magnuszewski A.: *GIS w geografii fizycznej*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa, 2015.
10. www.bdl.stat.gov.pl/BDL/start , [dostęp: 12.02.2016].
11. www.clc.gios.gov.pl/index.php?IdCss=0&IdStr=1228813535, [dostęp: 20.02.2016].
12. www.codgik.gov.pl/index.php/darmowe-dane.html, [dostęp: 15.02.2016].
13. Kozak J.: *Jerzy Bański: Jaka geografia? – uwarunkowania i spojrzenia w przyszłość: głos w dyskusji*, Przegląd Geograficzny, nr 85(3), 2013, str. 455-461.
14. Medyńska-Gulij B.: *Kartografia i geowizualizacja*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa, 2012.
15. Tuz P. K., Gwoździej-Mazur J., Barbarczyk K.: *Wybrane aspekty prognozowania zużycia wody w budownictwie wielorodzinnym*, Instal, nr 5, 2005 str. 40-43.
16. Roman M., Kłoss-Trębaczekiewicz H., Osucha-Pajdzińska E., Kałużna M., Mikulska E.: *Zmiana zużycia wody w miastach polskich w latach 1987 – 1998*, Ochrona Środowiska, nr 3(82), 2001, str. 3-6.
17. Wójtowicz P., Zimoch I., Pawlak A., Studziński J.: *Zasady budowy i kalibracji złożonego modelu hydraulicznego systemu wodociągowego*, Instal, nr 9, 2015 str. 69-73.
18. Zimoch I., Szymura E.: *Klasyfikacja stref systemu dystrybucji wody według wskaźników strat wody i awaryjności sieci*, Instal, nr 7/8, 2013, str. 64-68.

19. Kowalski D., Kowalska B., Kwietniewski M., Sygacz-Adamska J.:
*Analiza bilansu wody oraz awaryjności wybranego systemu dystrybucji
wody [w]: Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód, tom II*, pod red.
Dymaczewski Z., Jeż-Walkowiak J., Poznań: PZITS Oddział
Wielkopolski, 2012, str.77-92.

mgr inż. Iwona Kinga Piszczatowska¹⁾
Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Katedra Systemów Inżynierii Środowiska
ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok
¹⁾ipiszczatowska@wobi.pl

Wskaźniki eksploatacyjne, inwestycyjne i remontowe jako element benchmarkingu w spółce wodociągowo - kanalizacyjnej

*Indicators of operation, investment and refurbishment
as part of benchmarking in the water supply and sewage company*

Słowa kluczowe: *benchmarking, wskaźniki, sieć wodociągowa, kanalizacja*

Keywords: *benchmarking, indicators, water supply network, sewerage*

Streszczenie: Wskaźniki eksploatacyjne, inwestycyjne oraz remontowe są istotnym narzędziem w określeniu stanu technicznego oraz rozwoju sieci wodociągowej i kanalizacyjnej. Jednocześnie stanowią ważny element benchmarkingu, który umożliwia porównanie z innymi, podobnymi firmami. Pozwalają wskazać obszary gdzie jest ona lepsza, ale również te, gdzie możliwa i konieczna jest poprawa. Może być punktem odniesienia wskazującym najlepsze rozwiązania służące optymalizacji w eksploatacji sieci. Uzyskana przy ich pomocy poprawa wyników przekłada się na lepsze funkcjonowanie i wizerunek firmy. W niniejszym referacie przedstawiono zmiany na przestrzeni kilku lat oraz wyniki badań benchmarkingowych poszczególnych wskaźników na przykładzie „Wodociągów Białostockich” Sp. z o.o. Oprócz zobrazowania postępu i rozwoju wskaźników, przedstawiono wykresy z badań benchmarkingowych pokazujące pozycję firmy na tle innych przedsiębiorstw z branży oraz scharakteryzowano zastosowanie i sposób obliczenia poszczególnych wskaźników. Do porównania wyników z badań benchmarkingowych przyjęto 2010 r. oraz 2014 r. Wydawałoby się, że pięcioletnia przestrzeń czasowa jest zbyt krótka w analizowaniu wskaźników, jednak daje już pewien zarys w wyznaczeniu trendów.

1. Wstęp

Wskaźniki eksploatacyjne, inwestycyjne i remontowe, jako element benchmarkingu, umożliwiają porównanie firmy wodociągowo – kanalizacyjnej z innymi, podobnymi podmiotami w branży. Umożliwiają wykrywanie czynników, które sprawiają, że analizowane procesy są wykonywane efektywnie, a następnie wskazują możliwości zastosowania podobnych we własnym przedsiębiorstwie [1]. Poprawa wyników działalności uzyskana dzięki wskaźnikom przekłada się na lepszy ogólny wizerunek firmy, pomaga wskazać obszary gdzie jest ona lepsza, ale również te, gdzie możliwa i konieczna jest poprawa. Może być punktem odniesienia dla branży wskazując na najlepsze rozwiązania służące optymalizacji procesów.

W Polsce badaniem benchmarkingowym w branży wodociągowo-kanalizacyjnej zajmuje się Izba Gospodarcza „Wodociągi Polskie”. Rokrocznie za pomocą wypełnianych ankiet zbiera dane z firm wodociągowo - kanalizacyjnych, obliczając wskaźniki i tworząc raporty benchmarkingowe począwszy od 2009 r. Projekt z roku na rok wywołuje coraz większe zainteresowanie, w badaniu za 2009 r. udział wzięło ok. 60 firm [2], a w 2015 roku ponad 150 firm [3]. Podczas badania benchmarkingowego analizowanych jest ponad 30 wskaźników: eksploatacyjnych, inwestycyjnych, środowiskowych i finansowych. Badaniem objęte są jedynie firmy, które wyrażają na to zgodę. Przygotowanie takiego raportu nie jest rzeczą łatwą nie tylko na ze względu na rzetelność przekazywanych danych czy interpretację definicji zmiennych, lecz także na czas realizacji. Zbieranie danych za rok poprzedni odbywa się w momencie całkowitego podsumowania roku ubiegłego, przeważnie w miesiącu czerwcu. Następnie zebrane dane są przetwarzane

i obrabiane przez IGWP i pod koniec roku ukazuje się raport benchmarkingowy. Firma biorąca udział w badaniu może wystąpić do IGWP o przygotowanie zestawienia wskaźników z wykresami dla swojego przedsiębiorstwa na tle wyników ogólnych.

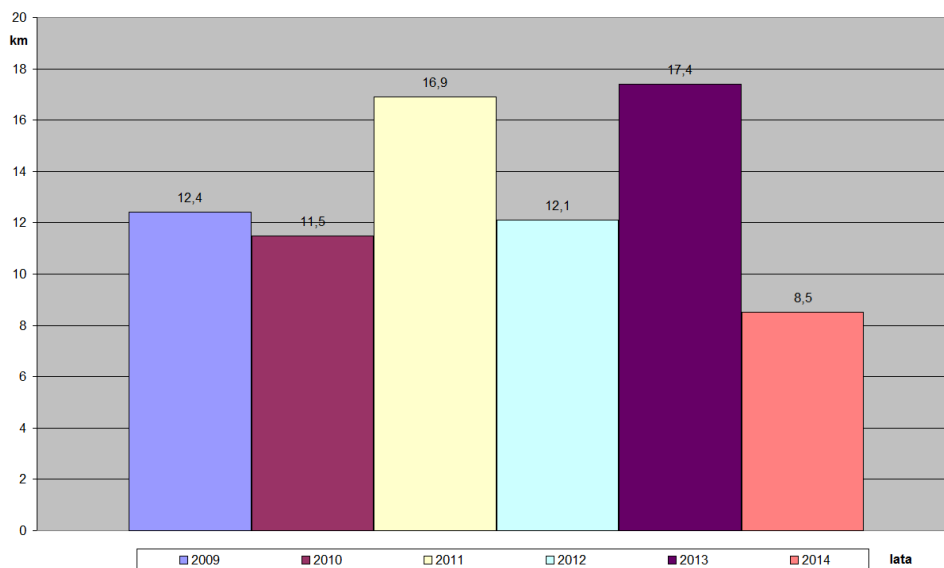
2. Wskaźniki eksploatacyjne, inwestycyjne i remontowe

„Wodociągi Białostockie” Sp. z o.o. od samego początku projektu biorą udział w badaniach benchmarkingowych firm wodociągowo – kanalizacyjnych. Uzyskane w ten sposób wyniki przekładają się na osiągnięcie wyższego poziomu działalności przedsiębiorstwa poprzez polepszenie jakości usług [4]. Poniżej przedstawiono wybrane wskaźniki służące do monitorowania prac na sieci wodociągowo – kanalizacyjnej. Na wykresach zaznaczono kolorem granatowym wartość średnią z uzyskanego badania, jednak bardziej odpowiednia do porównywania jest wprowadzona kolorem czerwonym mediana, czyli wartość, która dla uszeregowanych danych stanowi wartość środkową. Za pomocą zielonego słupka sklasyfikowano pozycję „Wodociągów Białostockich” Sp. z o.o. z podaną wartością wskaźnika. Zestawiono dane z 2010 r. w porównaniu z ostatnimi zebranymi z 2014 r. Uzyskanie aktualniejszych danych będzie możliwe dopiero pod koniec roku. W czerwcu 2016 roku będą przygotowywane wskaźniki za rok 2015. Do porównania nie przyjęto 2009 r. ze względu na ilościowo mniejszy udział firm w pierwszym roku badania. Wydawałoby się, że pięcioletnia przestrzeń czasowa, jest zbyt krótka w analizowaniu wskaźników jednak daje już pewien zarys w wyznaczeniu trendów.

2.1. Stopień wymiany sieci wodociągowej

Pierwszym z prezentowanych, w niniejszym artykule, wskaźników

jest stopień wymiany sieci wodociągowej. Poniżej przedstawiono zestawienie wymienionej sieci wodociągowej w latach 2009 – 2014 w „Wodociągach Białostockich” Sp. z o.o. W roku 2011 i 2013 widać ogromny skok wymiany sieci wodociągowej. Związany był on z realizacją dużej inwestycji współfinansowanej środkami z Unii Europejskiej. W ramach Funduszu Spójności zrealizowany został Projekt „Rozbudowa i modernizacja systemu wodociągowo kanalizacyjnego w Białymstoku i gminie Wasilków”. Projekt realizowany był w ramach 15 kontraktów na roboty. Długość wybudowanej sieci wodociągowej w ramach tego Projektu wyniosła 22,6 km, wyremontowanej i przebudowanej sieci wodociągowej – 17,2 km, długość wybudowanej sieci kanalizacji sanitarnej 38,5 km, długość wyremontowanej i przebudowanej sieci kanalizacyjnej wyniosła 21,0 km. Zakończenie robót budowlanych nastąpiło 30 września 2013 r. w 2014 r. trwało już tylko rozliczanie Projektu.

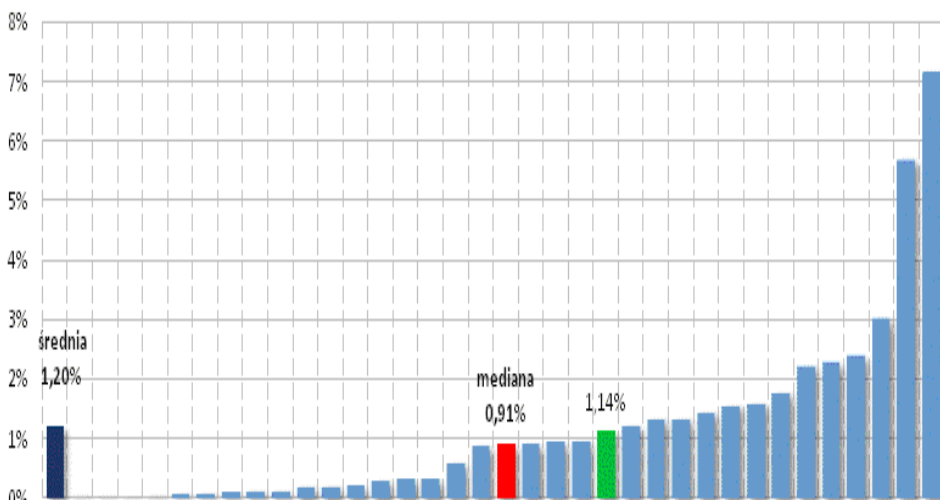


Rysunek 1. Wymieniona sieć wodociągowa w latach 2009-2014

Źródło: Opracowanie własne

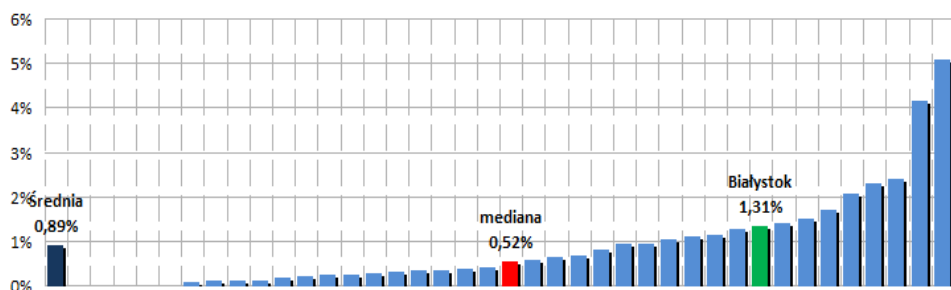
Jednak samo zestawienie ilości wymienionej sieci wodociągowej nie obrazuje sytuacji firmy, nie daje odpowiedzi czy jest to ilość zadowalająca i adekwatna do innych, podobnych przedsiębiorstw. Można to oszacować stosując wskaźnik benchmarkingowy. Stopień wymiany sieci jest jednym z najważniejszych wskaźników, związanym z potrzebami odnowienia sieci wodociągowej oraz spowolnienia procesu starzenia się systemu wodociągowego. Obok intensywnego realizowania inwestycji rozwojowych budowy nowych sieci z jednakową wagą należy traktować wymianę sieci, która podnosi jakość świadczonych usług na obsługiwanym terenie.

Wskaźnik „Stopień wymiany sieci wodociągowej” służy do monitorowania prac związanych z wymianą sieci wodociągowej. Liczony jest ze stosunku długość sieci wodociągowej wymienionej w danym roku do łącznej długości eksploatowanej sieci wodociągowej w danym roku wyrażonym w procentach.



Rysunek 2. Stopień wymiany sieci wodociągowej w 2010 r.

Źródło: IGWP



Rysunek 3. Stopień wymiany sieci wodociągowej w 2014 r.

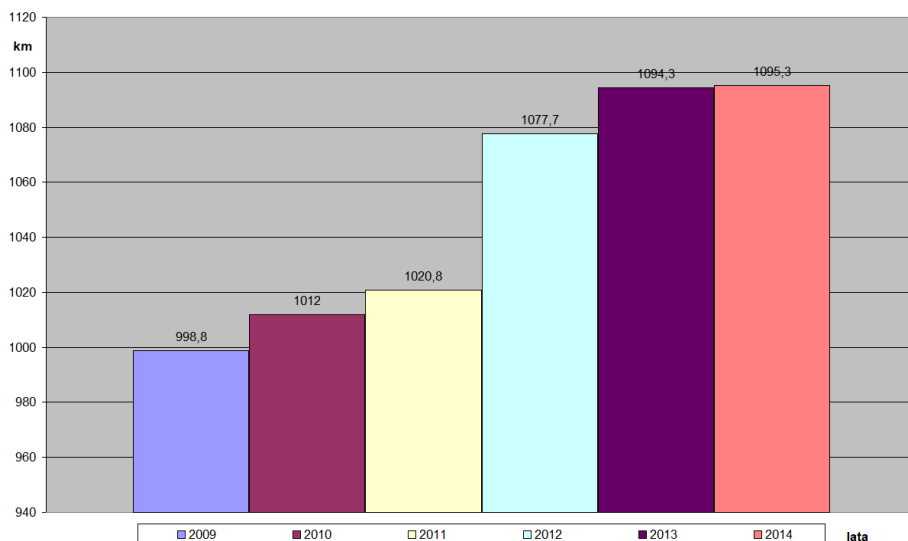
Źródło: IGWP

Dopiero zestawienie własnej pozycji, w tym przypadku pozycji „Wodociągów Białostockich” Sp. z o.o. z tłem – czyli całą grupą dużych przedsiębiorstw wodociągowo – kanalizacyjnych w kraju, miarodajnie obrazuje pozycję firmy, daje odpowiedź czy osiągnięty wskaźnik to dużo, czy mało oraz jak się on odnosi do wartości średniej i mediany.

Adekwatne postępowanie stosujemy traktując pozostałe wskaźniki.

2.2. Przyrost nowej sieci wodociągowej

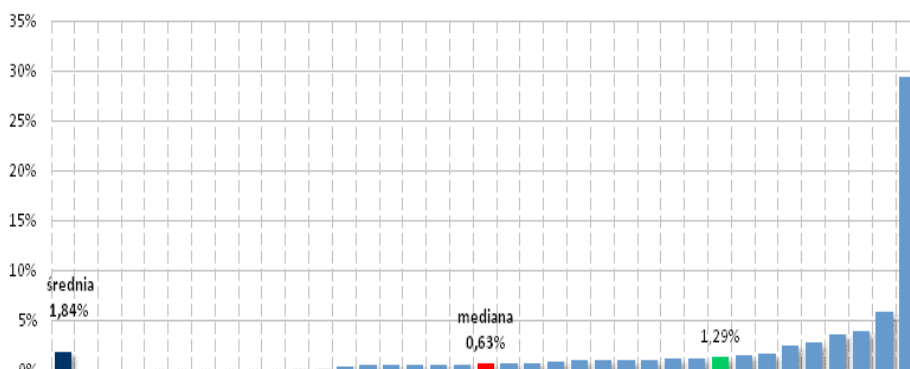
Kolejny wskaźnik „Przyrost nowej sieci wodociągowej” jest wskaźnikiem służącym do monitorowania prac związanych z budową nowej sieci wodociągowej. Poniżej dla pełniejszego zobrazowania wskaźnika zestawiono przyrost sieci wodociągowej w latach 2009 – 2014 w „Wodociągach Białostockich” Sp. z o.o.



Rysunek 4. Przyrost sieci wodociągowej w latach 2009-2014

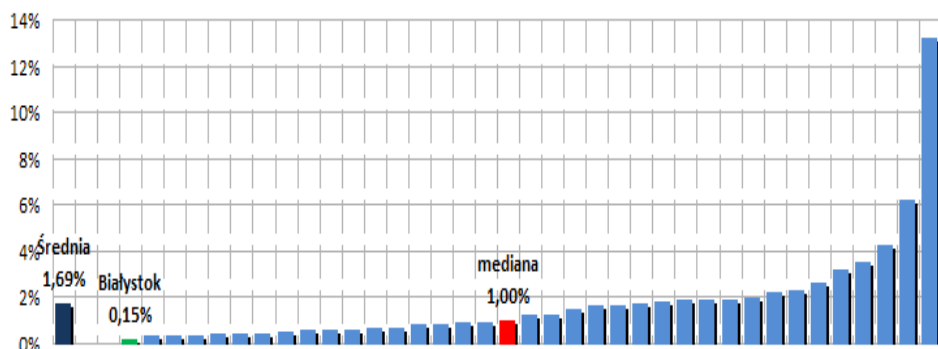
Źródło: Opracowanie własne

Wskaźnik „Przyrost nowej sieci wodociągowej” liczony jest za pomocą stosunku długości nowej sieci wodociągowej przyjętej do eksploatacji w danym roku do łącznej długości eksploatowanej sieci wodociągowej.



Rysunek 5. Przyrost nowej sieci wodociągowej w 2010 r.

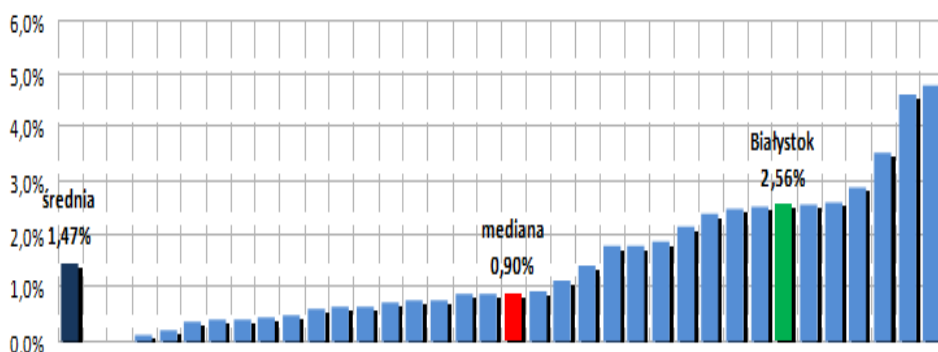
Źródło: IGWP



Rysunek 6. Przyrost nowej sieci wodociągowej w 2014 r.

Źródło: IGWP

Spadek tego wskaźnika z wartości 1,29 % do 0,15 % w przypadku „Wodociągów Białostockich” Sp. z o.o. związany jest z zakończoną realizacją dużej inwestycji współfinansowanej w ramach Funduszu Spójności. Pomimo, iż na wykresie obrazującym przyrost sieci w poszczególnych latach odnotowywany jest trend wzrostowy, w zestawieniu z innymi dużymi przedsiębiorstwami wodociągowo – kanalizacyjnymi z kraju „Wodociągi Białostockie” Sp. z o.o. plasują się na niekorzystnej pozycji. Wy tłumaczeniem takiej sytuacji jest fakt, iż Spółka ta była liderem w pozyskiwaniu środków z Funduszu Spójności oraz realizacji inwestycji. Zakończenie robót budowlanych w Spółce nastąpiło w 2013 r. natomiast najprawdopodobniej inne firmy kończyły roboty w 2014 roku, a w 2015 r. realizowały już tylko sprawy formalne związane z rozliczaniem Projektów. Trend rozwoju wskaźnika należy obserwować w następnych latach, by mieć możliwość wyciągnięcia odpowiednich wniosków. Jako dowód na uspokojenie, iż w obrębie analizowanego wskaźnika nie zachodzą żadne niepokojące przesłanki, zaprezentowano poniżej ten sam wskaźnik dla roku 2013 [5], w którym to odbyło się projektowe przejęcie środków trwałych wybudowanej sieci i oddanie jej do eksploatacji.

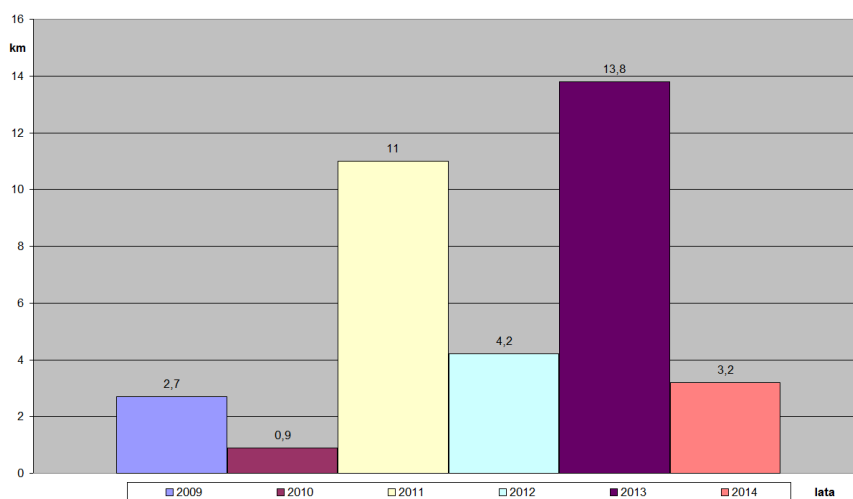


Rysunek 7. Przyrost nowej sieci wodociągowej w 2013 r.

Źródło: IGWP

2.3. Stopień wymiany sieci kanalizacyjnej

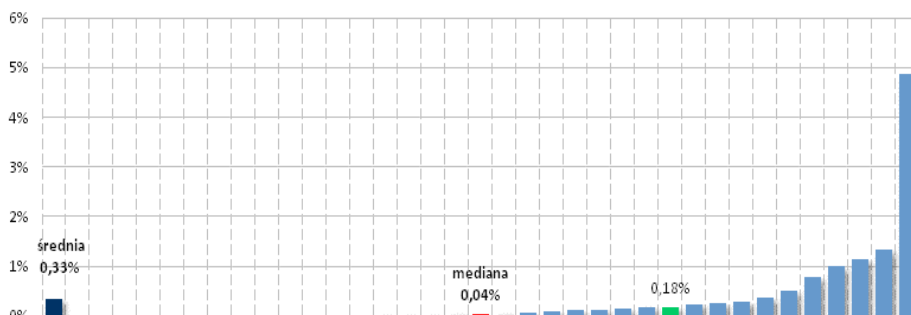
Analogicznie jak w przypadku sieci wodociągowej przedstawia się sytuacja z wymianą sieci kanalizacyjnej. W 2011 oraz 2013 roku odnotowano ogromny skok wymiany sieci kanalizacyjnej w porównaniu do pozostałych lat. Podobnie jak w przypadku sieci wodociągowej, związany był również z realizacją inwestycji współfinansowanej środkami z Unii Europejskiej.



Rysunek 8. Wymieniona sieć kanalizacyjna w latach 2009-2014

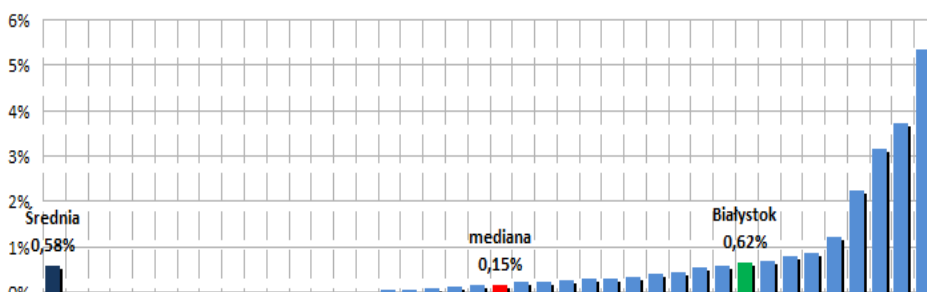
Źródło: Opracowanie własne

Wskaźnik „Stopień wymiany sieci kanalizacyjnej” służy do monitorowania prac związanych z wymianą sieci kanalizacyjnej. Określany jest poprzez stosunek długości sieci kanalizacyjnej wymienionej w danym roku do łącznej długości eksploatowanej sieci kanalizacyjnej.



Rysunek 9. Stopień wymiany sieci kanalizacyjnej w 2010 r.

Źródło: IGWP

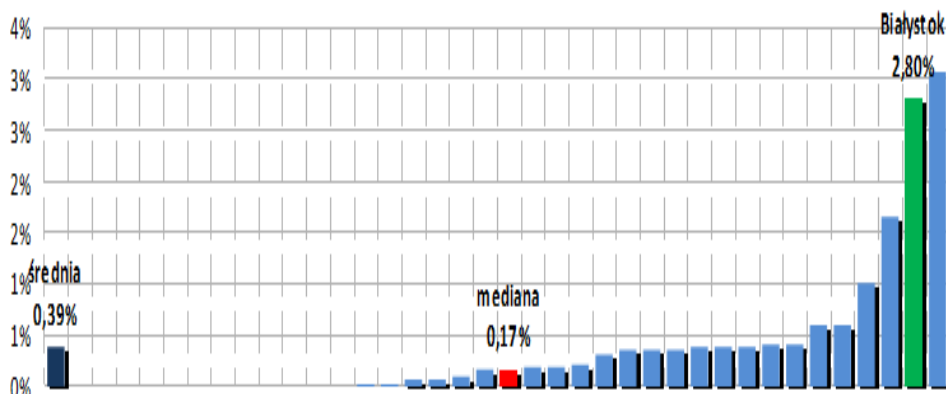


Rysunek 10. Stopień wymiany sieci kanalizacyjnej w 2014 r.

Źródło: IGWP

Ogólnie wartość powyższego wskaźnika w Polsce, jest stosunkowo niska co jest konsekwencją intensyfikacji budowy sieci kanalizacyjnej dopiero w ostatnich latach. Związane jest to też z większą trwałością prawidłowo wybudowanej sieci kanalizacyjnej w stosunku do sieci wodociągowej. Wskaźnik ten w krajach wysoko rozwiniętych przyjmuje wartość na poziomie 2% [6].

Poniżej przedstawiono ten sam wskaźnik dla roku 2013, w którym to zakończono projektowe roboty budowlane z wiązane z budową i przebudową sieci.

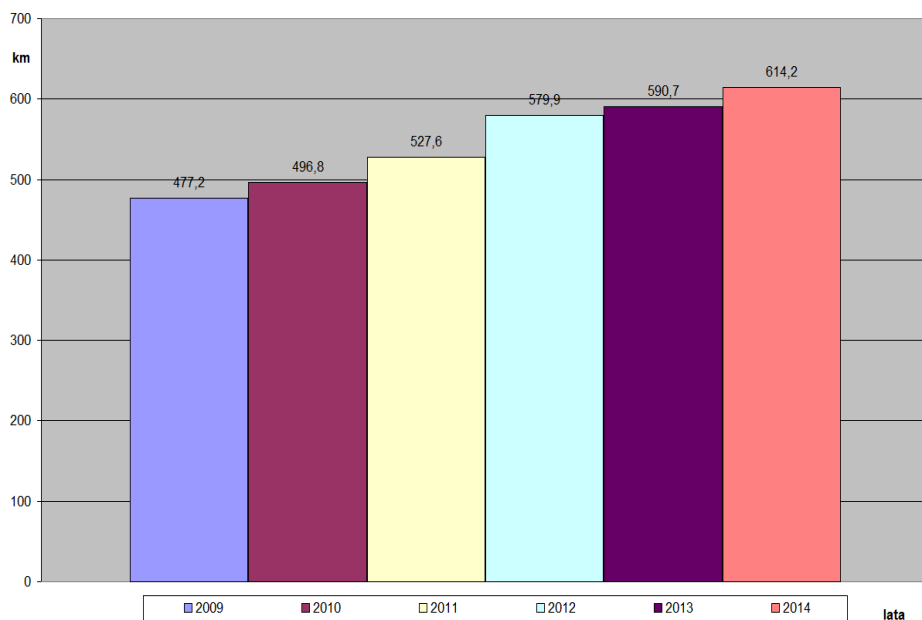


Rysunek 11. Stopień wymiany sieci kanalizacyjnej w 2013 r.

Źródło: IGWP

2.4. Przyrost nowej sieci kanalizacyjnej

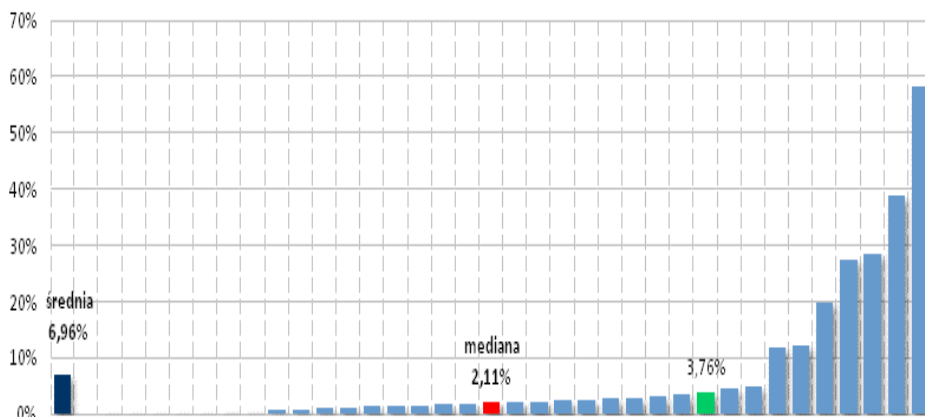
Kolejnym prezentowanym wskaźnikiem jest „Przyrost nowej sieci kanalizacyjnej”. Jego celem jest monitorowanie prac związanych z budową nowej sieci kanalizacyjnej. Trend i obraz tego wskaźnika wygląda identycznie jak w przypadku wskaźnika „Przyrost nowej sieci wodociągowej”, pomimo przyrostu sieci w latach 2009 – 2014 wartość samego wskaźnika maleje zarówno w Białymstoku jak i w Polsce.



Rysunek 12. Przyrost sieci kanalizacyjnej w latach 2009-2014

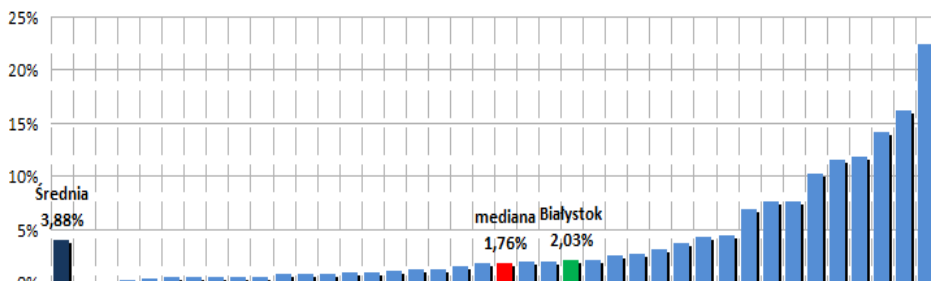
Źródło: Opracowanie własne

Wskaźnik „Przyrost nowej sieci kanalizacyjnej” określa procentowy wzrost długości nowej sieci, w stosunku do łącznej długości użytkowanej sieci kanalizacyjnej na koniec danego roku.



Rysunek 13. Przyrost nowej sieci kanalizacyjnej w 2010 r.

Źródło: IGWP



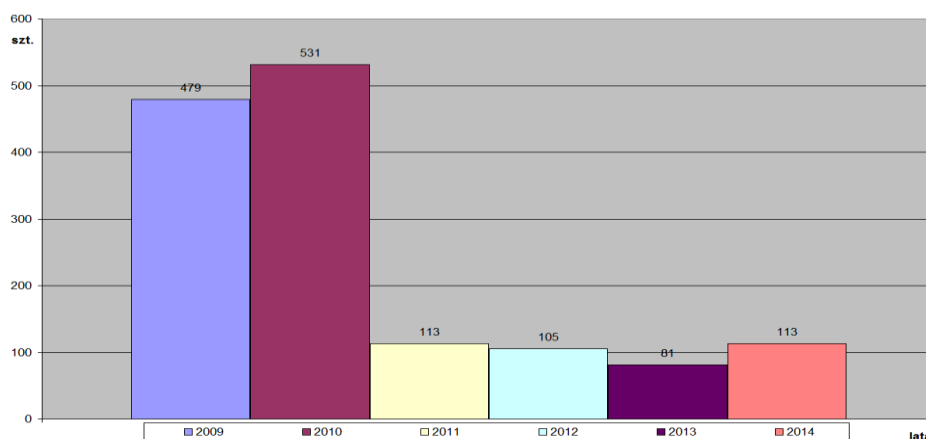
Rysunek 14. Przyrost nowej sieci kanalizacyjnej w 2014 r.

Źródło: IGWP

Proponowana statystyka dotycząca wymiany, renowacji, czy uszczelnienia sieci kanalizacyjnej powinna zostać poszerzona o uwzględnienie naprawy sieci technikami bezwykopowymi. Coraz częściej zastępują one wymianę sieci i powinny być monitorowane osobnym wskaźnikiem.

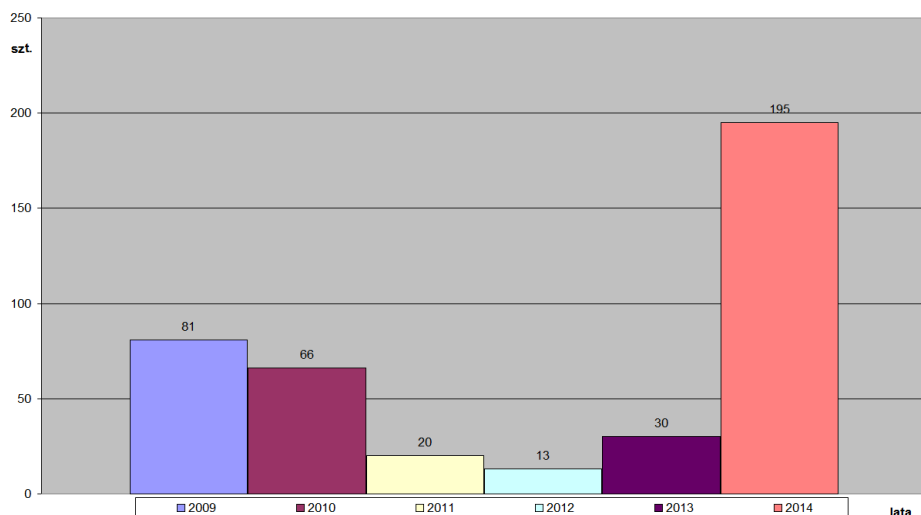
2.5. Awarie sieci

Przyrost nowej sieci i stopień jej wymiany ma bardzo duży wpływ na awaryjność sieci [7]. Zaprezentowane poniżej wskaźniki dotyczące awaryjności znakomicie to ilustrują.



Rysunek 15. Liczba awarii liniowych na sieci wodociągowej w latach 2009-2014

Źródło: Opracowanie własne

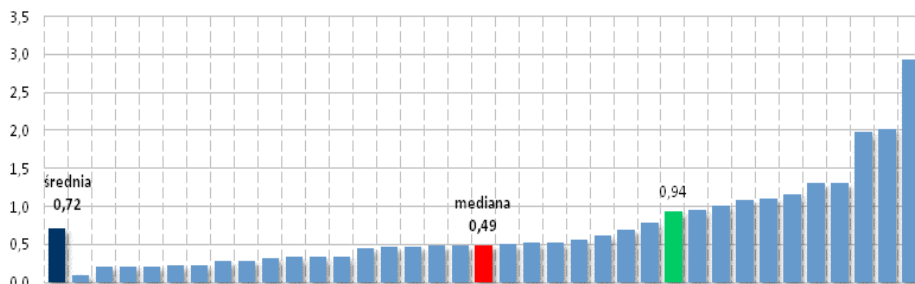


Rysunek 16. Liczba awarii liniowych na sieci kanalizacyjnej w latach 2009-2014

Źródło: Opracowanie własne

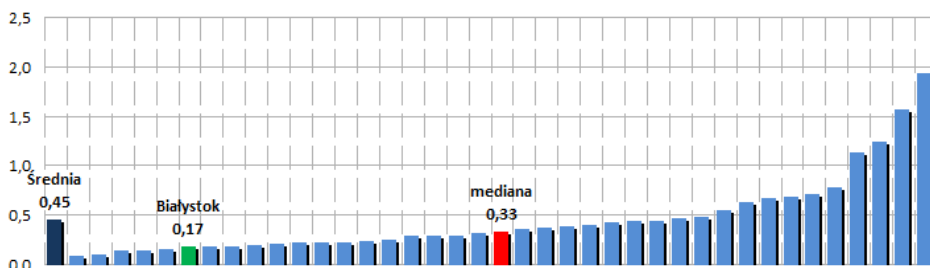
2.5.1. Awaryjność eksploatowanej sieci wodociągowej

Wskaźnik „Awaryjność eksploatowanej sieci wodociągowej” służy do określenia ogólnego poziomu awaryjności eksploatowanej sieci wodociągowej w danym roku informującego o jej stanie technicznym. W celu policzenia tego wskaźnika musimy liczbę awarii liniowych na eksploatowanej sieci wodociągowej (w tym wskaźniku bez przyłączy) podzielić przez długość eksploatowanej sieci wodociągowej (bez przyłączy).



Rysunek 17. Awaryjność eksploatacyjnej sieci wodociągowej bez przyłączy w 2010 r.

Źródło: IGWP



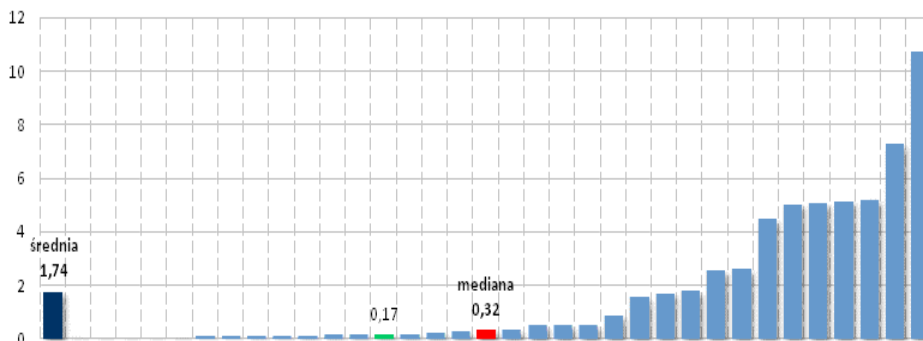
Rysunek 18. Awaryjność eksploatacyjnej sieci wodociągowej bez przyłączy w 2014 r.

Źródło: IGWP

Tak duży spadek awaryjności można wytłumaczyć oddaniem do eksploatacji nowych, a więc nie generujących awarii, odcinków sieci i ich rozbudowy w ostatnich latach.

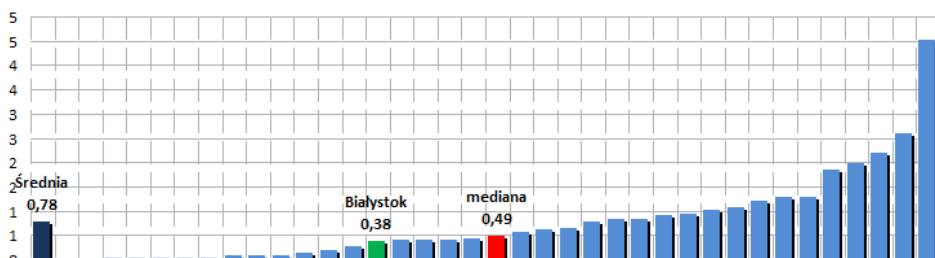
2.5.2. Awaryjność eksploatowanej sieci kanalizacyjnej

Podobnie określany jest wskaźnik „Awaryjność eksploatowanej sieci kanalizacyjnej”, służący do określenia poziomu awaryjności eksploatowanej sieci kanalizacyjnej i przedstawienia jej stanu technicznego. Obliczamy go dzieląc liczbę awarii liniowych na eksploatowanej sieci kanalizacyjnej bez przykanalików przez długość eksploatowanej sieci kanalizacyjnej bez przykanalików.



Rysunek 19. Awaryjność eksploatacyjnej sieci kanalizacyjnej bez przykanalików w 2010 r.

Źródło: IGWP



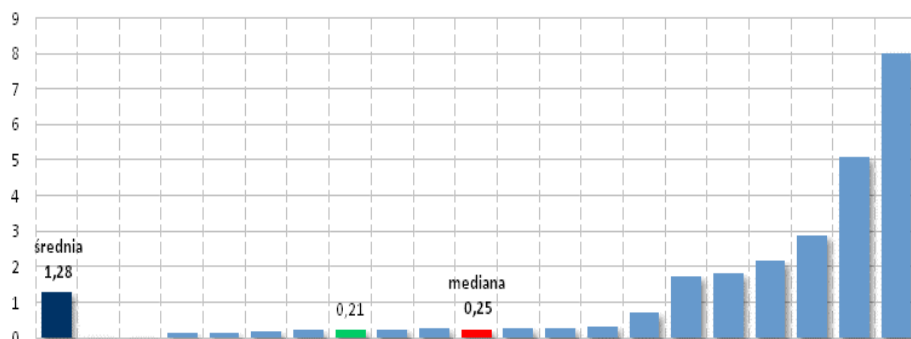
Rysunek 20. Awaryjność eksploatacyjnej sieci kanalizacyjnej bez przykanalików w 2014 r.

Źródło: IGWP

Zarówno jeden jak i drugi wskaźnik przydatny jest do oceny stanu technicznego sieci oraz sposobu zarządzania przez eksploatorów.

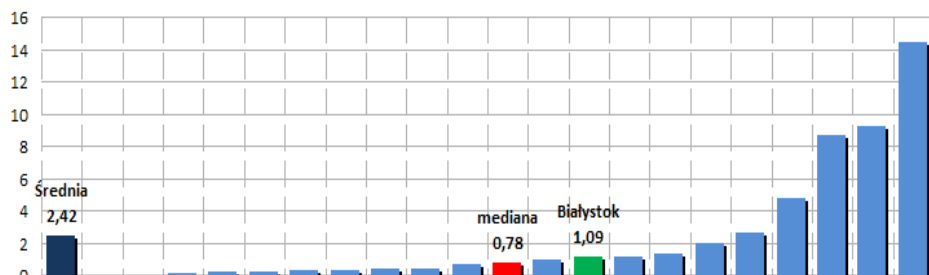
2.5.3. Awaryjność przepompowni ścieków

Z awariami sieci kanalizacyjnej ściśle związany jest także wskaźnik awaryjności przepompowni ścieków. Jego celem jest określenie poziomu awaryjności eksploatowanych przepompowni ścieków w danym roku. Liczony jest poprzez podzielenie ilości awarii na eksploatowanych przepompowniach ścieków przez ich ogólną liczbę eksploatowanych przepompowni ścieków.



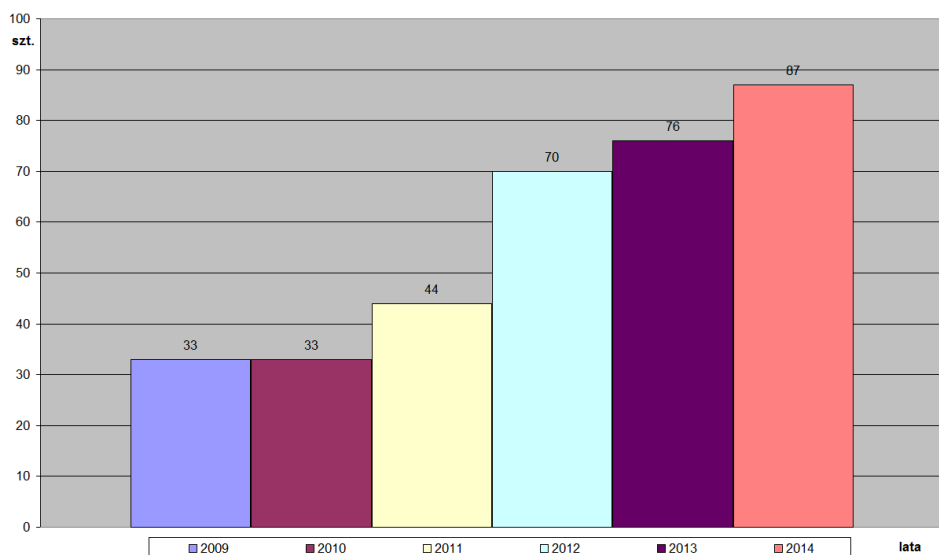
Rysunek 21. Awaryjność eksploatowanych przepompowni ścieków w 2010 r.

Źródło: IGWP



Rysunek 22. Awaryjność eksploatowanych przepompowni ścieków w 2014 r.

Źródło: IGWP



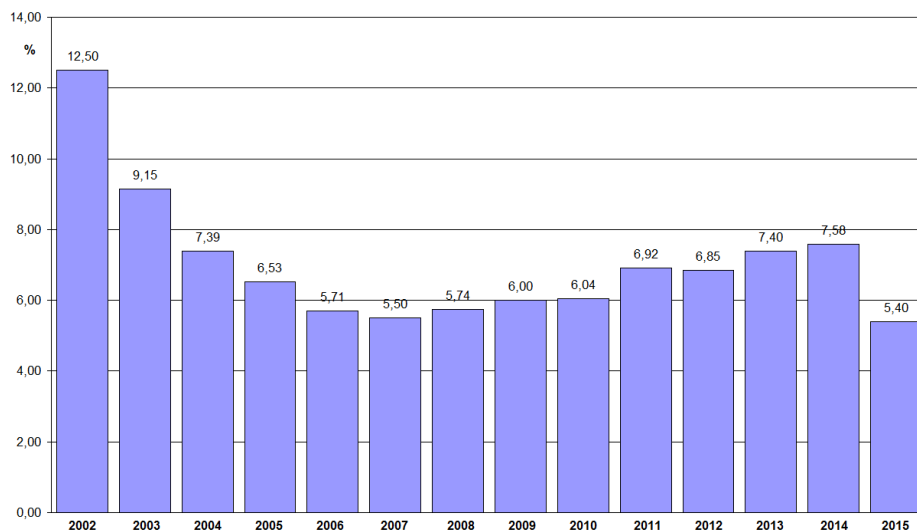
Rysunek 23. Liczba eksploatowanych przepompowni ścieków w latach 2009-2014

Źródło: Opracowanie własne

2.6. Straty wody

Wskaźniki opisujące straty wody pełnią ważną rolę w ocenie sposobu eksploatacji sieci. Określają istotne elementy zarządzania dystrybucją mające wpływ na koszty oraz stan techniczny sieci [8]. Poniżej przedstawiono straty wody „Wodociągów Białostockich” Sp. z o.o. na przestrzeni lat 2002 – 2015. Wartości trochę się różnią od wartości wskaźnika benchmarkingowego „Strata wody”. Związane jest

to z nieznacznie uściślonym sposobem liczenia strat, albowiem od ilości wody wtłoczonej do sieci po odjęciu ilości wody sprzedanej, została odjęta ilość wody zużyta na cele technologiczne, socjalno bytowe obiektów wodociągowych oraz woda zużyta na cele pożarnicze w mieście i gminie.



Rysunek 24. Straty wody na przestrzeni lat

Źródło: Opracowanie własne

Z roku na rok wskaźniki strat wody ulegają znacznej poprawie. Wskaźniki te wyraźnie korelują z wskaźnikami dotyczącymi awaryjności sieci wodociągowej oraz wskaźnikiem wymiany sieci wodociągowej. Straty wody powinny być analizowane z uwzględnieniem lokalnych uwarunkowań. Specyfika obszarów wiejskich lub Śląska jest zupełnie inna niż obszarów dużych aglomeracji, czy terenów mało zurbanizowanych.

2.6.1. Strata wody

Wskaźnik „Strata wody” odnosi się do wody wtłoczonej do sieci pomniejszonej o wodę sprzedaną i zużytą na cele technologiczne, wyrażony w procentach.

Obliczany jest ze wzoru:

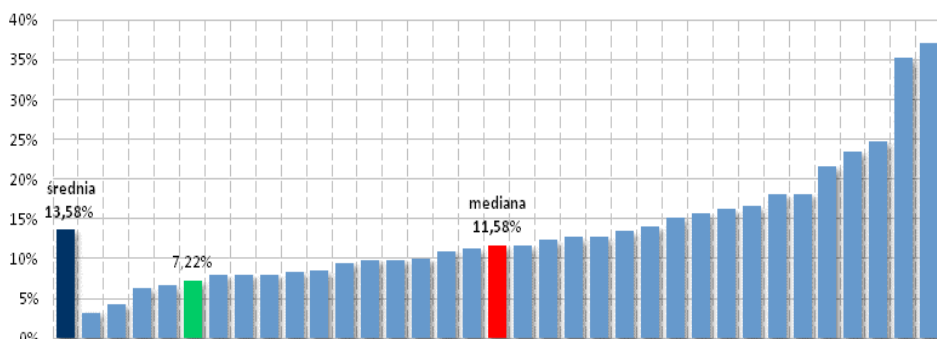
$$\frac{A - B - C}{C} \times 100 \quad (1)$$

gdzie:

A – woda wtłoczona do sieci (tys. m³),

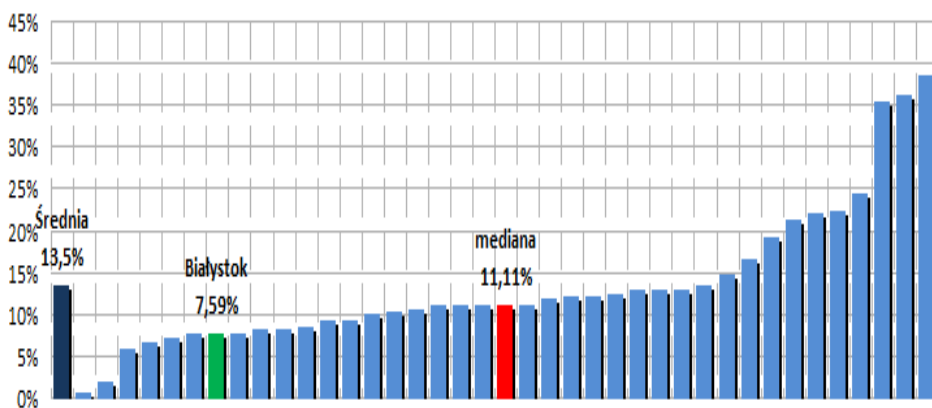
B – woda sprzedana (tys. m³),

C – woda zużyta na własne cele technologiczne po wtłoczeniu do sieci (tys. m³).



Rysunek 25. Strata wody w 2010 r.

Źródło: IGWP



Rysunek 26. Strata wody w 2014 r.

Źródło: IGWP

2.6.2. Strata wody na 1 km sieci

Wskaźnik „Strata wody na 1 km sieci” informuje o stanie technicznym eksploatowanej sieci wodociągowej. Odnosi się do wody wtłoczonej do sieci pomniejszonej o wodę sprzedaną i zużytą na cele technologiczne, podzielonej na długość sieci. Podany jest w 1000 m³/km/rok.

Obliczony został ze wzoru:

$$\frac{A - B - C}{D} \times 1000 \quad (2)$$

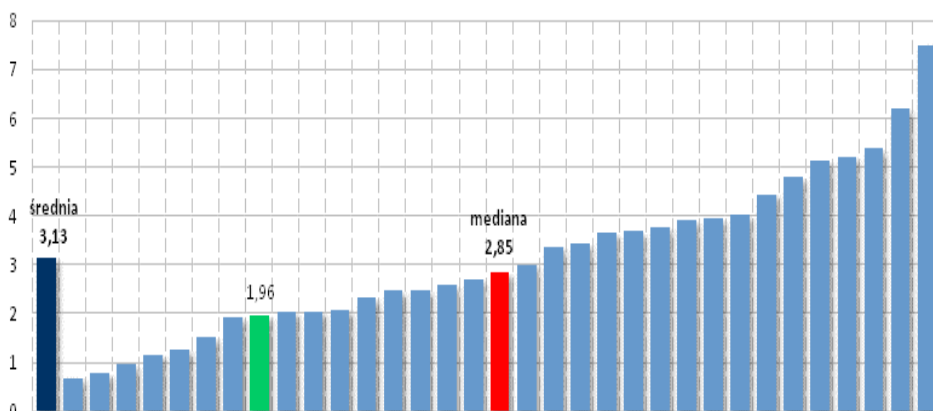
gdzie:

A – woda wtłoczona do sieci (tys. m³),

B – woda sprzedana (tys. m³),

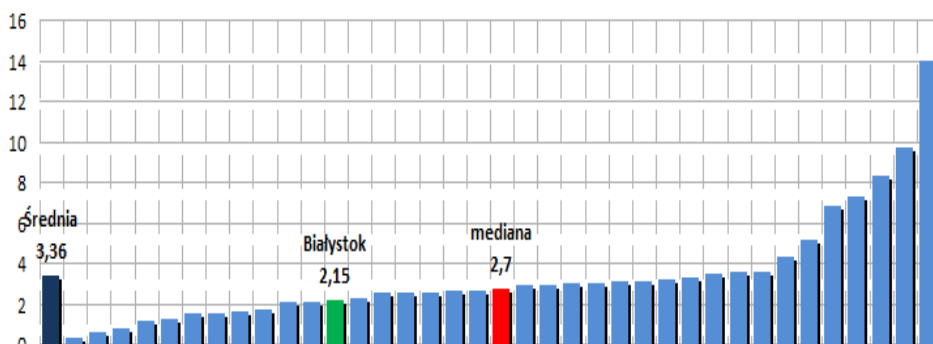
C – woda zużyta na własne cele technologiczne po wtłoczeniu do sieci (tys. m³),

D – długość eksploatowanej sieci wodociągowej (bez przyłączy) (km).



Rysunek 27. Strata wody na 1 km sieci w 2010 r.

Źródło: IGWP

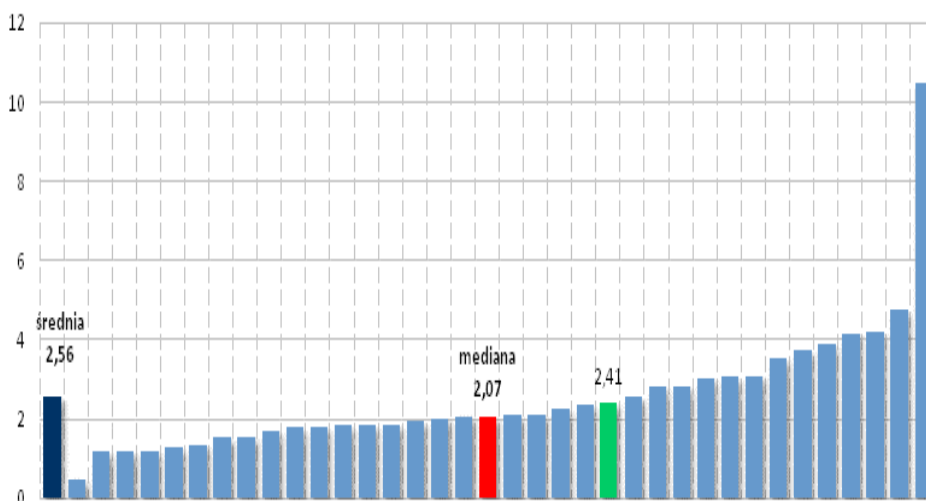


Rysunek 28. Strata wody na 1 km sieci w 2014 r.

Źródło: IGWP

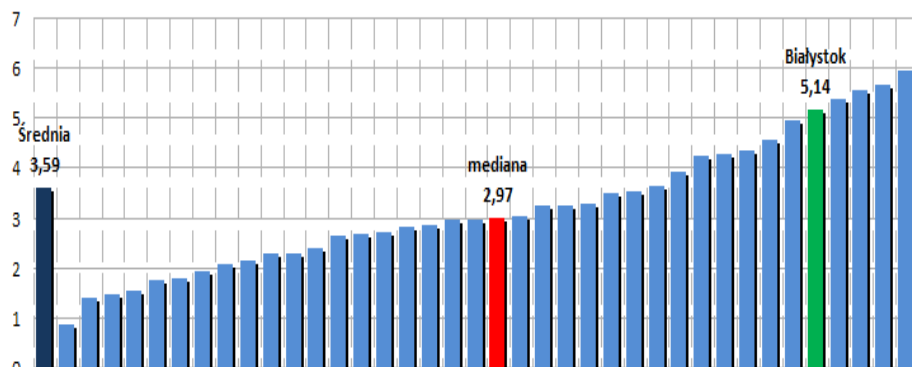
2.7. Efektywność obsługi sieci

Wskaźnik „Efektywność obsługi sieci” służy do oceny efektywności zarządzania, a w efekcie określania możliwości optymalizacji zatrudnienia w powiązaniu z długością eksploatowanej sieci. Oblicza się go ze stosunku długości eksploatowanej sieci wodociągowej i kanalizacyjnej do przeciętnego zatrudnienia podanego w etatach.



Rysunek 29. Efektywność obsługi sieci bez przyłączy i przykanalików w 2010 r.

Źródło: IGWP



Rysunek 30. Efektywność obsługi sieci bez przyłączy i przykanalików w 2014 r.

Źródło: IGWP

3. Podsumowanie

Analizowane w artykule wskaźniki, zostały wybrane jako kluczowe dla celów eksploatacyjnych. Coroczne aktualizowanie bazy danych tych wskaźników pozwala pozycjonować przedsiębiorstwo na tle pozostałych firm, a w efekcie wyznaczać kierunek doskonalenia działań. Wprawdzie niewielka przestrzeń czasowa, zastosowana w analizowaniu wskaźników nie pozwala na ostateczne nakreślenie trendów, niemniej jednak w ujęciu ogólnym daje pewien obraz i stanowi podstawę sformułowania wniosków. W wyniku racjonalnego stosowania wskaźników benchmarkingowych w zarządzaniu powstaje wieloletnia baza odniesienia. Coroczna aktualizacja pozwala na pozycjonowanie i rozważenie niezbędnych kierunków działań.

Zaangażowanie w badania benchmarkingowe jest ważne dla obserwacji procesu wyrównywania poziomu usług oraz niwelowania różnic cywilizacyjnych [9]. Warto porównać wskaźniki własne również ze wskaźnikami z innych krajów europejskich.

4. Wnioski

1. Wskaźniki eksploatacyjne, inwestycyjne oraz remontowe są istotnym narzędziem w określeniu stanu technicznego oraz rozwoju sieci wodociągowej i kanalizacyjnej.
2. Wskaźniki stanowią ważny element benchmarkingu, który umożliwia porównanie z innymi, podobnymi przedsiębiorstwami.
3. Wskaźniki benchmarkingowe mogą stanowić punkt odniesienia wskazujący najlepsze rozwiązania służące optymalizacji eksploatacji sieci w zakresie efektywności eksploatacji, stopnia wymiany i modernizacji sieci, strat wody i innych.
4. Budowanie bazy danych wskaźników i wykorzystanie ich jako narzędzia pozwala pozycjonować przedsiębiorstwo na tle pozostałych firm, a w efekcie wyznaczać kierunek doskonalenia działań.

Literatura:

1. Bogan C.E., English M.J.: *Benchmarking jako klucz do najlepszych prakty.* Wyd. Onepress.pl Helion SA Helion, Gliwice, 2006.
2. Bogdanowicz M i in.: *Benchmarking - Wyniki przedsiębiorstw wodociągowo - kanalizacyjnych w Polsce za 2009 rok.* Izba Gospodarcza „Wodociągi Polskie”, Bydgoszcz, 2010.
3. Józwiak I., Osiński A. i in.: *Benchmarking - Wyniki przedsiębiorstw wodociągowo - kanalizacyjnych w Polsce za 2014 rok.* Izba Gospodarcza „Wodociągi Polskie”, Bydgoszcz, 2015.
4. Piszczatowska I.K.: *Porównywanie wodociągów.* Kierunek Wod-Kan nr 1, 2015, str. 50-54.

5. Bogdanowicz M Gołębiewski A Wojnowska M i in.: *Benchmarking - Wyniki przedsiębiorstw wodociągowo - kanalizacyjnych w Polsce za 2013 rok*. Izba Gospodarcza „Wodociągi Polskie”, Bydgoszcz, 2014.
6. Lindtner S, Schaar H, Kroiss H.: *Benchmarking of large municipal wastewater treatment plants treating over 100,000 PE in Austria*. Water Science and Technology, nr. 57/10, 2008, str 1487-1493.
7. Kowalski D, Misztal-Kruk K.: *Failure of water supply networks in selected Polish towns based on the field reliability tests*. Engineering Failure Analysis, nr 35, 2013, str. 736-742.
8. Hotłoś H.: *Ilościowa ocena wpływu wybranych czynników na parametry i koszty eksploatacyjne sieci wodociągowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2007.
9. Ziembicki B.: *Benchmarking w doskonaleniu organizacji usług użyteczności publicznej*. Wyd. Akademii Ekonomicznej w Krakowie, Kraków, 2007.

Marek Pobłocki¹⁾

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
Koło Naukowe Studentów "Konfuzor"

Gabriela Narutowicza 11/12, Gdańsk

¹⁾marekpob@gmail.com

Wpływ wód opadowych na pracę kanalizacji sanitarnej w wybranych zlewniach aglomeracji gdyńskiej

*The impact of stormwater on the sanitary sewage system in selected
catchment areas of Gdynia agglomeration*

Słowa kluczowe: *kanalizacja sanitarna, wody opadowe, ścieki bytowo-gospodarcze*

Keywords: *sanitary sewer, stormwater, domestic sewage*

Streszczenie: W kanalizacji sanitarnej, pomimo założenia idealnej separacji od wód deszczowych, pojawia się pewna objętość wody pochodzenia opadowego. Głównym celem artykułu jest oszacowanie udziału opadu atmosferycznego w przepływie w sieci kanalizacji sanitarnej w okresie deszczowym na tle pracy sieci kanalizacyjnej w czasie bezopadowym. Do oszacowań wybrano dwa systemy kanalizacji sanitarnej znajdującej się w gęsto zabudowanej dzielnicy Gdyni (zlewni przepompowni „Karwiny”) oraz na obszarze o mniejszej urbanizacji (zlewnia przepompowni przy ul. Weteranów w Wejherowie). Są to systemy zaopatrzone w ciągły monitoring pracy pomp i stanów napełnienia zbiorników przepompowni. Do opracowania wyników udziału wód opadowych w przepływie ścieków sanitarnych wykorzystano metodę SCS, która pozwala oszacować opad efektywny na podstawie, pomierzonego na dwóch stacjach opadowych, opadu atmosferycznego. W analizie zaproponowano trzy metody szacowania wydatku ścieków dopływających do przepompowni. Wyniki oszacowań wskazują, że w okresie intensywnych opadów deszczu, udział wód opadowych może wynieść nawet 20% w przepływie ścieków. Wartości te uzyskano podczas porównania dnia bezopadowego i deszczowego o podobnym przebiegu dobowym zużycia wody. Wydaje się jednak, że wobec rozbieżności oszacowań natężenia przepływu ścieków, w zależności od wykorzystanych danych z systemu monitoringu, otrzymane wyniki należy traktować jako

wstępne zidentyfikowanie problemu, które wymaga pogłębionych analiz procesów zachodzących w systemie kanalizacyjnym.

1. Wstęp

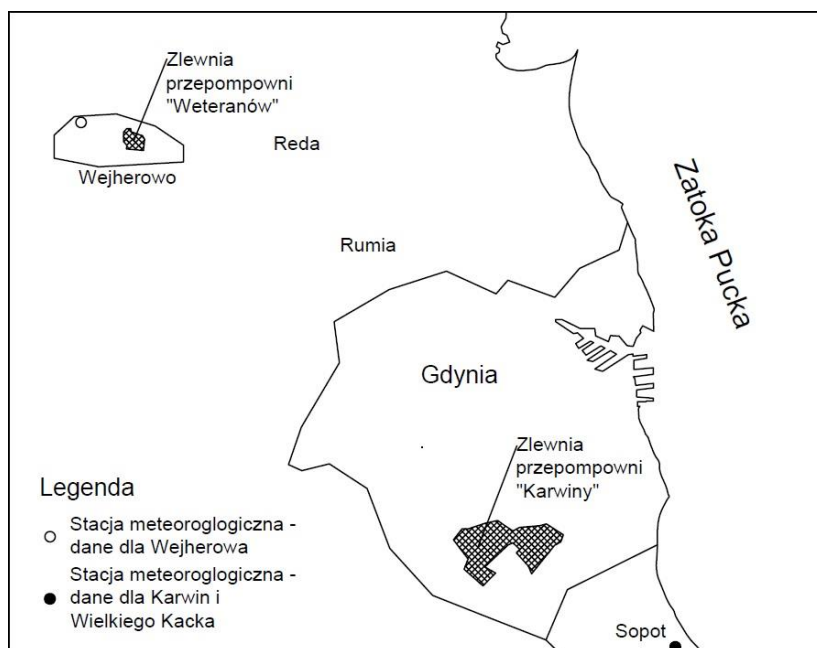
W sieci kanalizacji sanitarnej, pomimo założenia idealnej separacji ścieków bytowo-komunalnych od wód opadowych, pojawia się pewna dodatkowa objętość ścieków pochodzenia przypadkowego. Celem tego opracowania jest oszacowanie jaka część wód opadowych dostaje się do przewodów kanalizacji sanitarnej w czasie deszczowym w porównaniu do okresu bezopadowego. Zakres badań obejmuje dwa systemy kanalizacji sanitarnej położone w zlewniach aglomeracji gdyńskiej. Pierwszy zlokalizowany jest w gęsto zabudowanych dzielnicach Gdyni Wielki Kack oraz Karwiny o łącznej powierzchni 4,45 km². Obszar ten cechuje się dużym procentem powierzchni nieprzepuszczalnych lub słabo przepuszczalnych. W efekcie, podczas opadów, dominuje tam spływ powierzchniowy.

Drugi z przeanalizowanych systemów znajduje się na obszarze o dominującej zabudowie rozproszonej i jednorodzinnej. Jego łączna powierzchnia wynosi 0,45 km². W porównaniu z pierwszym systemem, w Wejherowie występuje większa ilość trawników oraz innych przepuszczalnych powierzchni.

Oba systemy posiadają ciągły monitoring stanów napełnień zbiorników wchodzących w skład sieci kanalizacyjnej oraz wydatku, z jakim pracują pompy. Do opracowania wyników i wniosków posłużyły dane odczytane z monitoringu tych urządzeń. Informacje [1][2][3] na temat parametrów wykorzystanych w pracy urządzeń były przedstawione

w formie graficznej (histogram opadów, stanów wody w zbiornikach, pracy pomp w przepompowniach).

Poniżej, na mapie sytuacyjnej, można zapoznać się z lokalizacją obu zlewni oraz umiejscowieniem stacji meteorologicznych, z których zostały pozyskane potrzebne dane.



Rysunek 1. Szkic sytuacyjny

Źródło: Na podstawie map [4]

2. Metodyka

Zebrane dane dotyczące pracy zbiorników i pomp, były w formie wydrukowanych wykresów. Aby pozyskać właściwe wartości rzędnych i odciętych używano przyborów kreślarskich oraz stosownych przeliczeń z milimetrów na jednostki wybranych osi. Podobnie postąpiono z wykresem słupkowym opadów.

Chcąc określić wielkość spływu powierzchniowego, który wstąpił w badanych dniach, użyto metodę SCS (Soil Conservation Service).

Uzależnia ona wielkość opadu efektywnego od stanu uwilgotnienia zlewni, rodzaju jej przykrycia oraz klasy gleb występujących na jej obszarze. W ten sposób uzyskano opad efektywny, który służył do porównania z obliczonym przepływem wód opadowych w przewodach kanalizacji sanitarnej, w celu sformułowania odpowiednich wniosków. Aby określić sposób użytkowania obszarów zlewni oraz klasę gleb posłużono się mapami geologicznymi [5] oraz mapami satelitarnymi [4]. Pozyskane mapy wprowadzono do programu komputerowego, a następnie subiektywnie zliczono poszczególne pola powierzchni odpowiadające danym rodzajom zabudowy bądź gleby. Obliczenia wykorzystujące tę metodę przeprowadzono zgodnie z wytycznymi zawartymi w [6], [7] oraz [8].

Do określenia wydatku ścieków użyto trzech autorskich metod. Stosowany sposób obliczeń zależał głównie od jakości, ilości i rodzaju posiadanych informacji na temat pracy przepompowni. W obu przypadkach przed pompami znajdował się zbiornik gromadzący dopływające ścieki.

Pierwsza metoda była użyteczna w czasie, gdy pompy nie pracowały. Wtedy określenie wydatku dopływających ścieków polegało na pomiarze zmiany poziomu zwierciadła ścieków w zbiorniku od chwili wyłączenia pomp do ich włączenia. Znajomość objętości roboczej zbiornika pozwalała na przeliczenie owej zmiany stanu w zmianę objętości. Do obliczeń założono zależność równości dwóch stosunków. Natężenie przepływu dopływających ścieków określono odnosząc zmianę objętości zbiornika do czasu w którym ona wystąpiła. Tę metodę wykorzystano do uzyskania wyników w przypadku zlewni Karwiny zarówno w dniu

deszczowym, jak i suchym oraz podczas dnia suchego w przepompowni w Wejherowie.

Druga metoda, podobnie jak ta opisana wcześniej, także wykorzystywała zmianę wysokości napęnlennia zbiornika. Jednakże została zmodyfikowana, aby móc ją zastosować do pracy przepompowni podczas pracy pomp. Jej istotą był bilans ścieków dopływających i odpływających ze zbiornika, ponieważ w tym przypadku wpływ na nią nie miał wyłącznie ich dopływ. Z tego powodu uwzględniono w niej wydatek pomp, który odczytywano jako średnią wartość natężenia przepływu z jakim pracowały pompy w rozpatrywanym przedziale czasowym. W efekcie, końcowa wartość wydatku ścieków stanowiła różnicę między obliczonym wydatkiem pomp a zmianą objętości zbiornika w czasie. Przy czym obniżanie się zwierciadła ścieków (ponieważ ścieki ubywały ze zbiornika) przyjęto jako wartość dodatnią. Przyjętą w taki sposób metodę wykorzystano do obliczeń wyłącznie dla zlewni Karwiny (podczas dnia suchego i deszczowego), gdyż okresy pracy pomp oraz pozyskane informacje nie pozwalały jej efektywnie zastosować w przypadku Wejherowa.

Ostatnia, trzecia metoda była niewątpliwie najprostszą, a jednocześnie dawała dostatecznie dobre wyniki w wybranych przypadkach. Polega na zliczeniu ilości załączeń pomp w danej jednostce czasu. Ponieważ w trakcie pracy pompa wypompowuje objętość roboczą zbiornika, to można w łatwy sposób przeliczyć ilość metrów sześciennych ścieków wypompowanych na godzinę. W tym przypadku wydatek ścieków stanowi iloczyn startów pompy w jednej godzinie i objętości roboczej zbiornika. Warunkiem jej zastosowania jest krótki czas pracy pomp. Chodzi głównie o to, aby czas w którym pompa pracuje a ścieki dopływają

był znikomy i nie miał istotnego wpływu na wynik. Jeśli pompy pracują zbyt długo to bilans przepływających ścieków przez komorę nie będzie zachowany, a co za tym idzie, wyniki będą fałszywe. Ta metoda została wykorzystana do obliczeń dopływu ścieków ze zlewni przepompowni przy ul. Weteranów w Wejherowie podczas dnia deszczowego. O jej użyciu zdecydowała ilość włączeń pompy oraz niemożność zastosowania dwóch wcześniej opisanych sposobów obliczeń ze względu na jakość opracowywanych danych.

Praca pomp w analizowanym okresie odbywała się w różnych godzinach. Częstość zapisu wysokości opadu również nie była identyczna, wobec czego w trakcie formułowania ostatecznych wyników zdecydowano się uśrednić wybrane wartości tak, aby można było je finalnie zestawić i porównać. Owo uśrednienie opierało się na średniej ważonej względem czasu, a ostateczne wyniki zostały uzyskane dla godzinnych bądź półgodzinnych przedziałów czasowych.

3. Obliczenia

3.1.1. Opis przepompowni „Karwiny”

Omawiana przepompownia jest zlokalizowana przy ulicy Gabrieli Zapolskiej w Gdyni w dzielnicy Karwiny. Jest wyposażona w 3 pompy. W tabeli 1 znajduje się zestawienie wybranych parametrów pomp. Warto nadmienić iż podane wydatki pomp [9] mogą odbiegać od rzeczywistych wartości ze względu na stopień zużycia urządzeń. Przed pompami jest zainstalowany zbiornik o pojemności 370 m^3 , którego pojemność robocza wynosi 125 m^3 .

Tabela 1. Zestawienie pomp w przepompowni „Karwiny”

Symbol na wykresach	Model	Nominalna wydajność
P1	Wilo FA 15.77Z	264 m ³ /h
P2	Pumpex KP-152F	260 m ³ /h
P3	Pumpex KL-152T	170 m ³ /h

Źródło: PEWIK GDYNIA SP. Z O.O. [3]

W ciągu doby pracują dwie pompy w systemie zmianowym. Załączenie pompy inicjowane jest osiągnięciem określonej wysokości poziomu ścieków w zbiorniku. W momencie, kiedy lustro ścieków osiągnie ustawiony dolny poziom, pompy wyłączają się. Jeżeli zachodzi potrzeba, tzn. kiedy dopływ ścieków jest zbyt duży, załączają się w kolejne pompy.

3.2. Opis przepompowni „Weteranów”

Przepompownia jest zlokalizowana przy ulicy Weteranów w Wejherowie i jest wyposażona w dwie identyczne pompy. Ich wybrane parametry zostały przedstawione w tabeli 2. Przed pompami zlokalizowany jest zbiornik o pojemności całkowitej 52 m³, natomiast jego pojemność robocza wynosi 19 m³. Podobnie jak w przypadku przepompowni „Karwiny”, podane wydatki pomp mogą się różnić od rzeczywistych z powodu czasu eksploatacji urządzeń.

Tabela 2. Zestawienie pomp w przepompowni „Weteranów”

Model	Nominalna wydajność
Białogon 150Z2K-12	215 m ³ /h

Źródło: PEWIK GDYNIA SP. Z O.O. [3]

W ciągu doby pracują dwie pompy na zmianę. Załączenie pompy inicjowane jest osiągnięciem określonej wysokości poziomu ścieków w zbiorniku. W momencie, kiedy lustro ścieków osiągnie ustawiony dolny

poziom, pompa wyłącza się. Wydatek nominalny pompy w porównaniu z ustawioną objętością roboczą pozwala na krótki czas pracy pompy.

3.3. Zastosowanie metody SCS – zlewnia przepompowni „Karwiny”

Ilość opadu spływającego grawitacyjnie do odbiornika (opad efektywny) oszacowano wykorzystując wspomnianą wcześniej metodę SCS [6]. Na podstawie map określono klasy gleb oraz rodzaj pokrycia terenu zlewni. Ze względu na trwające w poprzedzającym tygodniu opady przyjęto drugi stopień uwilgotnienia zlewni. Poniżej w tabeli 3 zestawiono wszystkie rodzaje terenu oraz odpowiadające im współczynniki CN. Przy czym wartość współczynnika CN równa 100 oznacza brak przepuszczalności, a 0 maksymalną przepuszczalność. Jak wcześniej wspomniano, tereny nieprzepuszczalne stanowią istotną część rozpatrywanego obszaru.

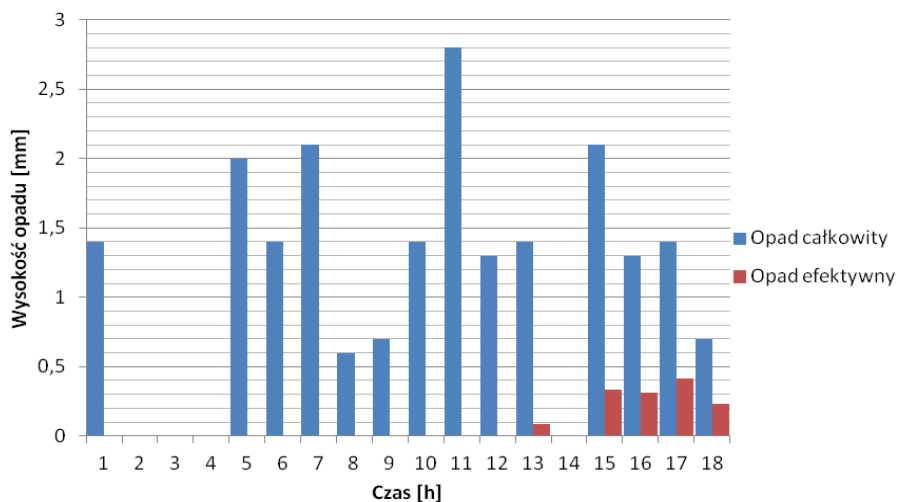
Tabela 3. Podział powierzchni zlewni przepompowni „Karwiny” na rodzaj przykrycia i klasy gleb

Rodzaj przykrycia terenu	Klasa gleb D		Klasa gleb A	
	Powierzchnia [km ²]	C N	Powierzchnia [km ²]	C N
Tereny nieprzepuszczalne	1,021	98	0,016	98
Ulice i drogi nieprzepuszczalne z poboczeniami i rowami otwartymi	0,245	93	0,000	83
Tereny mieszkalne ok. 85% pow. nieprzepuszczalnej	0,514	95	0,000	89
Tereny zamieszkałe – przy przeciętnej powierzchni działki <500 m ² lub 65% pow. nieprzepuszczalnej	1,303	92	0,181	77
Lasy średnio-gęste	0,500	79	0,032	36
Tereny otwarte średnie (trawa pokrywa 50-75% powierzchni)	0,873	84	0,057	49
Suma	4,455		0,286	

Źródło: Mapy geologiczne [5] oraz mapy satelitarne [4]

Opad efektywny (dla omawianej zlewni) został obliczony dla rzeczywistego opadu, który wystąpił 7 września 2015r. Informacje wzięte do obliczeń [2] zostały pomierzone przez stację meteorologiczną zlokalizowaną w Sopocie. Dane zostały odpowiednio przeliczone na półgodzinne przedziały czasowe, gdyż odczyty wysokości opadu nie następowały w jednakowych odstępach czasowych o pełnych godzinach. Zostały one wykorzystane do zestawienia z obliczonym (w dalszej części

opracowania) dopływem wód opadowych w ściekach bytowych. Otrzymane dane można zobaczyć na rysunku 2.



Rysunek 2. Opad całkowity oraz efektywny dla zlewni „Karwiny”

Źródło: Dane ze stacji meteorologicznej [2] oraz metoda SCS [6]

Informacje potrzebne do uzyskania opadu efektywnego przedstawionego na wykresie 2 zostały zebrane w tabeli 4. Są one wynikiem zastosowania metody SCS.

Tabela 4. Zestawienie wyników metody SCS dla zlewni przepompowni „Karwiny”

Średni współczynnik CN	CN (II)	89,373
Potencjalna retencja zlewni	S [mm]	30,202
Współczynnik zależny od CN	μ [-]	0,150
Strata początkowa	Sp [mm]	13,406

Źródło: Metoda SCS [6]

3.3.1. Zastosowanie metody SCS – zlewnia przepompowni „Weteranów”

Niezbędne informacje potrzebne do wykonania obliczeń metodą SCS tj. podział zlewni na klasy gleb oraz rodzaj przykrycia uzyskano w sposób analogiczny do zlewni przepompowni „Karwiny”. Również

identycznie do wspomnianej zlewni, ze względu na trwające w poprzedzającym tygodniu opady, przyjęto drugi stopień uwilgotnienia zlewni. Poniżej w tabeli 5 zestawiono wszystkie rodzaje terenu oraz odpowiadające im współczynniki CN. Natomiast wyniki obliczeń na podstawie metody SCS zamieszczono w tabeli 6.

Tabela 5. Podział powierzchni zlewni przepompowni „Weteranów” na rodzaj przykrycia i klasy gleb

Rodzaj przykrycia terenu	Obliczenia współczynnika CN	
	powierzchni a [km ²]	Wartości CN (klasa gleb A)
Tereny nieprzepuszczalne	0,185	98
Tereny zamieszkałe przy przeciętnej powierzchni działki 1000 m ²	0,165	61
Tereny otwarte średnie (trawa pokrywa 50-75% powierzchni)	0,105	49
Suma	0,455	

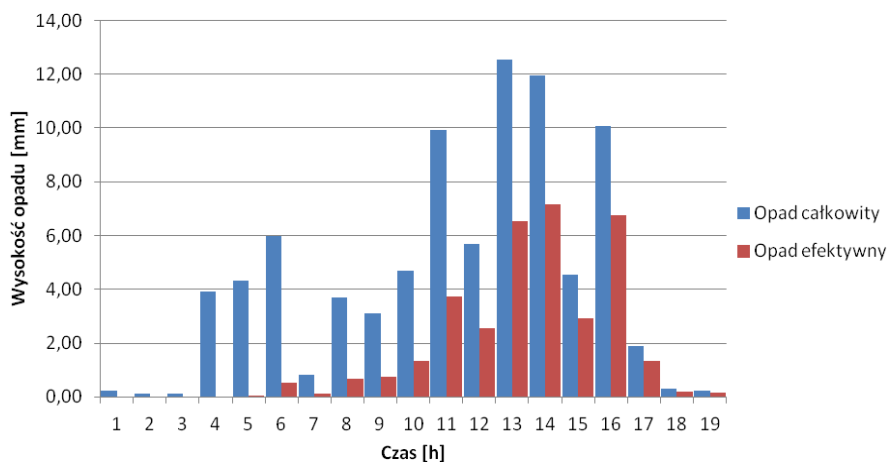
Źródło: Mapy geologiczne [5] oraz mapy Google [4]

Tabela 6. Zestawienie wyników metody SCS dla zlewni przepompowni „Karwiny”

Średni współczynnik CN	CN (II)	73,262
Potencjalna retencja zlewni	S [mm]	92,702
Współczynnik zależny od CN	μ [-]	0,100
Strata początkowa	Sp [mm]	7,326

Źródło: Metoda SCS [6]

Na rysunku 3 zaznaczono opad atmosferyczny pomierzony przez stację meteorologiczną znajdującą się w Wejherowie [1]. Wartości z tej stacji zostały wzięte do obliczeń metodą SCS. Razem z danymi z owej stacji zestawiono również obliczony opad efektywny.



Rysunek 3. Opad całkowity oraz efektywny dla zlewni „Weteranów”

Źródło: Dane ze stacji meteorologicznej [1] oraz metoda SCS [6]

3.3.2. Przepompownia „Karwiny” – obliczanie wydatku dopływających ścieków

Aby otrzymać ostateczne wyniki wykonano najpierw obliczenia na podstawie danych [3] z dnia 17 sierpnia 2015r., który był dniem suchym. Ich celem było określenie dopływu ścieków podczas dnia, w którym nie było opadów, aby następnie można było je porównać z dniem deszczowym i określić jaka część wód opadowych przedostaje się do kanalizacji sanitarnej. Tabela 7 zawiera zmianę wypełnienia zbiornika w czasie wraz z obliczonym chwilowym wydatkiem ścieków, gdy wyłącznie ścieki dopływały do zbiornika, a pompy nie pracowały. Do obliczenia zmiany objętości przyjęto proporcję, że objętość robocza zbiornika (125m^3) odpowiada zmianie poziomu o 0,912 m.

Tabela 7. Obliczenia wydatku w dniu suchym przy wyłączonych pompach - „Karwiny”

Godzina	Czas	Poziom zwierciadła ścieków	Zmiana poziomu	Zmiana objętości	Wydatek ścieków
hh:mm:ss	s	m	m	m ³	m ³ /h
Praca pomp					
00:39:35	0	1,74	0,810	110,05	278,03
01:03:20	1425	2,55			
Praca pomp					
01:33:20	0	1,76	0,770	104,62	150,05
02:15:10	2510	2,53			
Praca pomp					
02:38:00	0	1,750	0,770	104,62	100,43
03:40:30	3750	2,520			
Praca pomp					
04:01:00	0	1,735	0,795	108,02	74,07
05:28:30	5250	2,530			
Praca pomp					
05:49:00	0	1,740	0,740	100,60	124,88
06:37:20	2900	2,480			
Praca pomp					
07:10:23	0	1,770	0,752	102,17	287,36
07:31:43	1280	2,522			
Praca pomp					
08:44:41	0	1,764	0,858	116,52	436,96
09:00:41	960	2,621			
Praca pomp					
09:45:13	0	1,757	0,886	120,43	541,96
09:58:33	800	2,644			
Praca pomp					
10:30:16	0	1,757	0,854	116,09	522,39
10:43:36	800	2,612			
Praca pomp					
11:12:30	0	1,738	0,829	112,61	422,28
11:28:30	960	2,567			
Praca pomp					
12:05:59	0	1,856	0,698	94,78	213,26
12:32:39	1600	2,554			
Praca pomp					

Źródło: PEWIK GDYNIA SP. Z O.O. [3]

Jako że tabela 7 podaje jedynie dopływ ścieków w niektórych przedziałach czasowych, do uzupełnienia ciągu danych zdecydowano się użyć metodę opartą na różnicy między pracą pomp a prędkością opadania zwierciadła w zbiorniku. Znajdujące się w tabeli 8 obliczenia przedstawiają dopływ ścieków w danych przedziałach czasowych podczas pracy pomp. Tak samo jak w poprzedniej tabeli, objętość robocza 125 m³ odpowiada zmianie poziomu ścieków w zbiorniku o 0,912 m. Ponadto w kolumnie „Pracujące pompy” zostały wymienione pompy, które pracowały w danym okresie. Ich oznaczenia są zgodne z tabelą 1.

Tabela 8. Obliczenia wydatku w dniu suchym przy pracujących pompach - „Karwiny”

Godzin a	Cza s	Poziom zwiercia dła ścieków	Zmian a pozio mu	Zmian a objęto ści	Zmian a objęto ści w czasie	Średn i wydat ek pomp	Dopły w ściekó w	Pracuj ące pompy
hh:mm :ss	s	m	m	m³	m³/h	m³/h	m³/h	-
00:00	0	2,424	0,684	92,935	140,87 0	197,8 0	56,93	P1
00:39:3 5	237 5	1,740						
Brak pracy pomp								
01:03:2 0	0	2,550	0,790	107,33 7	214,67 4	228,4 0	13,73	P2
01:33:2 0	180 0	1,760						
Brak pracy pomp								
02:15:1 0	0	2,530	0,780	105,97 8	278,48 3	203,4 0	-75,08	P1
02:38:0 0	137 0	1,750						
Brak pracy pomp								
03:40:3 0	0	2,520	0,785	106,65 8	312,16 9	206,1 0	-106,07	P2
04:01:0 0	123 0	1,735						

Brak pracy pomp								
05:28:30	0	2,530	0,790	107,337	314,157	202,60	-111,56	P1
05:49:00	1230	1,740						
Brak pracy pomp								
06:37:20	0	2,480	0,710	96,467	175,130	208,55	33,42	P2
07:10:23	1983	1,770						
Brak pracy pomp								
07:31:43	0	2,522	0,080	10,870	45,660	197,88	152,22	P1
07:46:00	857	2,442						
07:46:00	0	2,442	-0,208	-28,261	-43,478	189,72	233,20	P1
08:25:00	2340	2,650						
08:25:00	0	2,650	0,886	120,380	366,951	381,08	14,13	P1, P2
08:44:41	1181	1,764						
Brak pracy pomp								
09:00:41	0	2,621	-0,051	-6,984	-19,657	214,50	234,16	P2
09:22:00	1279	2,672						
09:22:00	0	2,672	0,915	124,348	321,358	376,03	54,67	P1, P2
09:45:13	1393	1,757						
Brak pracy pomp								
09:58:33	0	2,644	-0,006	-0,870	-11,724	182,50	194,22	P1
10:03:00	267	2,650						
10:03:00	0	2,650	0,893	121,304	266,929	372,20	105,27	P1, P2
10:30:16	1636	1,757						
Brak pracy pomp								

10:43:36	0	2,612	-0,006	-0,870	-13,378	210,20	223,58	P2
10:47:30	234	2,618						
10:47:30	0	2,618	0,880	119,565	286,957	373,15	86,19	P1, P2
11:12:30	1500	1,738						
Brak pracy pomp								
11:28:30	0	2,612	-0,006	-0,870	-4,537	186,30	190,84	P1
11:40:00	690	2,618						
11:40:00	0	2,612	0,755	102,609	236,941	381,55	144,61	P1, P2
12:05:59	1559	1,856						
Brak pracy pomp								
12:32:39	0	2,554	0,688	93,478	64,209	207,25	143,04	P2
14:00:00	5241	1,866						

Źródło: PEWIK GDYNIA SP. Z O.O. [3]

Niestety nie wszystkie uzyskane wyniki mogły być interpretowane. W takich przypadkach w ostatecznym zestawieniu zastąpiono je średnią arytmetyczną wyniku poprzedzającego i następnego.

Aby uzyskać wyniki dla dnia deszczowego dla zlewni "Karwiny", wykonano obliczenia dla danych uzyskanych z dnia 7 września 2015r. Ich celem było uzyskanie wydatku ścieków dopływających do zbiornika ze zlewni badanej przepompowni podczas dnia deszczowego, aby w kolejnym etapie można było go porównać z dniem suchym. Tak jak w przypadku dnia suchego, podczas przerw w pracy pomp wykorzystano prędkość zmiany poziomu napełnienia zbiornika do obliczenia wydatku dopływających ścieków gospodarczo-bytowych. Obliczenia nie zostały przedstawione, gdyż mają one identyczną strukturę oraz podstawę jak

w przypadku dnia kontrolnego. Również analogicznie do dnia suchego (17 sierpnia 2015r.), wykonano uśrednienie wyników względem czasów ich trwania. Wyniki, które uznano za niemożliwe do uzyskania, zastąpiono średnią arytmetyczną dwóch najbliższych wartości wydatków.

Ostateczne zestawienie wyników dla zlewni "Karwiny" przedstawiono w tabeli 9. Zaprezentowano w niej otrzymane wyniki dopływu ścieków podczas dnia suchego, deszczowego i dopływ samych wód opadowych tj. różnicę między wydatkiem ścieków w dniu kontrolnym i deszczowym. Ponadto pokazano zarówno wysokość opadu atmosferycznego, jak i opadu efektywnego w podanych przedziałach czasowych. Wody opadowe dopływające przewodami kanalizacji sanitarnej zostały zsumowane od momentu wystąpienia opadu efektywnego. Wszystkie zsumowane wartości zostały zaznaczone szarym kolorem w tabelce. Podczas sumowania wcześniej wspomnianych wartości pominięto te ujemne.

Tabela 9. Zestawienie wyników końcowych - „Karwiny”

Przedział godzinowy		Dopływ ścieków		Dopływ wód opadowych – różnica dnia kontrolnego i deszczowego	Opad	Opad efektywny	Dopływ wód opadowych - opad efektywny na godzinę
		suchy	deszczowy				
hh:mm:ss	hh:mm:ss	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h	mm	mm	m ³ /h
01:00:00	01:30:00	43,1	193,8	150,7	0,0	0	-
01:30:00	02:00:00	134,9	93,4	-41,5	1,4	0	-
02:00:00	02:30:00	137,8	258,8	121,0	0,0	0	-

02:30:00	03:00:00	107, 1	196,2	89,1	0,0	0	-
03:00:00	03:30:00	100, 4	278,4	178,0	0,0	0	-
03:30:00	04:00:00	91,9	240,5	148,7	2,0	0	-
04:00:00	04:30:00	74,5	359,6	285,1	1,4	0	-
04:30:00	05:00:00	74,1	289,9	215,8	2,1	0	-
05:00:00	05:30:00	75,3	289,9	214,5	0,6	0	-
05:30:00	06:00:00	108, 8	289,9	181,1	0,7	0	-
06:00:00	06:30:00	124, 9	433,2	308,3	1,4	0	-
06:30:00	07:00:00	55,8	388,2	332,4	2,8	0	-
07:00:00	07:30:00	199, 5	388,2	188,7	1,3	0,003	26,9
07:30:00	08:00:00	165, 6	418,1	252,5	1,4	0,09	826,2
08:00:00	08:30:00	158, 3	477,0	318,8	0,0	0	0,0
08:30:00	09:00:00	300, 5	391,5	91,0	2,1	0,33	3161,5
09:00:00	09:30:00	147, 3	391,5	244,2	1,3	0,31	2955,9
09:30:00	10:00:00	317, 9	154,1	-163,8	1,4	0,41	3925,7
10:00:00	10:30:00	117, 8	350,9	233,1	0,7	0,23	2225,3
10:30:00	11:00:00	290, 5	353,7	63,2	-	-	-
11:00:00	11:30:00	276, 8	357,1	80,3	-	-	-
11:30:00	12:00:00	158, 8	431,5	272,7	-	-	-
12:00:00	12:30:00	202, 4	239,2	36,8	-	-	-
12:30:00	13:00:00	149, 2	163,2	13,9	-	-	-
13:00:00	13:30:00	143, 0	137,4	-5,6	-	-	-
13:30:00	14:00:00	143, 0	322,0	179,0	-	-	-
			Suma w m ³	987,15		Suma w m ³	6560,75

Źródło: Opracowanie własne

Na podstawie powyższej tabeli (tabela 9) można obliczyć, że wody opadowe dostające się do przewodów kanalizacji sanitarnej ułożonej w dzielnicy Karwiny stanowią około 15,05% całkowitego spływu powierzchniowego. Jest to przeciętna wartość, jednakże należy zauważyć, że zlewnia Karwiny jest gęsto zabudowana i występuje tam wiele terenów utwardzonych i nieprzepuszczających bądź słabo przepuszczających wodę. Stąd spływ powierzchniowy jest intensywny i jego znaczna część może trafiać do kanalizacji sanitarnej przez studzienki kanalizacyjne oraz nieszczelności powstałe w wyniku eksploatacji przewodów lub ich nieprawidłowego ułożenia. Należy pamiętać, iż otrzymany wynik jest wyłącznie wartością szacunkową i rzeczywisty wynik może być odmienny.

3.4. Przepompownia „Weteranów” – obliczanie wydatku dopływających ścieków

Obliczenia dla dnia suchego zostały wykonane na podstawie danych [3] z dnia 17 sierpnia 2015r., który był dniem bezopadowym. Ich celem było wyznaczenie ilości dopływających ścieków w wybranych godzinach, aby można je było w dalszym etapie zestawzić z dopływem ścieków z dnia deszczowego i w ten sposób uzyskać ilość dopływających wód opadowych. Tabela 10 zawiera zmianę wypełnienia zbiornika w czasie wraz z obliczonym chwilowym wydatkiem ścieków, gdy wyłącznie ścieki dopływały do zbiornika, a pompy nie pracowały. Aby móc przeliczyć zmianę stanów zbiornika na zmianę objętości wypełniających go ścieków przyjęto, że objętość robocza (19m^3) odpowiada zmianie poziomu zwierciadła ścieków o 0,36 m.

Tabela 10. Obliczenia wydatku w dniu suchym przy wyłączonych pompach - „Weteranów”

Godzin a	Cz as	Pozio m ściek ów	Zmian a objęto ści	Wydat ek	Godzin a	Cz as	Pozio m ściek ów	Zmian a objęto ści	Wydat ek
hh:mm :ss	s	m	m³	m³/h	hh:mm :ss	s	m	m³	m³/h
02:00:00	0	1,752	1,25	6,10	Praca pompy				
02:12:20	740	1,776							
Praca pompy					12:38:50	0	1,497	15,24	47,69
02:15:25	0	1,469	17,03	9,86	12:58:00	1150	1,786		
03:59:00	6215	1,792			Praca pompy				
Praca pompy					13:00:10	0	1,452	17,08	50,40
04:02:00	0	1,466	18,50	13,78	13:20:30	1220	1,776		
05:22:35	4835	1,817			Praca pompy				
Praca pompy					13:23:00	0	1,478	15,18	47,53
05:25:40	0	1,466	15,79	14,89	13:42:10	1150	1,766		
06:29:20	3820	1,766			Praca pompy				
06:29:21	0	1,497	15,24	19,22	13:44:50	0	1,466	16,55	32,21
07:16:55	2854	1,786			14:15:40	1850	1,780		
Praca pompy					Praca pompy				
07:21:30	0	1,330	24,04	31,47	14:18:00	0	1,492	15,60	43,55
08:07:20	2750	1,786			14:39:30	1290	1,788		
Praca pompy					Praca pompy				
08:11:40	0	1,456	19,19	36,94	14:42:00	0	1,452	17,71	41,41

08:42:5 0	187 0	1,820			15:07:4 0	154 0	1,788		
Praca pompy					Praca pompy				
08:47:0 5	0	1,445	17,71	28,72	15:11:2 0	0	1,473	16,18	46,24
09:24:0 5	222 0	1,781			15:32:2 0	126 0	1,780		
Praca pompy					Praca pompy				
09:26:0 0	0	1,461	18,93	10,96	15:36:2 0	0	1,462	17,82	44,55
09:57:2 0	621 5	1,820			16:00:2 0	144 0	1,800		
Praca pompy					Praca pompy				
10:00:0 0	0	1,360	22,09	84,15	16:01:5 0	0	1,483	15,66	44,21
10:15:4 5	945	1,779			16:23:0 5	127 5	1,780		
Praca pompy					Praca pompy				
10:21:2 0	0	1,466	17,61	68,90	16:26:4 5	0	1,466	16,55	41,24
10:36:4 0	920	1,800			16:50:5 0	144 5	1,780		
Praca pompy					Praca pompy				
10:38:5 0	0	1,415	19,77	70,12	16:53:2 0	0	1,480	15,82	53,97
10:55:4 5	101 5	1,790			17:10:5 5	105 5	1,780		
Praca pompy					Praca pompy				
10:57:2 5	0	1,483	16,71	104,63	17:13:1 5	0	1,473	16,61	49,82
11:07:0 0	575	1,800			17:33:1 5	120 0	1,788		
Praca pompy					Praca pompy				
11:10:5 0	0	1,466	16,76	90,76	17:34:4 5	0	1,483	15,66	54,46
11:21:5 5	665	1,784			17:52:0 0	103 5	1,780		
Praca pompy					Praca pompy				
11:25:2 0	0	1,466	16,71	74,28	17:54:3 0	0	1,460	17,92	52,04
11:38:5 0	810	1,783			18:15:1 0	124 0	1,800		

Praca pompy					Praca pompy				
11:42:00	0	1,452	17,29	67,66	18:17:40	0	1,480	16,24	52,19
11:57:20	920	1,780			18:36:20	1120	1,788		
Praca pompy					Praca pompy				
12:00:00	0	1,483	14,08	58,25	18:38:40	0	1,466	16,98	38,92
12:14:30	870	1,750			19:04:50	1570	1,788		
Praca pompy					Praca pompy				
12:18:10	0	1,461	16,82	54,54	19:07:10	0	1,498	14,60	38,37
12:36:40	1110	1,780			19:30:00	1370	1,775		

Źródło: PEWIK GDYNIA SP. Z O.O. [3]

W tym przypadku niemożliwym było obliczenie dopływu ścieków podczas pracy pomp, gdyż te pracowały zbyt krótko. Wykres z zaznaczoną aktywnością tych urządzeń nie pozwalał na wystarczająco dokładne odczytanie wydatku i czasu pracy pompy. Błędy wynikające z owego odczytu mogłyby być rzędu nawet kilkuset procent, co jest nie do przyjęcia. Powstałe w ten sposób luki wydatku ścieków w danych przedziałach czasowych (kiedy pracowała pompa) zostały wypełnione w połowie wynikiem poprzedzającym oraz w połowie wynikiem następnym. Aby ujednolicić wyniki, wartości uśredniono proporcjonalnie do czasu ich trwania. Jak wcześniej wspomniano, braki wydatku dopływu ścieków w trakcie pracy pompy wypełniono do połowy wydatkiem z przedziału czasowego poprzedzającego oraz do połowy wydatkiem z przedziału następnego. Otrzymane wartości przekonwertowano na wyniki dla pełnych

godzin stosując tą samą co wcześniej zasadę średniej ważonej względem czasu trwania wydatku ścieków.

W celu uzyskania porównawczych wydatków z dnia deszczowego wykonano obliczenia dla danych uzyskanych z dnia 7 września 2015r. Tego dnia na terenie miasta Wejherowo doszło do miejscowych podtopień, ponieważ opad był bardzo intensywny i przewyższył maksymalną przepustowość lokalnego systemu kanalizacji deszczowej. Z tego powodu ostateczne wyniki mogą być zawyżone. Celem obliczeń w tym punkcie było uzyskanie wydatku ścieków dopływających do zbiornika z badanego obszaru podczas dnia deszczowego, aby w kolejnym etapie można było go porównać z dniem suchym oraz wyciągnąć odpowiednie wnioski. W przeciwieństwie do pozostałych obliczeń, zastosowano tutaj metodę opisaną jako trzecią. Ze względu na zbyt częstą pracę pomp, wykres stanów zbiornika w czasie nie był wystarczająco czytelny, aby na jego podstawie móc opracowywać wyniki. Odrzucono również metodę bilansu, która polegała na zestawieniu zmiany objętości zbiornika w czasie oraz wydatku z jakim pracowały pompy. Nie można było jej zastosować, gdyż czas pracy pomp był zbyt krótki, aby dokładność odczytu czasu rozpoczęcia i zakończenia pracy pompy nie miała istotnego wpływu na ostateczny wynik. Obliczanie na podstawie ilości załączeń pompy w ciągu godziny nie jest zbyt dokładne, jednakże daje najlepiej zbliżone do rzeczywistości wyniki. Poniżej w tabeli 11 zestawiono zliczoną ilość włączeń pompy w poszczególnych godzinach oraz przeliczono ją na wydatek dopływających ścieków na podstawie znanej objętości roboczej.

Tabela 11. Obliczenia wydatku w dniu deszczowym na podstawie liczby włączeń pomp - „Weteranów”

Przedział czasowy		Ilość włączeń pompy	Wydatek ścieków
hh:mm:ss	hh:mm:ss	-	m ³ /h
02:00:00	03:00:00	4	76
03:00:00	04:00:00	5	95
04:00:00	05:00:00	5	95
05:00:00	06:00:00	4	76
06:00:00	07:00:00	3	57
07:00:00	08:00:00	5	95
08:00:00	09:00:00	6	114
09:00:00	10:00:00	6	114
10:00:00	11:00:00	7	133
11:00:00	12:00:00	6	114
12:00:00	13:00:00	8	152
13:00:00	14:00:00	6	114
14:00:00	15:00:00	9	171
15:00:00	16:00:00	10	190
16:00:00	17:00:00	7	133
17:00:00	18:00:00	6	114
18:00:00	19:00:00	5	95

Źródło: PEWIK GDYNIA SP. Z O.O. [3]

Podobnie jak w przypadku zlewni „Karwiny”, wszystkie wyniki zestawiono. Za wydatek wód opadowych płynących ze ściekami uznano różnicę natężenia przepływu ścieków podczas dnia deszczowego i kontrolnego. Otrzymane różnice zaczęto sumować od momentu wystąpienia opadu efektywnego wyliczonego metodą SCS. Poniżej, w tabeli 12, przedstawiono ostateczne wyniki oraz porównanie dnia suchego z deszczowym dla omawianej zlewni.

Tabela 12. Zestawienie wyników końcowych - „Weteranów”

Przedział czasowy		Wydatek ścieków		Dopływ wód opadowych	Opad	Opad efektywny	Dopływ wód opadowych - opad
		Dzień suchy	Dzień deszczowy				
hh:mm:ss	hh:mm:ss	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h	mm	mm	m ³ /h
02:00:00	03:00:00	8,99	76,00	67,01	4,31	0,02	9,02
03:00:00	04:00:00	9,86	95,00	85,14	5,98	0,52	236,18
04:00:00	05:00:00	14,41	95,00	80,59	0,81	0,12	54,55
05:00:00	06:00:00	14,89	76,00	61,11	3,70	0,69	311,65
06:00:00	07:00:00	17,10	57,00	39,90	3,11	0,73	334,33
07:00:00	08:00:00	27,55	95,00	67,45	4,68	1,36	616,47
08:00:00	09:00:00	34,02	114,00	79,98	9,93	3,72	1691,04
09:00:00	10:00:00	20,00	114,00	94,00	5,68	2,56	1165,39
10:00:00	11:00:00	76,03	133,00	56,97	12,53	6,54	2974,36
11:00:00	12:00:00	80,46	114,00	33,54	11,94	7,15	3250,40
12:00:00	13:00:00	53,05	152,00	98,95	4,56	2,92	1329,32
13:00:00	14:00:00	44,36	114,00	69,64	10,07	6,77	3078,47
14:00:00	15:00:00	39,68	171,00	131,32	1,90	1,32	600,79
15:00:00	16:00:00	35,51	190,00	154,49	0,31	0,21	97,66
16:00:00	17:00:00	44,16	133,00	88,84	0,24	0,17	76,72
17:00:00	18:00:00	52,39	114,00	61,61			

18:00:00	19:00:00	47,17	95,00	47,83			
			Suma w m ³	1318,37		Suma w m ³	15826,34

Źródło: Opracowanie własne

Jak wynika z powyższego zestawienia, wody opadowe dostające się do kanalizacji sanitarnej stanowią 8,33% wszystkich wód spływu powierzchniowego. Wynik można uznać za przyzwoity, szczególnie biorąc pod uwagę fakt, że w badanym dniu miasto Wejherowo było zalane z powodu zbyt małej przepustowości systemu kanalizacji deszczowej. Należy pamiętać, iż powyższy wynik jest jedynie szacunkowy i rzeczywista wartość może być odmienna od tej obliczonej powyżej.

4. Dyskusja

Duży wpływ na ostateczne wnioski miało przyjęcie konwencji zliczania wyników wód opadowych. Tutaj przyjęto, że do formułowania końcowego rezultatu będą brane jedynie dane zanotowane po wystąpieniu spływu powierzchniowego zgodnie z metodą SCS. Analizując tabelki można dostrzec, że przed rozpoczęciem opadu efektywnego dopływu ścieków między dniem kontrolnym a deszczowym znacząco się różniły. Powyższe różnice mogą wynikać z nierównomierności godzinowych, które wystąpiły w badanych dniach. Inną ich przyczyną może być wcześniejszy dopływ wód opadowych, które w metodzie SCS traktowane są jako strata początkowa. Właściwszym podejściem do tematu byłoby sporządzenie średnich wyników z wielu suchych dni w roku i porównanie z nimi dnia deszczowego. Na wyniki mogło również mieć wpływ

usytuowanie deszczomierza poza analizowanym obszarem co mogło spowodować przesunięcie czasowe

Niektóre otrzymane wyniki są sprzeczne z rzeczywistym funkcjonowaniem systemu, gdyż nie może ubywać więcej ścieków ze zbiornika niż sumaryczny wydatek pomp. Takie rezultaty, tj. ujemny dopływ ścieków, zostały uzyskane poprzez kumulację błędów odczytu oraz błędów pomiarowych. Błędy odczytu polegały na niedokładnym określeniu czasu pracy pomp. Metoda odczytu nie pozwalała na osiągnięcie dokładności większej niż ± 85 s, co miało istotny wpływ na wyniki, gdy pompa pracowała krótko, bądź przerwa w pracy pomp była znikoma. W znacznie mniejszym stopniu wpływały one na odczyt wydatku z jakim pracowały pompy, gdyż tam dokładność była rzędu $1,5 \text{ m}^3/\text{h}$ i nie wpływała znacząco na obliczany dopływ ścieków. Wpływ na wyniki mogły mieć też zastosowane urządzenia pomiarowe. Błędy powodowane przez nie sprowadzają się do częstości zapisu parametrów pracy poszczególnych urządzeń. Sygnały były wysyłane mniej więcej co 160 s. Przykładowo, jeżeli pompa uruchomiła się 10 s po zapisie danych, to jej praca trwająca 150 s nie została zarejestrowana w systemie. Owe 150 s pracy pompy może istotnie wpływać na wyniki, szczególnie, gdy czas pracy pompy był stosunkowo krótki. W danych źródłowych można było znaleźć bardzo niskie wydatki niektórych pomp. Taki wynik jest skutkiem odczytu w momencie rozruchu pompy bądź w trakcie jej wyłączania.

5. Omówienie wyników

1. W kanalizacji sanitarnej zawsze pojawia się pewna ilość wód przypadkowych. Należą do nich nie tylko badane wody opadowe, ale także wody gruntowe oraz roztopowe. Należałoby tutaj wymienić także wody dostające się do systemu poprzez nielegalne przyłącza. Jednakże największą ich część stanowią właśnie wody opadowe.
2. W pracy oszacowano, że w systemie kanalizacji sanitarnej, zlokalizowanym na obszarze zlewni przepompowni „Karwiny”, do przewodów kanalizacyjnych dostaje się około 15,05% wód powstałych ze spływu powierzchniowego. Wynik ten nie jest zbyt zadowalający, ale mieści się w ogólnie przyjętych normach. Jest on wyższy od tego otrzymanego dla badanej zlewni w Wejherowie, gdyż dzielnica „Karwiny” charakteryzuje się większym procentem powierzchni terenów nieprzepuszczalnych. Wskutek wysokiej urbanizacji zlewni więcej wód opadowych zostaje przekształconych w spływ powierzchniowy i trafia do przewodów kanalizacyjnych.
3. System kanalizacji sanitarnej zlewni przepompowni położonej przy ul. Weteranów w Wejherowie charakteryzuje się większą szczelnością. Jedynie 8,33% wód powstałych w wyniku opadu efektywnego dostaje się do przewodów tego systemu. Jest to lepszy wynik. W porównaniu do zlewni „Karwiny”, znajduje się tutaj większy procent obszarów przepuszczalnych, co powiększa retencję potencjalną zlewni.
4. Głównymi drogami przedostawania się wód opadowych do przewodów kanalizacji sanitarnej są otwory wentylacyjne we włączach studzienek kanalizacyjnych oraz wadliwe połączenia przewodów bądź uzbrojenia systemu sieci kanalizacji sanitarnej. Starzenie się materiałów, oszczędności podczas prac budowlanych oraz przepisy i normy

projektowania nie pozwalają stworzyć idealnie szczelnej kanalizacji sanitarnej. W związku z tym zawsze należy liczyć się z pewną ilością wód przypadkowych, których nie da się uniknąć. Ponadto pewna część wód opadowych w kanalizacji sanitarnej może też być wynikiem celowego działania.

5. Wobec występujących rozbieżności oszacowań natężenia przepływu ścieków w tym opracowaniu, otrzymane wyniki należy traktować jedynie jako oszacowanie skali problemu. Dokładne jego zbadanie wymaga dalszych pogłębionych analiz procesów zachodzących w systemie kanalizacyjnym oraz dokładniejszej analizy zarejestrowanych danych w systemie monitoringu kanalizacji sanitarnej.

Literatura:

1. <http://www.pogodynka.pl/>, [dostęp 17.09.2015r.].
2. Dane z stacji domowej pracownika naukowego Politechniki Gdańskiej dr. inż. Witolda Sterpejkowicza-Wersockiego zlokalizowana w Sopocie.
3. Dane udostępnione przez PEWIK GDYNIA SP. Z O.O. z bieżącego monitoringu sieci kanalizacyjnej.
4. <https://www.google.pl/maps/>, [dostęp: 20.10.2015r.].
5. <http://bazagis.pgi.gov.pl/website/cbdg/viewer.htm>, [dostęp 21.10.2015r.].
6. Kolerski T.: *Praktyczne aspekty gospodarki wodnej w projektowaniu zbiorników retencyjnych*. Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk, 2014, str. 13-23.

7. Ven Te Chow, Maidment D. R., Mays L. W.: *Applied Hydrology*, Wyd. McGraw-Hill Book Company, Nowy York, 1988, str. 147-155.
8. Ozga-Zielińska M., Brzeziński J.: *Hydrologia stosowana*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa, 1994, str. 299-306.
9. Błaszczyk W., Stamatello H.: *Kanalizacja sieci i pompownie TOM 1*, Wyd. Arkady, Warszawa, 1983, str. 462-493.

inż. Michał Rościszewski¹⁾

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
Koło Naukowe Inżynierii i Gospodarki Wodnej „Konfuzor”

ul. Gabriela Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk

¹⁾michal.roszczewski@gmail.com

Weryfikacja krzywych przepływu dla przekrojów pomiarowych na Potoku Strzyża w Gdańsku

Verification of flow curves for sections of Strzyża Creek in Gdańsk

Słowa kluczowe: *przepust, przelew o szerokiej koronie, kanał pryzmatyczny, pomiary hydrotechniczne, równanie Maninnga, monitoring, współczynnik wydatku, ochrona przeciwpowodziowa, gospodarka wodna, zlewnia*

Keywords: *box culvert, broad-crested weir, prismatic channel, hydrometric measurements, Manning's formula, monitoring, flow coefficient, flood protection, water management, catchment.*

Streszczenie: Od wielu lat obserwuje się intensywny rozwój obszarów miejskich w obrębie zlewni Potoku Strzyża, który jest niekorzystnym zjawiskiem w kontekście gospodarki wodnej oraz ochrony przeciwpowodziowej. Od pewnego czasu na Potoku funkcjonuje system monitoringu, który dostarcza cennych danych, które w przyszłości mogą mieć istotny udział w stworzeniu modelu matematycznego zlewni. Bezpośrednim tego celem jest ekonomiczne i bezpieczne gospodarowanie wodą oraz prognozowanie zagrożenia powodziowego. Artykuł porusza jeden z istotnych elementów, który wymaga weryfikacji a mianowicie, relację pomiędzy stanem wody w korytach a natężeniem przepływu w wybranych przekrojach pomiarowych. Są to: przelew o szerokiej koronie, kanał pryzmatyczny oraz przepust kwadratowy. Część teoretyczna treści artykułu dotyczy określenia krzywych teoretycznych opisujących przepływ wody w przekroju w zależności od jej poziomu. Praktyczne aspekty to przedstawienie wykonanych pomiarów terenowych prędkości wody w przekrojach przy różnych głębokościach. Na podstawie uzyskanych wartości prędkości oraz znanej geometrii koryt możliwe jest obliczenie natężenia przepływu wody. Końcowym etapem jest porównanie ze sobą uzyskanych rezultatów. Otrzymane w ten sposób wyniki dają solidną podstawę do zaproponowania konkretnych

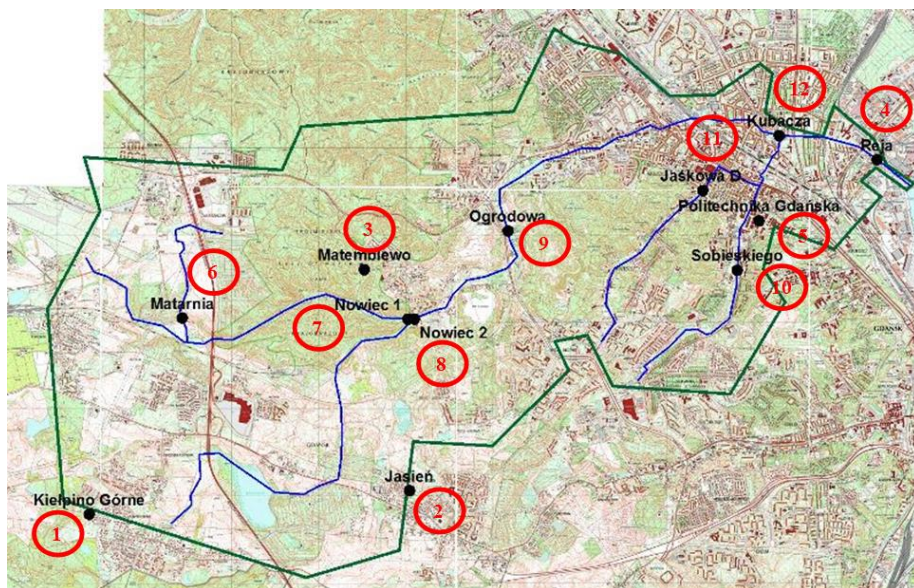
relacji funkcyjnych dla owych przekrojów pomiarowych. Ważne dla przyszłości gospodarki wodnej jest kontrolowanie zlewni oraz szukanie owych zależności, ponieważ sprzyja to bezpieczeństwu oraz ekonomii.

1. Wstęp

Postępujący i dynamiczny rozwój gospodarczy, a w konsekwencji również wzrost urbanizacji Gdańska oraz jego okolic niesie za sobą bardzo dużo zmian w charakterystyce hydrologicznej zlewni potoków na niej występujących. Ze wzrostem gospodarczym wiąże się powstawanie nowych osiedli, parkingów, centrów handlowych, infrastruktury komunikacyjnej itp. Są to na ogół tereny o niskiej przepuszczalności i współczynniku spływu w zakresie $\psi=0,80-1,00$. Ta cecha nowo powstających terenów powoduje intensyfikację spływu powierzchniowego, a w rezultacie gwałtowniejsze wezbrania w ciekach. Wzmożony spływ powierzchniowy spowodowany gwałtownym opadem nawałnym jest niekorzystny również z powodu wypłukiwania wszelkich zanieczyszczeń z powierzchni zlewni [1].

To wszystko powoduje konieczność reagowania pod kątem ochrony przeciwpowodziowej miasta, jak również analizy pracy urządzeń hydrotechnicznych. W latach 2011-2013 utworzono sieć posterunków kontrolnych w zlewni potoku Strzyża w celu rejestrowania danych hydrologicznych cennych dla przyszłej kontroli oraz prognozowania zagrożeń powodziowych. Na rys 1. zaprezentowano lokalizację owych posterunków pomiarowych. Coraz ważniejsze dla miejskich zlewni zróżnicowanych i zurbanizowanych staje się przewidywanie oraz kontrolowanie reakcji potoków na opady nawałne oraz gwałtowne wiosenne roztopy. Obecnie w przewidywanym na lata 2015-2017 etapie opomiarowania zlewni potoku Strzyża, trwają prace nad rozbudową

istniejącego systemu monitoringu, stworzeniem systemu sterowania retencją wód opadowych i roztopowych, jak również kontroli jakości wód w potoku [2].



Rysunek 1. Lokalizacja stanowisk pomiarowych sieci monitoringu hydrologicznego na Potoku Strzyża

Źródło:[14]

Jednym z aspektów kolejnego etapu opomiarowania zlewni Potoku Strzyża jest sprawdzenie jakości pracy urządzeń pomiarowych. Celem niniejszej pracy jest zweryfikowanie krzywych przepływu dla poszczególnych urządzeń. Aby tego dokonać wykorzystano ultradźwiękowe sondy pomiaru poziomu wody. Urządzenia te w sposób ciągły dokonują pomiaru poziomu wody w odniesieniu do przyjętej rzędnej dna w danym przekroju.

Bezpośrednim celem pracy jest znalezienie jak najdokładniejszej relacji pomiędzy owym poziomem wody, a natężeniem przepływu. Można tego dokonać mierząc charakterystyczne wartości geometrii

poszczególnych koryt oraz wykonując pomiar prędkości wody w kilku punktach w przekroju koryta. Dzięki uzyskanym pomiarom oraz znanej geometrii można zaproponować sposób uśrednienia prędkości i obliczyć średnie natężenie przepływu wody. Wykonanie takich pomiarów dla kilku różnych wartości poziomów wody i ich ewentualna aproksymacja spowoduje otrzymanie rzeczywistej zależności funkcyjnej pomiędzy stanem wody a natężeniem przepływu: $Q=f(H)$.

Zakres pracy obejmuje analizę trzech przekrojów pomiarowych na Potoku Strzyża o poniższej charakterystyce hydrologicznej:

- przelew o szerokiej koronie,
- przepust o przekroju kwadratowym,
- kanał pryzmatyczny o przekroju prostokątnym.

2. Charakterystyka zlewni Potoku Strzyża

2.1. Charakterystyka ogólna ciek

Potok Strzyża na całej swej długości płynie w granicach administracyjnych Gdańska. Jest lewostronnym dopływem Martwej Wisły i jednocześnie ostatnim, przed ujściem do Morza Bałtyckiego. Za źródła potoku Strzyża uważa się wzgórze Migowskie.

Ważną cechą jest jego zróżnicowany spadek. Różnice wysokości terenu zlewni wynoszą nawet do 160m co jest charakterystyczne dla polodowcowej rzeźby terenu. Wartości spadków ciek wynoszą od 0,5 do 5% . Warto zaznaczyć, że zgodnie z Ustawą Prawo Wodne z dnia 18 lipca 2001 cieki o spadkach powyżej 0,3% i posiadające jeszcze inne cechy, które Strzyża spełnia, należy traktować jako potoki górskie [5].

Przy opisywaniu charakterystyki potoku Strzyża należy zwrócić szczególną uwagę na zabudowę hydrotechniczną. Na całej jego długości

występuje 10 zbiorników retencyjnych o łącznej pojemności około 200 tys. m³ [3]. Jeden z nich: zbiornik Nowiec II znajduje się w pobliżu analizowanych przekrojów pomiarowych, a jego zniszczenie w wyniku powodzi sprzed paru lat było jednym z czynników, który spowodował prace mające na celu poprawę funkcjonowania systemów melioracyjnych.

2.2. Cechy charakterystyczne zlewni potoku Strzyża

Jak już wspomniano część zlewni potoku Strzyża posiada bardzo urozmaiconą rzeźbę terenu pozostałą po ostatnim okresie zlodowacenia. Deniwelacje terenu sięgają nawet 160m.

Łączna powierzchnia zlewni wynosi 33,883 km². Ważnym czynnikiem wpływającym na kształtowanie się odpływu ze zlewni jest rodzaj użytkowanej powierzchni. Większa jej część składa się z terenów zamieszkałych (33%) oraz terenów zielonych różnego rodzaju (34%) takich jak: łąki, parki ogródki itp. Tereny zamieszkałe charakteryzują się bardzo małą przepuszczalnością powierzchni i wpływają negatywnie na ilość oraz jakość odprowadzanych wód deszczowych. Tereny zamieszkałe w sumie z innymi terenami o niskiej przepuszczalności czyli terenami handlowymi, przemysłowymi, drogami czy ulicami stanowią prawie 40% całej powierzchni zlewni. Warto zaznaczyć, że ta zmiana proporcji w stosunku do terenów zielonych (łatwo przepuszczalnych) nastąpiła bardzo dynamicznie w stosunkowo krótkim czasie ze względu na szybki rozwój gospodarczy miasta w ostatnich dziesięcioleciach. Właśnie ów szybki rozwój spowodował problematykę powodzi w zlewniach miejskich w obrębie Gdańska.

Analizując przepuszczalność gleb w zlewni potoku Strzyża można zauważyć, że prawie 75% jej powierzchni cechuje przepuszczalność

poniżej średniej [3]. Gleby o takiej charakterystyce to przede wszystkim takie, które posiadają dużo łąw takie jak:

- łąy gliniaste,
- płytkie łąy piaszczyste,
- gliny ilaste.

Gleby o bardzo małej przepuszczalności takie jak: gliniaste czy pylaste stanowią znikomą część powierzchni zlewni. Pozostałe 25% to gleby charakteryzujące się przepuszczalnością powyżej średniej takie jak:

- gleby piaszczyste średnio głębokie,
- płytkie lessy,
- łąy piaszczyste [3].

2.3. System monitoringu hydrologicznego na Potoku Strzyża

Na całej długości potoku Strzyża funkcjonuje system monitoringu hydrologicznego, który ma służyć dostarczeniu danych pomiarowych, na podstawie których będzie możliwe stworzenie modelu zlewni. Ów model ma służyć w przyszłości prognozowaniu zagrożenia powodziowego oraz określaniu przepustowości projektowanych urządzeń hydrotechnicznych. Problem opisu matematycznego relacji pomiędzy wartością opadu atmosferycznego a odpływem ze zlewni od bardzo dawna jest podstawowym problemem dla hydrologów. Opracowano szereg metod, które w sposób przybliżony dają rozwiązanie tego problemu (np. metoda hydrogramu jednostkowego). Każda metoda rozwiązywania tego zagadnienia wiąże się z koniecznością dostarczenia dużej ilości danych. Ilość oraz problematyka pomiaru niektórych z tych parametrów znacząco utrudnia ich dostarczenie. Są to m.in:

- pola powierzchni zlewni cząstkowych,
- długości poszczególnych odcinków cieku,
- charakterystyczne dane dotyczące geometrii koryt (szerokość dna, kąt nachylenia skarp itp.),
- spadki poszczególnych odcinków cieków,
- współczynniki charakteryzujące szorstkość powierzchni dna koryt (współczynnik wydatku przelewu, współczynnik wg Manninga itp.),
- średnie wartości opadów atmosferycznych w charakterystycznych punktach,
- charakterystyczne dane, dotyczące przepuszczalności zlewni (np. współczynniki filtracji).

Jak wspomniano wcześniej pierwszy etap budowy systemu monitoringu został zrealizowany w latach 2011-2013, a po zakończeniu prac urządzenia zostały przekazane instytucji Gdańskie Melioracje. Obecnie system składa się z ultradźwiękowych sond pomiaru poziomu wody, zainstalowanych ponad zwierciadłem wody w kanałach oraz jednym zbiorniku retencyjnym, przyrządów do pomiaru natężenia przepływu i ciśnienia w kanalizacji deszczowej. Ponadto w skład systemu wchodzi deszczomierze objętościowe o rozdzielczości pomiarowej 0,1 mm. Zapis rejestrowanych danych hydrologicznych odbywa się w sposób ciągły, a same dane są udostępniane na specjalnie utworzonej stronie internetowej HydraNET Anywhere [2]. Lokalizacja stanowisk pomiarowych została zaprezentowana na rys. 1.

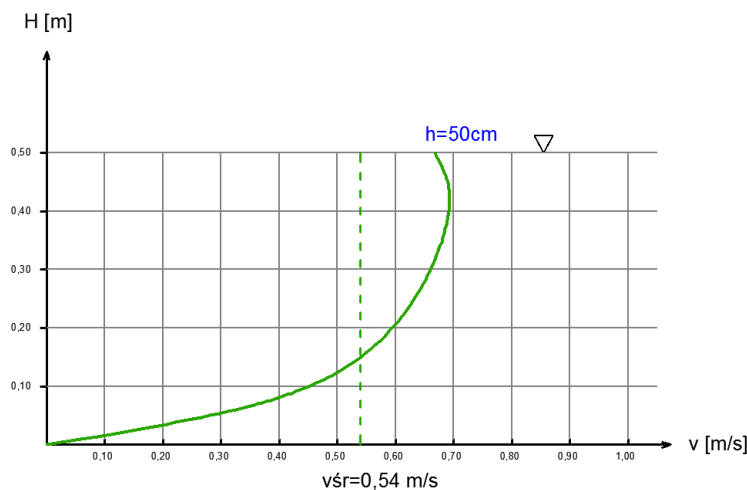
3. Opis prowadzonych badań

3.1. Metodyka wykonywania pomiarów terenowych i sposób uśrednienia wyników

Przygotowując się do pomiarów terenowych prędkości wody w przekroju należało w pierwszej kolejności zaplanować ilość punktów pomiarowych. Ilość ta zależała przede wszystkim od aktualnego stanu wody. Zapisanie wartości charakterystycznych, pomiędzy poziomami, pionami, odległości zwierciadła wody od dna oraz szerokości koryta, było kluczowym elementem w kontekście późniejszej interpretacji wyników i dalszych obliczeń.

Nieco bardziej skomplikowana sytuacja miała miejsce dla przypadków koryta o kształcie nieregularnym (np. pomiary w korycie naturalnym poniżej przelewu o szerokiej koronie w Matemblewie). W takiej sytuacji należało dodatkowo uwzględnić ową nieregularność przy obliczaniu natężenia przepływu co niekiedy stawało się problematyczne i wymagało dokładnej obserwacji dna podczas pomiarów terenowych.

Na potrzeby niniejszej pracy analizowano różne sposoby uśredniania prędkości przepływu wody. Wybór metody i poprawność jej zastosowania miały bezpośrednie przełożenie na uzyskane później wyniki. W literaturze znajduje się wiele różnych metod uśredniania prędkości w korycie. W artykule zaproponowano wykreślenie tachoid dla poszczególnych pionów pomiarowych i uśrednienie prędkości w każdym pionie. Na rys 2. zaprezentowano przykładową tachoidę dla przekroju pomiarowego nr 2. Na rysunku widać zaproponowany sposób uśrednienia prędkości w pionie.



Rysunek 2. Przykładowy rysunek tachoidy dla pionu w przekroju pomiarowym

Źródło: Opracowanie własne

Taki sposób interpretacji wyników oraz obliczeń natężenia przepływu wody w przekroju daje również możliwość weryfikacji poprawności wykonanych pomiarów. Na rysunku widać bowiem bardzo dobrze, że rozkład prędkości w pionie jest charakterystyczny dla ruchu wody w korytach otwartych [13].

Dla tak zaproponowanej metody uśrednienia prędkości obliczenia polegają na zsumowaniu natężeń przepływu przyporządkowanych poszczególnym pionom pomiarowym:

$$\Sigma Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_k \quad (3.1)$$

gdzie:

Q_1, Q_2, Q_k – natężenie przepływów w poszczególnych pionach [m^3/s],

k – liczba pionów pomiarowych.

przy czym:

$$Q_i = v_{pi} A_i \quad (3.2)$$

gdzie:

v_{pi} – uśredniona wartość prędkości w i-tym pionie pomiarowym [m/s],

A_i – powierzchnia części rzutu przekroju, przyporządkowana i-temu pionowi pomiarowemu [m²].

Wynikiem powyższych obliczeń jest wartość natężenia przepływu Q , która bezpośrednio zostaje przyporządkowana do wartości stanu wody odczytanego przez sondę dla danej godziny wykonywania pomiaru.

3.2. Aproksymacja wyników metodą najmniejszych kwadratów

W celu weryfikacji poprawności zaproponowanych krzywych teoretycznych, jak również lepszego graficznego przedstawienia wyników pomiarów hydrometrycznych zaproponowano aproksymację funkcji dyskretnej wyznaczonej przez punkty pomiarowe. Zdecydowano się na metodę aproksymacji według kryterium najmniejszego błędu kwadratowego. Postać ogólną funkcji, wyjściową dla dalszych etapów aproksymacji wyznacza się na podstawie doświadczenia i znajomości rodzaju relacji pomiędzy szukanymi zmiennymi. W przypadku przepływu wody przez urządzenia hydrotechniczne, takie jak przepust czy przelew o szerokiej koronie, najbardziej efektywne jest równanie postaci:

$$Q = \alpha H^\beta \quad (3.3)$$

gdzie,

Q – natężenie przepływu wody [m³/s],

H - stan wody w korycie [m],

α, β – współczynniki, które należy wyznaczyć [-].

Zgodnie z ideą metody najmniejszych kwadratów, najlepszą funkcją przybliżającą dane punkty o współrzędnych (x_i, y_i) jest funkcja, dla której suma kwadratów odchylek między wartościami y_i oraz obliczonymi $y_{oi}=f(x_{oi})$ jest najmniejsza, co można zapisać następująco:

$$E(a_1, a_2, \dots, a_k) = \sum_{i=1}^n (y_{oi} - f(x_{oi}))^2 \rightarrow \min \quad (3.4)$$

gdzie:

E – wartość błędu aproksymującego,

$a_1, a_2, \dots, a_k$ – wartości stałe, które należy wyznaczyć.

Znalezienie owych współczynników sprowadza się do rozwiązania układu k równań z k niewiadomymi. Jest to skuteczna metoda dla przypadku gdy funkcja aproksymująca jest funkcją liniową lub jeśli można ją sprowadzić do funkcji liniowej na drodze przekształceń. I tak, dla zaproponowanej postaci równania 3.5 można dokonać jego linearyzacji i zapisać w postaci:

$$F(x)=Y=A+BX \quad (3.5)$$

stosując odpowiednie podstawienia: $Y=\ln y$; $X=\ln x$; $A=\ln a$; $B=b$.

Przeprowadzono aproksymację dla wszystkich uzyskanych wyników we wszystkich przekrojach. Dokładne przedstawienie uzyskanych współczynników i porównanie funkcji aproksymujących z odpowiednimi krzywymi teoretycznymi, znajduje się w rozdziale 3.

4. Krzywe przepływów

4.1. Przekrój nr 1: Przelew o szerokiej koronie

4.1.1. Krzywa teoretyczna

Pierwszym analizowanym przekrojem jest przelew o szerokiej koronie (rys 4.1). Jest on zlokalizowany w pobliżu ul. Potokowej na skraju Trójmiejskiego Parku Krajobrazowego. Znajduje się on w bliskiej odległości od przepustu-przekroju nr 2 oraz poniżej dopływu potoku Jasień (rys 3).



Rysunek 3. Przekrój pomiarowy nr 1: przelew o szerokiej koronie

Źródło: Opracowanie własne

Usytuowanie dwóch przekrojów pomiarowych na potoku Strzyża w tak małej odległości od siebie jest zasadne właśnie z powodu dopływu potoku Jasień, który całkowicie zmienia natężenie przepływu wody.

Nad progiem przelewu wytwarza się ruch o strugach równoległych i spełniony jest warunek:

$$2,5H < \delta < 15H \quad (4.1)$$

gdzie:

H – wysokość warstwy wody przelewającej się nad koroną przelewu [m],

δ – grubość przelewu [m] [6].

Dzięki temu można potraktować ów przelew jako przelew o szerokiej koronie [6]. Ponadto cechą charakterystyczną przelewu jest stosunkowo niskie nachylenie skarp (57°) co oznacza, że można go traktować jako przelew o geometrii trapezowej. Niewysoka wartość tego kąta powoduje, że poziom wody na przelewie wzrasta powoli stosunku do wzrostu ilości wody przez niego przepływającej. Wynikiem tego jest ograniczenie wyników pomiarów w zakresie poziomów 0 - 0,2 m, co jest małym zakresem w stosunku do pozostałych dwóch przekrojów. Próg przelewu jest utworzony z płyty betonowej.



Rysunek 4. Dopływ potoku Jasiń powyżej przelewu o szerokiej koronie

Źródło: Opracowanie własne

Dla wyznaczenia krzywej teoretycznej opisującej zależność natężenia przepływu wody od jej poziomu na progu przelewu proponuje się następującą relację postaci:

$$Q = \frac{2}{15} \mu \sqrt{2g} (5B_p + 4H \tan \gamma) H^{\frac{3}{2}} \quad (4.2)$$

gdzie:

μ - współczynnik wydatku przelewu [-],

g – przyspieszenie ziemskie [m/s²],

B_p – szerokość dna [m],

γ – kąt nachylenia skarp [°],

H – stan wody na wlocie [m] [13].

Następnie należało określić charakterystyczne parametry dla przelewu. Cechy geometrii koryta takie jak B_p i γ zmierzono w trakcie pomiarów terenowych. Zastanowienia się i dokładnej analizy wymagało ustalenie wartości współczynnika wydatku przelewu μ .

B_p – 2,3 m

γ – 57°

μ – 0,6

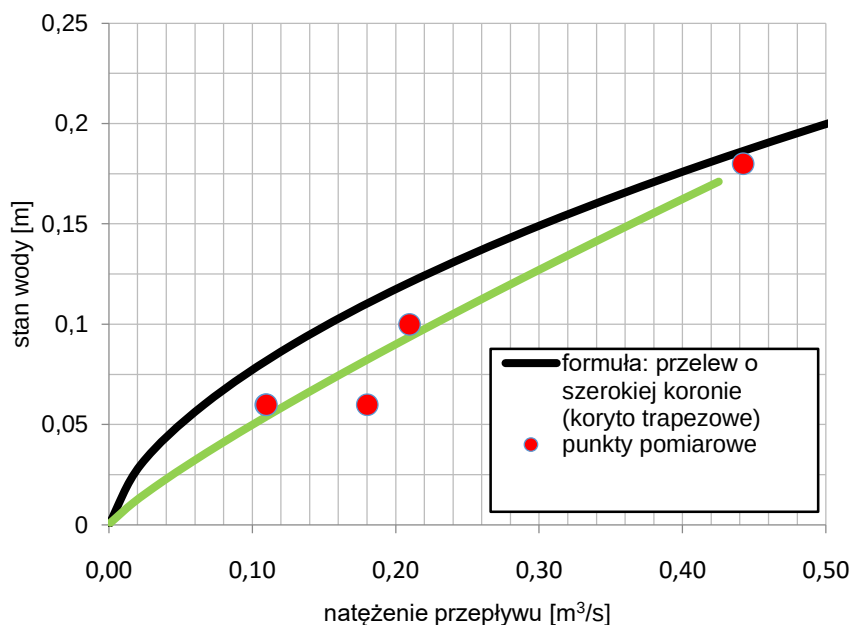
4.1.2. Przedstawienie wyników

W wyniku powyższych rozważań, wykreślono krzywą teoretyczną dla przekroju nr 2. Przedstawiono ową krzywą na rysunku 5. łącznie z wyznaczonymi w pomiarach terenowych punktami (H,Q).

Tabela 1. Punkty pomiarowe dla przekroju nr 1

lp	data	godzina	stan wody	Przepływ
[-]			[m]	[m ³ /s]
1	27.04.2015	12:50	0,06	0,1092
2	7.09.2015	17:10	0,18	0,4421
3	9.09.2015	10:05	0,06	0,1096
4	27.04.2015	12:30	0,06	0,1800
5	22.06.2015	10:00	0,10	0,2095

Źródło: Opracowanie własne

**Rysunek 5. Wykres krzywej teoretycznej, punktów pomiarowych oraz krzywej aproksymującej przekroju pomiarowego nr 1**

Źródło: Opracowanie własne

Na powyższym wykresie pokazano krzywą teoretyczną, uzyskane za pomocą pomiarów terenowych punkty pomiarowe oraz krzywą aproksymującą owe punkty. W przypadku przekroju nr 1 aproksymacja została przeprowadzona tylko w celu przedstawienia podobieństwa do krzywej teoretycznej. Zgodnie z metodyką opisywaną poprzednim rozdziale dokonano aproksymacji, uzyskując następujące wyniki, na

których podstawie wykreśloną krzywą aproksymującą na rys. 5. Uzyskane punkty leżą na wykresie funkcji aproksymującej postaci:

$$Q = 3,38 H^{1,174} \quad (4.3)$$

4.1.3. Dyskusja wyników

Uzyskane wyniki wskazują przede wszystkim na konieczność kontynuowania badań dla przekroju pomiarowego nr1. Zbyt mała ilość danych pomiarowych nie daje możliwości wiarygodnego wyznaczenia zależności $Q(H)$. Problem z uzyskaniem większej ilości punktów pomiarowych związany jest z tym, że przelew z powodu swojej trapezowej geometrii pracuje na ogół przy niskich stanach wody. Nawet w przypadku dużych wartości przepływów stan nie osiąga wysokich wartości.

Ponadto sugeruje się rozważenie innej koncepcji pracy owego przelewu. Są podstawy by sądzić, że z powodu ukształtowania dna i brzegów przelew może do pewnego poziomu wody pracować jako przelew prostokątny. Słusznym wydaje się próba potraktowania przelewu w taki sposób, że w przy niskich stanach wody (dokładne wartości należy zweryfikować pomiarami terenowymi) pracuje on jako przelew prostokątny, a dopiero po przekroczeniu charakterystycznej wartości stanu, zaczyna pracować jako przelew o przekroju trapezowym.

Aby znaleźć wiarygodną i poprawną zależność $Q(H)$ należy dokonać większej ilości pomiarów, zwłaszcza dla pracy przepustów przy bardzo wysokich stanach.

4.2. Przekrój nr 2: Przepust o przekroju kwadratowym

4.2.1. Krzywa teoretyczna

Kolejnym z rozpatrywanych przekrojów pomiarowych jest przepust kwadratowy zlokalizowany w Matemblewie pod drogą utwardzoną służącą gospodarce leśnej na terenie Trójmiejskiego Parku Krajobrazowego w pobliżu ul. Potokowej (rys. 6. oraz rys 7.). Przewód przepustu jest wykonany z siedmiu prefabrykowanych elementów żelbetowych. Kolejne elementy są nieznacznie przesunięte względem siebie co przy wysokich stanach wody może wpływać na charakter przepływu. W części wlotowej przepustu odłożone są różnego rodzaju zanieczyszczenia. Przewód ma szerokość i wysokość równą 1 m [9].



Rysunek 6. Przekrój pomiarowy nr 2: wlot do przepustu

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 7. Przekrój pomiarowy nr 2: wylot z przepustu

Źródło: Opracowanie własne

Znalezienie formuły teoretycznej dla pracy owego przepustu nie było zadaniem prostym z uwagi na wiele czynników. Przepusty mogą pracować przy wlocie zatopionym oraz niezatopionym, przy czym dla obu przypadków mamy wówczas do czynienia z zupełnie innym rodzajem przepływu i innym opisie matematycznym ze względu na czynniki na niego wpływające. W niniejszej pracy pominięto analizę pracy przepustu dla warunków zatopionego wlotu, głównie z powodu rzadkości występowania tego zjawiska.

Dla rozpatrywanego przypadku pracy przepustu o wlocie niezatopionym na formę ruchu i układ zwierciadła wody wpływają takie czynniki jak:

- spadek,
- długość,

- szorstkość powierzchni dna,
- rozmiar oraz ukształtowanie wlotu i wylotu.

Analiza wpływu niektórych z tych parametrów jest uciążliwa i trudna. Na przykład jak widać na rysunku wlotu przepustu (rys 4.4) jego skrzydła są ustawione pod rzadko spotykanymi kątami. Jednak, patrząc na schemat ukazujący przepływ wody przez przepust, można zauważyć podobieństwo pomiędzy tym przepływem a przepływem przez przelew niezatopiony o szerokiej koronie [6]. W związku z tym zasadne wydaje się skorzystanie z formuły dla przelewu o szerokiej koronie na potrzeby wyznaczenia krzywej teoretycznej dla analizowanego przepustu postaci:

$$Q = mB_k\sqrt{2g}H_w^{\frac{3}{2}} \quad (4.4)$$

gdzie:

m – współczynnik wydatku przelewu o szerokiej koronie [-],

B_k – szerokość przewodu przepustu przy głębokości krytycznej [m],

g – przyspieszenie ziemskie [m/s²],

H_w – stan wody na wlocie [m] [6].

Przyjęto następujące stałe wartości parametrów równania 4.4:

$$m = 0,34$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$B_k = 1 \text{ m}$$

Dla tak przyjętych wartości parametrów stałych wyznaczono krzywą teoretyczną dla przepustu. Wartości zestawiono w tabeli 4.4, a wykres zaprezentowano na rysunku 4.6.

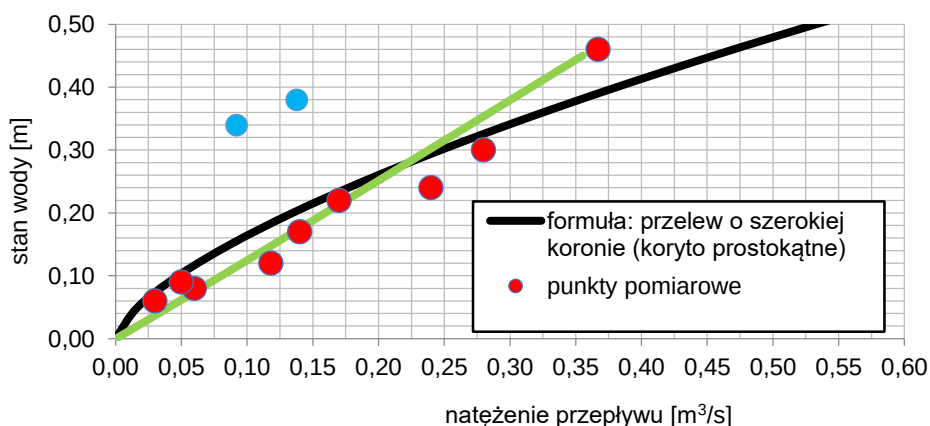
4.2.2. Przedstawienie wyników

W wyniku powyższych rozważań wykreślono krzywą teoretyczną dla przekroju nr 2. Przedstawiono ową krzywą na rysunku 8. łącznie z wyznaczonymi w pomiarach terenowych punktami (H,Q).

Tabela 2. Punkty pomiarowe dla przekroju nr 2

lp	data	godzina	stan wody	przepływ
	[-]		[m]	[m ³ /s]
1	10.11.2014	12:45	0,06	0,030
2	26.04.2015	20:30	0,08	0,060
3	27.04.2015	12:30	0,09	0,050
4	28.04.2015	10:20	0,17	0,140
5		11:25	0,12	0,118
6	21.06.2015	09:20	0,24	0,240
7		09:30	0,22	0,170
8		13:10	0,30	0,280
9	7.09.2015	16:40	0,46	0,367
10	9.09.2015	09:35	0,38	0,138
111		13:40	0,34	0,092

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 8. Wykres krzywej teoretycznej, punktów pomiarowych oraz krzywej aproksymującej dla przekroju pomiarowego nr 2

Źródło: Opracowanie własne

Na przedstawionym wykresie pokazano krzywą teoretyczną, uzyskane za pomocą pomiarów terenowych punkty pomiarowe oraz krzywą aproksymującą owe punkty. Dla tego przekroju wyznaczono największą ilość punktów, a aproksymacja została przeprowadzona w celu ukazania podobieństwa z krzywą teoretyczną. Dokonano jej zgodnie z metodyką opisywaną w podrozdziale 3.4, uzyskując następujące wyniki, na których podstawie wykreślono krzywą aproksymującą na rys. 8.

Uzyskane punkty leżą na wykresie funkcji aproksymującej postaci:

$$Q = 0,781 H^{0,987} \quad (4.5)$$

4.2.3. Dyskusja wyników

Jak wspomniano wcześniej opis matematyczny pracy przepustu oraz weryfikacja na podstawie pomiarów terenowych były trudnym zadaniem. W porównaniu do poprzednich przekrojów pomiarowych wykonano najwięcej pomiarów terenowych. Uznaje się, że wyniki dla przekroju nr 2 są obarczone największym błędem co widać na wykresie (rys 4.6). Z tego powodu zdecydowano się odrzucić dwa punkty pomiarowe, które najbardziej odbiegają od pozostałych punktów oraz od krzywej teoretycznej. Aproksymacja wyników została przeprowadzona już po odrzuceniu owych dwóch punktów.

Można zauważyć, że funkcja aproksymująca ma przebieg bardzo podobny do przebiegu funkcji liniowej (co widać po postaci równania 4.5). Jest to spora różnica w stosunku do zaproponowanej formuły teoretycznej dla tego przekroju. Oczywiście zaleca się kontynuowanie pomiarów z zaznaczeniem, że istotne jest zweryfikowanie parametrów pracy dla

wysokich stanów. Duży błąd jakim obarczone są pomiary odrzucone jest prawdopodobnie spowodowany niedokładnością pomiarów i obliczeń.

4.3. Przekrój nr 3: Kanał pryzmatyczny o przekroju prostokątnym

4.3.1. Krzywa teoretyczna

Ostatnim z analizowanych przekrojów pomiarowych jest kanał pryzmatyczny o przekroju prostokątnym. Znajduje się on we Wrzeszczu w pobliżu ul. Kubacza, w parku „Nad Strzyżą”. W tym miejscu Strzyża płynie korytem prostokątnym (rys. 4.7) zmodernizowanym w roku 1999 utrzymywanym od tamtego czasu w dobrym stanie. Powierzchnia dna oraz brzegów kanału zbudowana jest z cegły klinkierowej. Spadek dna na długości kanału w pobliżu rozpatrywanego przekroju został wyznaczony geodezyjnie.



Rysunek 9. Przekrój pomiarowy nr 3: Kanał pryzmatyczny o przekroju prostokątnym

Źródło: Opracowanie własne

Rozpatrywany odcinek wykazuje następujące cechy charakterystyczne:

- przyrównano – stały przekrój poprzeczny na długości,
- stałość spadku podłużnego cieku,
- zwierciadło wody równoległe do dna kanału i linii energii,
- stałość współczynnika szorstkości na długości [7].

Dzięki powyższym cechom zasadne jest wykorzystanie do obliczeń wzoru Manninga jako formułę która określa prędkość wody w korycie:

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (4.7)$$

gdzie:

v – prędkość średnia wody płynącej w przekroju koryta [m/s],

n – współczynnik szorstkości przekroju [$\text{ms}^{-1/3}$],

R – promień hydrauliczny [m],

I – spadek hydrauliczny [-].

Następnie skorzystano z ogólnie znanej zależności pomiędzy natężeniem przepływu Q i prędkością przepływu v : $Q=vA$ oraz zależnością pomiędzy wartością powierzchni przekroju A , a stanem wody H , co dla przekroju prostokątnego można zapisać: $A=2H+B$ [6]. Ponadto promień hydrauliczny dla analizowanego przypadku geometrii prostokątnej przekroju można wyrazić wzorem:

$$R = \frac{A}{O_{zw}} = \frac{BH}{2H + B} \quad (4.8)$$

gdzie:

A – pole powierzchni wypełnionej wodą części koryta [m^2],

O_{zw} – obwód zwilżony [m],

B – szerokość koryta [m],

H – wysokość poziomu wody w korycie [m] [13].

Dzięki temu równanie Manninga, opisujące zależność natężenia przepływu od stanu wody występującego w korycie, przyjmuje ostateczną postać:

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{BH}{2H + B} \right)^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} BH \quad (4.9)$$

Powyższe równanie wykorzystano do wykreślenia krzywej teoretycznej przepływu wody w przekroju pomiarowym nr 3. Kolejnym etapem pracy było określenie wielkości charakterystycznych równania, a w szczególność współczynnika szorstkości n . Spadek hydrauliczny w równaniu przyjęto jako identyczny ze spadkiem dna koryta co jest dopuszczalne i uzasadnione zgodnie z hydrauliką koryt otwartych [13]. Wartość szerokości koryta została pomierzona miarą. Największym problemem dla analizowanego przekroju było poprawne wyznaczenie współczynnika szorstkości koryta. Ostatecznie przyjęto współczynnik dla koryt o charakterystyce „wyprawionego muru z kamienia łamanego na zaprawie” [Kubrak E, Kubrak J, 2010, s. 238]. Wyznaczono następujące wartości stałe charakteryzujące przekrój pomiarowy:

$$n = 0,015 \text{ m s}^{-1/3},$$

$$I = 0,095,$$

$$B = 2,06 \text{ m}.$$

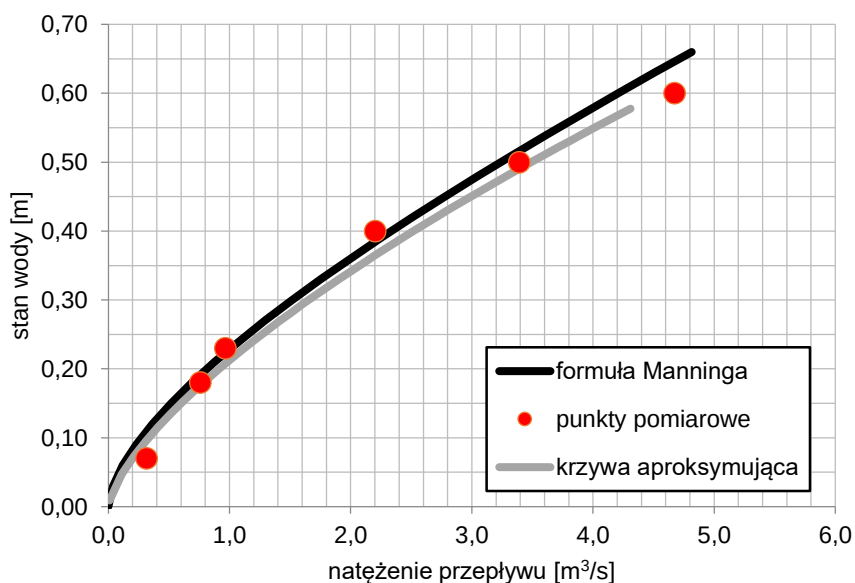
4.3.2. Przedstawienie wyników

W wyniku powyższych rozważań wykreślono krzywą teoretyczną dla przekroju nr 3. Przedstawiono ową krzywą na rysunku 10. łącznie z wyznaczonymi w pomiarach terenowych punktami (H,Q).

Tabela 3. Punkty pomiarowe dla przekroju nr 3

lp	Data	godzina	stan wody	przepływ
[-]			[m]	[m ³ /s]
1	31.10.2014	10:50	0,07	0,3133
2	24.11.2014	17:30	0,18	0,7570
3	19.07.2015	18:25	0,23	0,9618
4	28.07.2015	17:20	0,40	2,2001
5		17:10	0,50	3,3887
6		18:50	0,60	4,6721

Źródło: Opracowanie własne


Rysunek 10. Wykres krzywej teoretycznej, punktów pomiarowych oraz krzywej aproksymującej dla przekroju pomiarowego nr 3

Źródło: Opracowanie własne

Na przedstawionym wykresie pokazano krzywą teoretyczną, uzyskane za pomocą pomiarów terenowych punkty pomiarowe oraz krzywą aproksymującą owe punkty. Na aproksymację wyników zdecydowano się w celu sprawdzenia i porównania obu powstałych

krzywych. Zgodnie z metodyką opisywaną w podrozdziale 3.4. dokonano aproksymacji, uzyskując następujące wyniki, na których podstawie wykreślono krzywą aproksymującą.

Uzyskane punkty leżą na wykresie funkcji aproksymującej postaci:

$$Q = 7,861 H^{1,296} \quad (4.10)$$

4.3.3. Dyskusja wyników

Analizując uzyskane wyniki można zauważyć przede wszystkim to, iż dla tego przekroju bardzo podobny jest przebieg krzywej teoretycznej oraz przebieg funkcji dyskretnej wyznaczonej przez punkty pomiarowe. Daje to pewność, iż błędy pomiarowe były niewielkie oraz przekonanie, że w prawidłowy sposób dobrano teoretyczną krzywą dla przekroju nr 3. Dla tego przekroju pomiarowego zaleca się dalsze badania weryfikujące uzyskane krzywe, jednak nie jest to tak konieczne jak w przypadku przekrojów 1 i 2, gdzie niezgodności były zdecydowanie większe.

5. Wnioski

1. Należy obiektywnie stwierdzić, że większość uzyskanych wyników jest obciążona błędem. Błąd ten wynika przede wszystkim z trudności wykonywania pomiarów terenowych (często w mało sprzyjających warunkach atmosferycznych), niedokładności pracy urządzeń, błędów obliczeniowych oraz wyboru sposobu metody uśrednienia wyników. To wszystko znacząco wpływa na efektywność analizy przekrojów. Najskuteczniejszą metodą zaniżenia tego błędu pomiarowego jest wykonanie dużej ilości pomiarów dla różnych zakresów stanów.

2. W każdym opisywanym przekroju, w dyskusji wyników zasugerowano dalsze badania i weryfikację krzywych przepływu. Warto również podczas dalszych badań korzystać z jak najbardziej nowoczesnych urządzeń pomiarowych. Obecnie funkcjonujące urządzenia dają już coraz lepsze i efektywniejsze możliwości w porównaniu do młynka hydrometrycznego, którym posłużono się w części badań. Jest to urządzenie bardzo wrażliwe na niewłaściwą eksploatację, którego współczynniki α oraz β mogą się zmienić w czasie użytkowania.
3. Wydarzenia, które miały miejsce w ostatnich latach, dotyczące gwałtownych wezbrań w ciekach i skutkujących nimi powodzi dają sygnał do tego aby nie bagatelizować tego rodzaju badań, a raczej rozwijać je dalej dbając o jak najlepsze zabezpieczenie miasta przed powodzią. Niniejsza praca jest elementem takich działań.
4. Wynik przeprowadzonych weryfikacji krzywych przepływu dla trzech wybranych przekrojów pomiarowych pozwala na stwierdzenie, iż dla dwóch z nich (przelewu o szerokiej koronie oraz przepustu kwadratowego) wyniki są niekompletne i wymagana jest kontynuacja badań.

Literatura:

1. Szydłowski M, Mikos-Studnicka P.: *Zintegrowane analizy ilości i jakości odpływu wód deszczowych w zlewni Potoku Strzyża w czasie opadów nawałnych w Gdańsku*.
2. Szydłowski M.: *Charakterystyka hydrologiczna zlewni Potoku Strzyża*, Politechnika Gdańska, 2012.

3. Szydłowski M, Mikos-Studnicka P.: *Wpływ jakości danych hydrologicznych na oszacowanie odpływu ze zlewni miejskiej na przykładzie Potoku Strzyża w Gdańsku.*
4. Szpakowski W.: *Rola przepustów w problemie analizy lokalnego zagrożenia powodziowego*, Seminarium naukowo- techniczne: *Lokalne zagrożenia powodziowe w małych zlewniach miejskich gmin pomorskich*, Politechnika Gdańska, 2013.
5. Ustawa z dnia 18 lipca 2001r. Prawo wodne.
6. Kubrak E, Kubrak J.: *Podstawy obliczeń z mechaniki płynów w inżynierii i ochronie środowiska*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2010.
7. Baran-Gurgul K.: *Zbiór zadań z hydrauliki z rozwiązaniami*, Kraków, Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, 2005.
8. Weinerowska-Bords K.: *Laboratorium z mechaniki płynów i hydrauliki*, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2004.
9. Szpakowski W.: *Wyznaczenie rzeczywistej zdolności przepustowej przepustu drogowego*, 2013, „Drogownictwo” 6/2013
10. <http://www.mera-sp.com.pl/isotope/o/ott-1015200536-2-.jpg>
11. http://pine-environmental.com/images/ashtead/img/marsh_2000.jpg.
12. Marsh-McBirney Inc.: *Flo-mate Portable Flowmeter Instruction Manual*, 1990.
13. Sawicki J.: *Mechanika przepływów*, Gdańsk, 2009.
14. Zima P.: *Nowy system monitoringu opadów i przepływów w zlewni Strzyży w Gdańsku*, Seminarium naukowo-techniczne: *Lokalne zagrożenia powodziowe w małych zlewniach miejskich gmin pomorskich*, Politechnika Gdańska, 2013.

mgr inż. Marlena Małgorzata Rowińska¹⁾
Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Katedra Ciepłownictwa, Ogrzewnictwa i Wentylacji
ul. Wiejska 45E 15-351 Białystok
¹⁾marlenarowinska@wp.eu

Parametry wentylacji wyporowej

Parameters displacement ventilation

Słowa kluczowe: *wentylacja, wymiana powietrza, rozkład temperatur*

Keywords: *ventilation, air exchange, temperature distribution*

Streszczenie: W artykule podjęto tematykę efektywności i poprawności działania wentylacji wyporowej. Jedną z głównych zalet tego rodzaju wentylacji jest możliwość wysoce efektywnej wentylacji pomieszczeń, zwłaszcza strefy przebywania ludzi, powoduje to szerokie zastosowanie danego systemu, m. in. w salach operacyjnych wysoko aseptycznych. Przeanalizowano parametry wentylacyjne, ze szczególnym naciskiem na kształtowanie się pionowego rozkładu temperatury powietrza w pomieszczeniu wentylowanym w sposób wyporowy. Zebrano i usystematyzowano teoretyczną wiedzę na temat sposobu działania, czynników wpływających na poprawność pracy oraz zjawisk towarzyszących wyporowemu przepływowi powietrza przez pomieszczenie, a także przeanalizowano dostępne w ofertach producentów stosowane rozwiązania. Jakość powietrza i wydajna, energooszczędna wentylacja jest określana między innymi przez wskaźnik efektywności wentylacji oraz komfort cieplny. Wskaźniki te są wyznacznikami poprawnego zaprojektowania i działania wentylacji pomieszczeń. Efektywność wentylacji definiowana jest jako iloraz stężenia zanieczyszczeń w powietrzu wywiewanym do stężenia zanieczyszczeń w danym miejscu pomieszczenia wentylowanego. Poprzez odpowiedni dobór organizacji wymiany powietrza w pomieszczeniu oraz wykorzystanie energii chłodniczej powietrza zewnętrznego do ograniczenia kosztów pracy systemów wentylacji i klimatyzacji rozważono możliwości ograniczania zapotrzebowania na energię do uzdatniania powietrza.

1. Wstęp

Właściwie zaprojektowana i wykonana instalacja wentylacyjna ma na celu zapewnienie odpowiednich warunków w strefie przebywania ludzi, czyli zagwarantowanie komfortu termicznego, akustycznego oraz odpowiedniej jakości powietrza. Najważniejszymi parametrami wentylacji jest: dobranie prawidłowej temperatury, prędkości przepływu powietrza, wilgotności względnej, poziomu ciśnienia akustycznego i stężenia zanieczyszczeń powietrza. Jak najlepsze rozprowadzenie przygotowanego powietrza w pomieszczeniu najczęściej jest realizowane przez zastosowanie dwóch rodzajów wentylacji: wentylacji przez mieszanie i wentylacji wyporowej.

Wentylacja przez mieszanie jest najbardziej powszechnym sposobem rozprowadzania powietrza w pomieszczeniu. Polega na wprowadzaniu powietrza nawiewanego do górnej części pomieszczenia z określoną prędkością, powodując jego mieszanie z powietrzem znajdującym się w pomieszczeniu. Efektem tego zjawiska jest stabilizacja warunków środowiskowych panujących w strefie przebywania ludzi.

Wentylacja wyporowa opiera się na wykorzystaniu zjawiska dyfuzji związanego z obecnością źródeł ciepła (takich jak ludzie, komputery itp.) w wentylowanej strefie. Ruch konwekcyjny powoduje wytworzenie warstw temperaturowych o odpowiednim, pionowym gradiencie temperatury w strefie przebywania ludzi. Powietrze nawiewane jest z niewielką prędkością bezpośrednio do strefy przebywania ludzi ma temperaturę niższą od temperatury powietrza w pomieszczeniu, w skutek czego rozprzestrzenia się grawitacyjnie nad powierzchnią podłogi tworząc tzw. „ziemne jezioro”. Po natrafieniu na źródło ciepła powietrze ogrzewa się i unosi, wraz z zanieczyszczeniami, ponad strefę przebywania ludzi.

Daje to uczucie chłodniejszego powietrza w strefie dolnej pomieszczenia, zaś najwyższa temperatura występuje w części podsufitowej. Zanieczyszczone powietrze kierowane jest do odrębnej instalacji wyciągowej znajdującej się w górnej części pomieszczenia [1, 2].

Źródła ciepła w pomieszczeniu odgrywają najważniejszą rolę w przepływie powietrza. Każda powierzchnia cieplejsza, niż otaczające ją powietrze wytwarza komin konwekcyjny, którego siła jest proporcjonalna do ilości ciepła wytwarzanego przez źródło. W wyniku absorbowania otaczającego powietrza, komin zwiększa swoją objętość w miarę unoszenia się. Zjawisko to utrzymuję się, aż do miejsca, w którym temperatura komina obniży się do temperatury otoczenia [3, 4].

W przeciwieństwie do tradycyjnej wentylacji mieszanej, w której w całej objętości pomieszczenia warunki są jednolite, celem wentylacji wyporowej jest kształtowanie parametrów klimatu jedynie w obrębie strefy pracy [5].

Główną zaletą wentylacji wyporowej jest możliwość wysoce efektywnej wentylacji pomieszczeń, zwłaszcza strefy przebywania ludzi. W dolnej części pomieszczeń najczęściej zlokalizowane są elementy nawiewne, a powietrze napływa bezpośrednio do strefy przebywania ludzi. Konwekcja swobodna od źródeł ciepła wywołuje ruch powietrza „zużytego” w ku górze, gdzie zlokalizowane są elementy wywiewne. Przy niskich prędkościach wypływu powietrza z elementów nawiewnych w pomieszczeniu kluczowe znaczenie ma konwekcja swobodna. W miejsce unoszących się strumieni powietrza „zużytego” napływa nawiewane „czyste” powietrze. W pomieszczeniu, w których zastosowano wentylację wyporową wytwarza się pionowy gradient temperatury powietrza, który jest wynikiem ruchu ogrzanego powietrza w kierunku

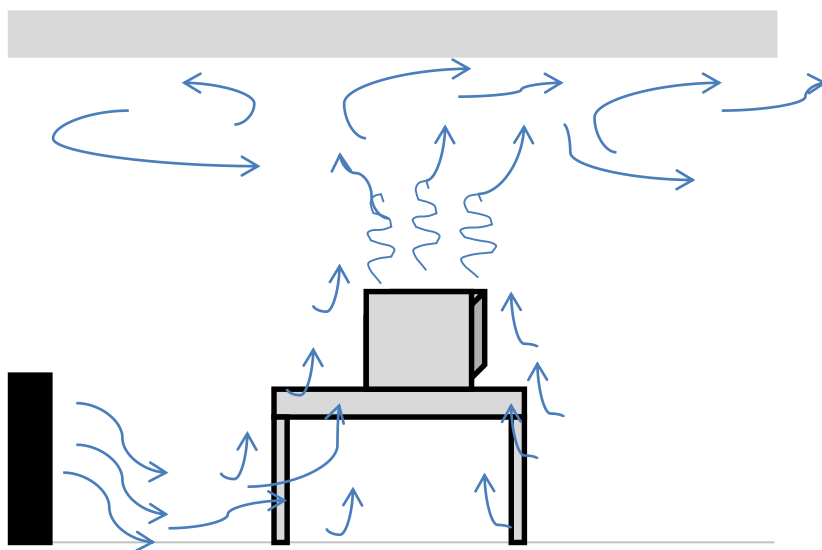
sufitu. Wytworzenie się gradientu temperatur pozwala na usuwanie z pomieszczenia powietrza o temperaturze wyższej o kilka stopni niż temperatura w strefie przebywania ludzi. Konsekwencja tego zjawiska mogą być większe strumienie powietrza nawiewnego, oraz inny sposób gospodarowania energią do uzdatniania powietrza w porównaniu z wentylacją mieszającą, ponieważ temperatura powietrza nawiewanego do pomieszczenia jest inna w przypadku wentylacji wyporowej niż w wentylacji mieszającej. Wentylacja wyporowa wykorzystywana jest w opcji asymilacji ciepła z pomieszczeń bez możliwości kompensacji strat ciepła, w przypadku potrzeby kompensacji strat ciepła pomieszczeń należy zastosować inny system doprowadzenia energii cieplnej np. centralnego ogrzewania [6].

2. Cechy szczególne systemu wentylacji wyporowej

Wentylacja wyporowa odznacza się stosunkowo wysoką sprawnością wymiany powietrza w pomieszczeniu sięgającą nawet 100% dla strumienia tłokowego (idealnego strumienia wyporowego). Przeprowadzone analizy wykazały, że w praktyce osiąga ona wartość 70%, przy 50% sprawności wentylacji mieszającej. Poprawa sprawności w odniesieniu do systemu mieszającego objawia się także tym, iż ilość powietrza wentylacyjnego może zostać ograniczona, bez pogorszenia jakości powietrza wewnątrz strefy przebywania ludzi [5, 6, 7, 8, 9].

Efektywność wentylacji wyporowej wzrasta gdy w pomieszczeniu znajdują się zarówno źródła ciepła jak i innych zanieczyszczeń o gęstości mniejszej niż gęstość powietrza. W wyniku tego zjawiska zanieczyszczenia unoszą się ponad strefę przebywania ludzi a świeże powietrze nawiewane jest „odseparowane” od powietrza zanieczyszczonego.

Na rysunku 1 przedstawiono ogólną zasadę działania wentylacji wyporowej. Strumień powietrza nawiewany jest bezpośrednio do strefy przebywania ludzi z przyściennego nawiewnika wyporowego. Strugi ogrzanego powietrza od gorących powierzchni, wyposażenia i ludzi unoszą się, z kolei zimne zstępujące strumienie powietrza transportują powietrze z powrotem do strefy przebywania ludzi. Rozwarstwienie nastąpi na wysokości, na której przepływ gorącego zużytego powietrza i zimnego zstępującego powietrza będzie równy przepływowi powietrza nawiewanego do pomieszczenia [3, 5].



Rysunek 1. Zasada działania wentylacji wyporowej

Źródło: praca własna na podstawie danych [3]

W celu właściwego zaprojektowania wentylacji wyporowej potrzebne są obliczenia pionowego przepływu powietrza w strugach konwekcyjnych od różnych rodzajów źródeł ciepła. Wysokość oddzielenia warstwy powietrza czystego od zanieczyszczonego (linii stratyfikacji) uzależniona jest od strumienia powietrza nawiewanego

do pomieszczenia. Wysokość linii płaszczyzny stratyfikacji powinna być porównywalna z wysokością strefy przebywania ludzi.

Duże znaczenie dla komfortu cieplnego ma pionowy gradient temperatury. W skutek działania siły grawitacji powietrze z nawiewnika przepływa w dół w kierunku podłogi, a następnie przemieszcza się cienką warstwą wzdłuż pomieszczenia. Poziomy przepływ powietrza wzdłuż podłogi jest jedynym ruchem powietrza wpływającym na komfort cieplny w pomieszczeniu. Liczby Archimedes'a określająca stosunek sił wyporu do sił bezwładności może opisywać przepływ wyporowy [6].

Liczba Archimedes'a określona jest wyrażeniem:

$$Ar = \frac{\beta \cdot g \cdot H \cdot \Delta T_0}{w_0^2} \quad (1)$$

gdzie:

β - współczynnik rozszerzalności objętościowej, K-1,

g – przyspieszenie ziemskie, m/s²,

ΔT_0 – różnica temperatur powietrza wywiewanego i nawiewanego, K,

w_0 – prędkość powietrza nawiewanego, m/s,

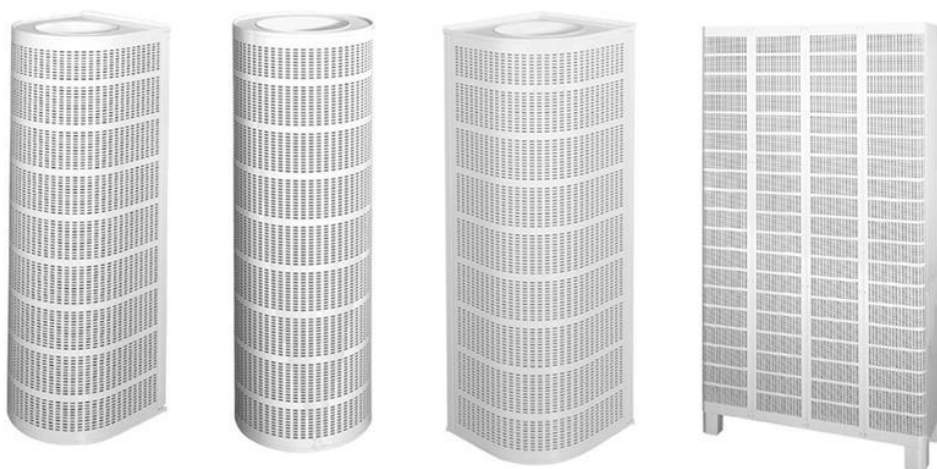
H – wymiar charakterystyczny, w przypadku wentylacji wyporowej wysokość pomieszczenia lub wysokość nawiewnika, m.

Projektowanie systemów wentylacji wyporowej opiera się na uwzględnieniu określonych parametrów wpływających na komfort termiczny w pomieszczeniu, do których należą:

- prędkość powietrza w strefie przebywania ludzi,
- prędkość efektywnego nawiewu,
- temperatura powietrza w strefie przebywania ludzi,
- zjawisko stratyfikacji temperatury powietrza.

Powietrze do pomieszczenia nawiewane jest przez nawiewniki wyporowe składające się z obszernej skrzynki rozprężnej, wewnątrz której znajdują się urządzenia mające na celu równomierne rozprowadzanie powietrza na całej powierzchni czynnej nawiewnika. Zjawisko to zachodzi dlatego, że nawiewane powietrze przez nawiewnik ma mieć taką samą prędkość efektywną na całej powierzchni czynnej. Konstrukcja wewnętrzna nawiewnika wyporowego jest uzależniona od przeznaczenia nawiewnika oraz oczekiwanych parametrów, czyli współczynnika indukcji powietrza, poziomu mocy akustycznej i zasięgu strugi. Nawiewniki wyporowe charakteryzują się stosunkowo dużym rozmiarem w porównaniu do nawiewników stosowanych w wentylacji przez mieszanie. Możemy wyróżnić nawiewniki:

- cylindryczne – do zastosowania w centrum pomieszczenia,
- pół-cylindryczne – stosowane naściennie,
- ćwierć-cylindryczne i trójkątne – stosowane w narożnikach pomieszczeń,
- prostokątne – do zastosowania w zabudowie liniowej.



Rysunek 2. Nawiewniki wyporowe

Źródło: [28]

2.1. Konwekcja swobodna

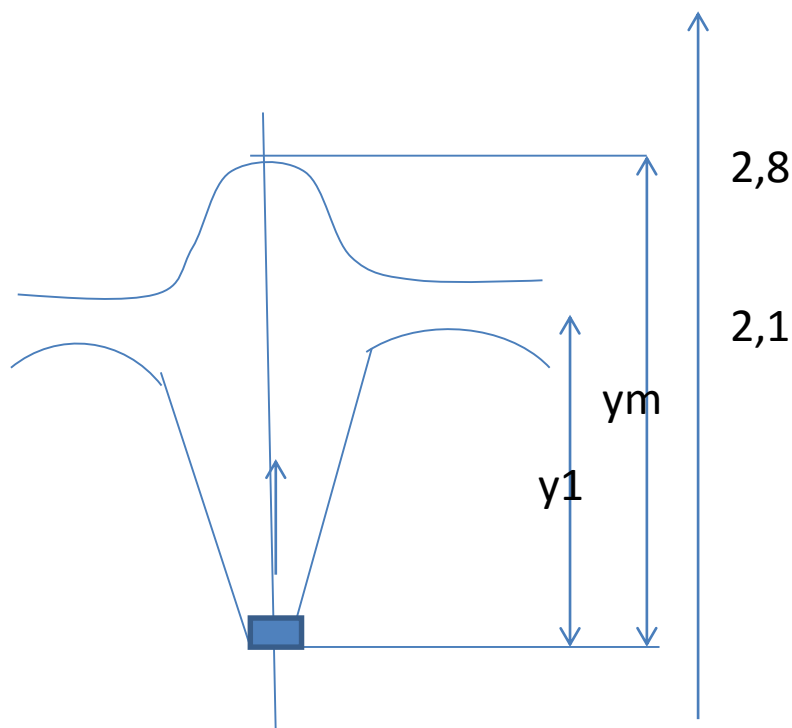
Konwekcja swobodna stanowi rodzaj wymiany ciepła, w którym ruch płynu wywołany jest najczęściej siłami ciężkości. W otoczeniu ciała wymieniającego ciepło powstają siły wyporu tworzące się w wyniku różnic gęstości otaczającego płynu, spowodowanych różnicami temperatur. Przepływ płynu wynika pośrednio z różnicy temperatury powierzchni i płynu, podobnie jak przy przepływie ciepła [10, 11].

Ruch płynu, a tym samym współczynnik wnikania ciepła zależy od: różnicy temperatury, od rozmiarów ciała (zwłaszcza wysokości), właściwości fizycznych płynu (lepkości i współczynnika β) oraz usytuowania powierzchni grzejnej. Przepływ płynu ma początkowo przepływ laminarny, przy intensywnej konwekcji (duże T i wysokość ścian) może on jednak zmienić swój charakter i przejść w przepływ turbulentny. Kryterium zmiany rodzaju ruchu określa krytyczna wartość liczby Grashofa, analogicznie do krytycznej wartości liczby Reynoldsa przy ruchu wymuszonym, ponieważ w równaniu uogólnionym opisującym konwekcje swobodna liczba Reynoldsa wchodzi w skład liczby Grashofa. Opis matematyczny zjawiska konwekcji swobodnej obejmuje także równanie ciągłości, równania ruchu oraz równanie energii [10, 11].

Siłą napędową konwekcji swobodnej jest efekt wyporu ciepłego powietrza w pomieszczeniu, który generuje przepływ powietrza o maksymalnej prędkości bezpośrednio nad źródłem ciepła, gdzie struga powietrza jest o zmniejszonej średnicy. Na skutek porywania powietrza z otoczenia strumień powietrza oraz średnica strugi wzrasta wraz z wysokością. Przy gradiencie temperatury powietrza przepływ będzie charakteryzował się mniejszymi prędkościami w porównaniu

do warunków izotermicznych, ponieważ gradient temperatury ograniczy siły wyporu.

Przepływ powietrza nad źródłem ciepła w pomieszczeniu, w którym występuje znaczny gradient temperatury przedstawiono na rysunku 3. Siła wyporu przestanie działać na wysokości y_1 , gdzie ostatecznie przepływ ustabilizuje się na wysokości poziomu stratyfikacji. Ze względu na pęd strugi przepływ będzie trwał do wysokości y_m . Model konwekcyjnego przepływu powietrza został opracowany przez Mortona [12] i Mundt [13]. W oparciu o ten model wyznaczono przepływ powietrza nad źródłami ciepła o równej mocy w pomieszczeniu o różnych gradientach temperatury powietrza [14].



Rysunek 3. Pionowy przepływ powietrza w pomieszczeniu z gradientem temperatury i stratyfikacją

Źródło: Praca własna na podstawie danych [3]

2.2. Wysokość poziomu stratyfikacji

Strumień powietrza nawiewanego do pomieszczenia zależy od wymaganej wysokości poziomu stratyfikacji. Na rysunku 1 przedstawiono źródło ciepła generujące strugę konwekcyjną powietrza gorącego, która przepływa do wysokości poziomu stratyfikacji, zależącego od strumienia powietrza nawiewanego i strumienia zimnej strugi zstępującej. Po przekroczeniu poziomu stratyfikacji przepływ strugi powietrza gorącego powoduje mieszanie się powietrza w górnej strefie powietrza zanieczyszczonego. Zwiększenie strumienia powietrza nawiewanego powoduje zwiększenie wysokości poziomu stratyfikacji, ponieważ będzie więcej czystego powietrza w dolnej strefie przebywania ludzi. Z drugiej strony zwiększenie strumienia powietrza nawiewanego zmniejsza także różnice temperatury pomiędzy powietrzem wywiewanym a nawiewanym, która musi być wystarczająca do utrzymania stratyfikacji w pomieszczeniu. Opadający strumień powietrza zimnego, zwiększa wysokość poziomu stratyfikacji i powoduje przepływ zanieczyszczeń z górnej strefy pomieszczenia do strefy przebywania ludzi.

Wentylacja wyporowa wymaga znacznych strumieni powietrza nawiewanego do pomieszczenia. W pomieszczeniach, w których przebywają ludzie wykonujący prace w pozycji siedzącej zaleca się stosowanie minimalnej wysokości poziomu stratyfikacji na poziomie 1,1 m. W takim przypadku konwekcja swobodna wokół człowieka wytworzy przepływ czystego powietrza w obszarze głowy i pobierania powietrza do oddychania, chociaż poziom linii stratyfikacji jest poniżej poziomu głowy w pozostałej części pomieszczenia, poza obszarem bezpośredniego wpływu prądów konwekcyjnych. Pomiary wykonane przez Stymne [15] wykazały, że granica dolnej strefy czystego powietrza

przebiega około 0,2 m powyżej człowieka, będącego źródłem ciepła i prądów konwekcyjnych.

2.3. Efektywność wentylacji

Wyznacznikami poprawnego zaprojektowania i działania wentylacji pomieszczeń są: wskaźnik efektywności wentylacji oraz komfort cieplny, określające jakość powietrza i wydajną, energooszczędną wentylację.

Efektywność wentylacji definiowana jest jako iloraz stężenia zanieczyszczeń w powietrzu wywiewanym do stężenia zanieczyszczeń w danym miejscu pomieszczenia wentylowanego. Efektywność wentylacji przy zastosowaniu wentylacji wyporowej, w większości przypadków jest większa niż 1, podczas gdy w przypadku wentylacji mieszającej efektywność wentylacji jest w przybliżeniu równa 1.

Określenie średniej efektywności wentylacji w małych pomieszczeniach jest stosunkowo proste. Wymaga zasadniczo dwóch pomiarów: stężenia w otworze wywiewnym i średniego stężenia w pomieszczeniu mierzonego poprzez wymieszanie wentylatorem powietrza w pomieszczeniu po wyłączeniu układu wentylacyjnego i emisji zanieczyszczeń. Natomiast określenie efektywności wentylacji strefy przebywania ludzi jest bardziej skomplikowane, ponieważ wymaga pomiarów w wielu punktach strefy przebywania ludzi w celu określenia średniego stężenia w tej strefie. Efektywność lokalna wentylacji w danym punkcie wyznacza się poprzez pomiary w dwóch punktach pomieszczenia: w otworze wywiewnym oraz w wybranym punkcie pomieszczenia.

Średnia efektywność wentylacji, pod warunkiem wystąpienia przepływu wyporowego może być określona na podstawie wysokości poziomu stratyfikacji [6].

2.4. Rozkład prędkości powietrza przy wypływie z nawiewnika ściennego

Wypływające z nawiewnika wyporowego powietrze o niższej temperaturze niż powietrze w pomieszczeniu przyspiesza w kierunku podłogi na skutek działania sił grawitacji. Prędkości powietrza powyżej 0,2 m/s są często zbyt wysokie dla zapewnienia warunków komfortu cieplnego przebywających w pomieszczeniu osób, dlatego projektowanie systemów wentylacji wyporowej wymaga określenia odległości od nawiewnika, w której prędkość powietrza będzie osiągała wartości mniejsze od 0,2 m/s. Odległość ta zależy od kilku czynników: wartości strumienia powietrza nawiewanego, różnicy temperatury $T_{spl} - T_0$ oraz konstrukcji nawiewnika. Przez niektórych producentów odległość ta określana jest dla prędkości powietrza na wysokości 10 cm nad podłogą, co zwiększa teoretycznie strefę komfortu osób przebywających w pomieszczeniu [6].

Prędkość przepływu powietrza przy podłodze zależy od strumienia powietrza nawiewanego do pomieszczenia, różnicy temperatury powietrza w strefie przebywania ludzi i nawiewanego oraz rodzaju nawiewnika, np.: wzrost różnicy temperatur między powietrzem w strefie przebywania ludzi a powietrzem nawiewanym ($T_{spl} - T_0$) o 3°C zwiększa prędkość powietrza z 0,1 m/s do 0,12 m/s w odległości 2,0 m od nawiewnika. Przyczyną tego zjawiska jest skutek działania sił grawitacji, które przyczyniają się do przyspieszenia przepływu powietrza w bliskiej odległości od nawiewnika.

Porywanie powietrza z pomieszczenia przez strugę nawiewaną (proces turbulentnego mieszania) zanika przy pojawianiu się pionowego gradientu temperatury. Grawitacja działa przeciwko ruchowi ciężkiego chłodnego powietrza w górę i lekkiego ciepłego powietrza w dół. Jacobsen i Nielsen przebadali te zjawisko w przypadku wentylacji wyporowej [16].

Nielsen podał równanie (2) opisujące maksymalną prędkość w_x dla różnych odległości x od nawiewnika zamontowanego na ścianie [17]. Równanie to opiera się na teorii przepływów warstwowych.

$$\frac{w_x}{w_f} = K_{dr} \frac{h}{x} \quad (2)$$

gdzie:

h – wysokość nawiewnika, m,

w_f – średnia prędkość wypływu powietrza z nawiewnika określona jako iloraz strumienia powietrza nawiewanego i powierzchni nawiewnej nawiewnika, m/s,

K_{dr} – współczynnik zależny od liczby Archimedesesa i typu nawiewnika.

Prędkość powietrza jest proporcjonalna do wartości $\frac{1}{x}$, znając wartość współczynnika K_{dr} dla danego przypadku, można określić na podstawie równania (2) prędkość w_x , tylko gdy odległość od nawiewnika jest mniejsza niż 1,5m dla większości typów nawiewników. Prędkość wyznaczona w sposób teoretyczny jest równa lub wyższa niż rzeczywista zmierzona prędkość powietrza dla odległości x od nawiewnika zamontowanego na ścianie. Maksymalna prędkość powietrza wypływającego z nawiewnika ściennego, dla dużych wartości liczby Archimedesesa, może być opisana jako liniowa funkcja wyrażenia $\sqrt{Ar}$ [18].

2.5. Przepływ powietrza między przeszkodami

Przepływ powietrza przy podłodze w przypadku wentylacji wyporowej może być zakłócony poprzez przeszkody, oraz meble umieszczone bezpośrednio na podłodze (nie posiadające nóg) znajdujące się w strefie przebywania ludzi. Blokują one przepływ powietrza przez pomieszczenie. Przestrzeń pomiędzy przeszkodami tego typu działa jak nowy otwór nawiewny, w wyniku uwarstwionego przepływu przez pomieszczenie. Nielsen w swojej pracy [19] pokazał, że wypływ z otworu między przeszkodami jest opisany jako półkolisty wypływ podobnie jak ruch powietrza wypływającego z nawiewnika ściennego.

2.6. Przepływ powietrza wywołany zimnymi prądami zstępującymi

Zimne prądy zstępujące z pionowych powierzchni pomieszczenia mają wpływ na prędkość powietrza w strefie przebywania ludzi. Spływają one do strefy przebywania ludzi przy podłodze i przepływają w sposób warstwowy przez pomieszczenie podobnie jak strugi nawiewu ściennego [20].

2.7. Rozkład temperatury powietrza

Konieczność zapewnienia parametrów komfortu cieplnego oraz cechy nawiewu wyporowego, powodują że system wentylacji wyporowej charakteryzuje się ograniczoną mocą chłodniczą niższą niż przy zastosowaniu wentylacji mieszającej. Jeśli w pomieszczeniu występują większe obciążenia cieplne zachodzi konieczność zastosowania współpracującego z wentylacją wyporową systemu chłodzenia. Zazwyczaj w takich przypadkach stosowane są panele radiacyjne, np.: sufity

chłodzące. Podnosi to znacząco koszty inwestycyjne w porównaniu do tradycyjnych systemów mieszających [5].

Wentylacja wyporowa, wykorzystując gradient temperatury powietrza w pomieszczeniu, usuwa z pomieszczenia powietrze o temperaturze wyższej o kilka stopni w stosunku do temperatury w strefie przebywania ludzi. Daje to możliwość podwyższenia temperatury powietrza nawiewanego do pomieszczenia, w stosunku do wentylacji mieszającej, przy jednakowym obciążeniu cieplnym, a tym samym wpływa na ograniczenie kosztów ochładzania powietrza uzdatnianego. Z drugiej jednak strony rozkład temperatury w pomieszczeniu wpływa na komfort cieplny.

2.7.1. Gradient temperatury powietrza przy różnym obciążeniu cieplnym pomieszczenia

Ciepło ze źródeł wewnętrznych przekazywane jest do pomieszczenia na skutek konwekcji swobodnej i promieniowania. Pierwsze zjawisko podwyższa temperaturę sufitu w porównaniu do otoczenia. Promieniowanie od sufitu z kolei podwyższa temperaturę podłogi, chłodzoną przez zimne powietrze nawiewane przez nawiewnik wyporowy. Przyczynia się to do powstania pionowego gradientu temperatury, który jest niezależny od lokalizacji źródła zysków ciepła w pomieszczeniu dopóki nie zmienia się wysokość usytuowania źródła ciepła. Gradient temperatury jest w znacznym stopniu zależy od wysokości usytuowania źródeł ciepła.

Na podstawie badań porównujących pionowy gradient temperatury w pomieszczeniu z różnymi źródłami ciepła, można stwierdzić, że skoncentrowane punktowe źródło ciepła daje w efekcie rozkład

temperatury charakteryzujący się wysoka efektywnością systemu, podczas gdy rozkład temperatury w przypadku 4 symulatorów ludzi daje niższą efektywność systemu. Porównując pionowy rozkład temperatury w pomieszczeniu z symulatorami ludzi i osobami realnymi, warto zaznaczyć, że osoba będąca w ruchu nie wpływa znacząco na stratyfikację temperatury w pomieszczeniu [21]. Dużą stabilność stratyfikacji przepływu powietrza w pomieszczeniu potwierdzają badania [22] przeprowadzone przy dużej aktywności fizycznej osób przebywających w pomieszczeniu i otwartych drzwiach do pomieszczenia.

Lokalizacja otworów wywiewnych w stropie lub bezpośrednio pod nim nie ma większego wpływu na poprawność działania wentylacji wyporowej. Wynika to z faktu, że powietrze w górnej strefie jest prawie całkowicie wymieszane [6]. Natomiast te same badania [6] pokazują, że pewien wpływ na działanie wentylacji wyporowej ma geometria otworów wywiewnych. Źródło ciepła o strudze konwekcyjnej sięgającej sufitu jest wentylowane w efektywny sposób jeżeli otwór wywiewny znajduje się nad źródłem ciepła i posiada mały okap, który o wysokości około 60 cm wokół otworu wywiewnego zwiększa efektywność działania wywiewu. Pomiary wykazują także, że temperatura wywiewu wzrasta, jeżeli struga konwekcyjna sięga sufitu, a jej os. znajduje się w środku okapu. Efekt ten mogą zakłócić zbyt duże przepływy powietrza w pomieszczeniu.

2.7.2. Rozkład temperatury powietrza w pomieszczeniu

2.7.2.1. Badania Trzeciakiewicza

Trzeciakiewicz [23] przeprowadził badania wpływu strumienia powietrza wentylacyjnego na pionowy rozkład temperatury powietrza

w pomieszczeniu z wentylacją wyporową, na podstawie których stwierdził, że:

- na poziomie podłogi zachodzi przyrost temperatury w zakresie od 30 do 50% przyrostu w pomieszczeniu,
- pozostały przyrost temperatury powietrza zachodzi w pomieszczeniu na wysokości od 0,5 do 1,6 m nad podłogą,
- wraz ze wzrostem strumienia powietrza wentylacyjnego temperatura powietrza w strefie przebywania ludzi oraz przyrost temperatury w pomieszczeniu obniżają się,
- przyrost temperatury powietrza w pobliżu podłogi rzędu 50% przyrostu całkowitego temperatury w pomieszczeniu ma miejsce w przypadku pomieszczeń o wysokości mniejszej niż 3,5 m i niewielkim obciążeniu cieplnym,
- przy pomieszczeniach wysokich o znacznym obciążeniu cieplnym przyrost ten jest mniejszy od 30% przyrostu całkowitego,
- wartość obciążenia cieplnego pomieszczenia ma nieznaczny wpływ na kształt pionowego profilu temperatury, szczególnie poniżej wysokości około 0,5 m, gdzie pozostaje on prawie liniowy.

Na podstawie badania Skistada i Nielsena Trzeciakiewicz przedstawił pionowe rozkłady temperatury powietrza w pomieszczeniu, w którym źródło ciepła umieszczono przy podłodze, powyżej podłogi i w pobliżu sufitu. Wyniki analizy pozwoliły stwierdzić, że najistotniejszymi czynnikami kształtującymi pionowy rozkład temperatury powietrza w pomieszczeniu z wentylacją wyporową są:

- strumień powietrza wentylacyjnego,
- moc źródeł ciepła,
- wysokość usytuowania źródeł ciepła.

2.7.2.2. Badania Xu, Yamanaka i Kotani

Badania wpływu obciążenia cieplnego i strat ciepła pomieszczeń na gradient temperatury przeprowadził Xu wraz z współpracownikami [24]. Do badań wykorzystano symulatory człowieka o mocy 100 W zysków ciepła każdy. Badano rozkład temperatury przy 1, 2 i 4 symulatorach termicznych człowieka w pomieszczeniu, przy stałym strumieniu powietrza wentylacyjnego 162 m³/h i krotności wymian powietrza w pomieszczeniu równej 4,8 h⁻¹. Wraz ze wzrostem obciążenia cieplnego pomieszczenia rosły temperatury w pomieszczeniu i gradient temperatury. Z badań bezwymiarowych wynika, że przy małych obciążeniach cieplnych udział przyrostu temperatury powyżej strefy przypodłogowej jest niewielki. Zatem gradient temperatury powietrza może być pominięty.

2.7.2.3. Gradient temperatury powietrza

Poprawne zaprojektowanie systemu wentylacji wyporowej wymaga określenia pionowego gradientu temperatury. Badania przeprowadzone przez Skistada [25] wykazały, że możliwe jest w zastosowaniach praktycznych przyjęcie założenia, że temperatura zmienia się w pomieszczeniu wraz z wysokością w sposób liniowy, od wartości minimalnej na poziomie podłogi T_f (temperatura w strefie przypodłogowej) do wartości maksymalnej na poziomie sufitu równej temperaturze wywiewu T_w . Zatem temperatura powietrza na wysokości y może być obliczona z poniższego wzoru:

$$T = \frac{y}{H} \cdot (T_w - T_f) + T_f, K \quad (3)$$

W badaniach założono [25], że w zastosowaniach praktycznych $T_f - T_0$ jest równe $0,5(T_w - T_0)$. T_f – oznacza temperaturę w strefie przypodłogowej, T_0 – temperaturę nawiewu, T_w – temperaturę wywiewu. Wartość $(T_f - T_0)/\Delta T_0$, gdzie $\Delta T_0 = T_w - T_0$, zależy od wielkości strumienia powierza. Z badań Mundt wynika, że wraz ze wzrostem jednostkowego strumienia powietrza nawiewanego zmniejsza się udział przyrostu temperatury w strefie przypodłogowej w stosunku do przyrostu całkowitego (wzrasta udział przyrostu temperatury ponad strefą przypodłogową).

Zgodnie z badaniami rozkładu temperatury powietrza przy zastosowaniu wentylacji wyporowej [21] można jednoznacznie stwierdzić, iż wysokość usytuowania źródeł zysków ciepła ma znaczący wpływ na kształtowanie się rozkładu temperatury powietrza w pomieszczeniu. Opracowane przez autora formuły matematyczne pozwalają w wyznaczyć rozkład temperatury w pomieszczeniu oraz określić granice poprawnego, z punktu widzenia komfortu cieplnego stosowania wentylacji wyporowej. Jędrusik [21] na podstawie pomiarów i analiz statystycznych opracował formuły określające pionowy rozkład temperatury powietrza w pomieszczeniu w zależności od strumieni powietrza wentylacyjnego, obciążenia cieplnego pomieszczenia oraz wysokości usytuowania źródeł ciepła. Stopień i rodzaj perforacji powierzchni nawiewnej nie ma znaczącego wpływu na pionowy rozkład temperatury powietrza w pomieszczeniu.

2.7.2.4. Efektywność temperaturowa

Racjonalne wykorzystanie powietrza w systemach wentylacyjnych może być określone za pomocą współczynnika efektywności

temperaturowej strefy przebywania ludzi, wyrażającego stosunek różnicy temperatur pomiędzy temperaturą wywiewu, a temperaturą nawiewu, oraz temperaturą w strefie przebywania ludzi, a temperaturą nawiewu.

Efektywność energetyczna nie zależy od typu nawiewnika. Może być również wyrażona poprzez wskaźnik obciążenia zyskami ciepła powietrza wentylującego. Gdy źródła zysków ciepła znajdują się pod sufitem to wskaźnik obciążenia zyskami ciepła będzie mały w stosunku do sytuacji, w której źródła zysków ciepła znajdują się w strefie przebywania ludzi.

Porównując wskaźnik obciążenia zyskami ciepła w zależności od lokalizacji źródła ciepła, można stwierdzić, że zyski ciepła na poziomie podłogi, np. od promieniowania słonecznego, dają w efekcie temperaturę w strefie przebywania ludzi zbliżoną do temperatury powietrza wywiewanego, a więc wysoki poziom wskaźnika obciążenia cieplnego. Obciążenie cieplne od ludzi i sprzętu na poziomie stołu oraz promieniowanie słoneczne na ścianach dają w efekcie mniejszy wskaźnik obciążenia cieplnego. Najniższą jego wartością charakteryzują się zyski ciepła generowane w górnej części pomieszczenia, np. oświetlenie sufitowe [27], które ogrzewa powierzchnie pomieszczenia poprzez promieniowanie, co ogranicza możliwość redukcji wskaźnika obciążenia cieplnego poniżej pewnych wartości.

3. Podsumowanie i wnioski

Wśród parametrów wentylacji wyporowej za jedno z ważniejszych, na etapie projektowania jest prawidłowy dobór prędkości przepływu, oraz określenie gradientu temperatury. System organizacji wymiany powietrza w pomieszczeniu ma znaczący wpływ na zapotrzebowanie energii do

uzdatniania i transportu powietrza. Systemy z nawiewem powietrza bezpośrednio do strefy przebywania ludzi, w tym systemy wentylacji wyporowej charakteryzują się najmniejszym zapotrzebowaniem energii.

Zaletami wentylacji wyporowej są:

- wytworzenie stratyfikacji powietrza w pomieszczeniu prowadzące do ograniczenia mieszania się zanieczyszczonego powietrza i w konsekwencji do niskiej koncentracji zanieczyszczeń powietrza w strefie pracy,
- niskie prędkości powietrza wpływające między innymi pozytywnie na hałas instalacji,
- niska burzliwość przepływu,
- świeże i czyste powietrze w strefie przebywania ludzi,
- poprawa jakości powietrza w strefie przebywania ludzi,
- efektywne usuwanie zanieczyszczeń z pomieszczenia,
- właściwe przewietrzanie strefy przebywania ludzi w pomieszczeniach klimatyzowanych
- zmniejszenie poboru energii przy chłodzeniu, dzięki konieczności obsługi wyłącznie strefy przebywania ludzi,
- uzyskanie identycznej jakości powietrza jak w przypadku zastosowania wentylacji mieszającej, przy wykorzystaniu mniejszego strumienia powietrza wentylacyjnego,
- niski poziom mocy akustycznej emitowanej przez nawiewniki,
- racjonalna wentylacja pomieszczeń małych i o wysokości nie przekraczającej 3m,
- zmniejszenie wymaganej mocy chłodniczej (do zysków ciepła nie wlicza się zysków ciepła generowanych powyżej przyjętej granicy strefy czystej").

Za wady tego systemu należy uznać:

- istnienie ryzyka "krótkiego spięcia" w przypadku nawiewu powietrza o temperaturze wyższej od temperatury pomieszczenia,
- istnienie niebezpieczeństwa odczucia przeciągu w strefie przylegającej do nawiewnika,
- w przypadku dużych zysków ciepła w pomieszczeniu, wytwarzanie dużej różnicy temperatury na wys. 1.1 m i 0.1 m, co zwykle oceniane jest negatywnie przez użytkowników pomieszczeń,
- duże wymiary nawiewników oraz konieczność pozostawienia wolnej przestrzeni w bezpośrednim sąsiedztwie nawiewnika,
- odbieranie niewielkich zysków ciepła,
- większe straty przepływu powietrza przez nawiewniki wyporowe niż nawiewniki wentylacji mieszającej,
- mniejsza skuteczność systemu w przypadku ogrzewania,
- zwiększone wymagania na moc systemu ogrzewania.

Literatura:

1. <https://www.klimatyzacja.pl/wentylacja/nawiewniki-wyporowe-dzialanie-wentylacji-wyporowej> - dostęp 27.02.2016 roku
2. <http://matrix.ur.krakow.pl/~isig/kbw/pomocnicze/Klimatyzacja.Rozdzial5.pdf>, [dostęp 27.02.2016 rok].
3. Halewski P.: *Wentylacja wyporowa, Materiały seminaryjne III Ogólnopolskiego Spotkania Branży Wentylacyjnej i Klimatyzacyjnej*, Stowarzyszenie Polska Wentylacja, Warszawa 2-3 marca 2005, str.183-186.

4. Ziętek P.: *Zmienność charakterystyki strumienia wyporowego w warunkach nieizotermicznego nawiewu powietrza*, Politechnika Warszawska, 2007.
5. Ziętek P.: *Analiza różnych systemów grzewczych. Wentylacja wyporowa, a problem ogrzewania*, Instal Reporter 2011 (18), str.17-20.
6. Nielsen P.V. *Displacement Ventilation – theory and design*, 1993.
7. Chen Q., Glicksman L.: *Performance Evaluation and Development of Design Guidelines for Displacement Ventilation - Final Report on ASHRAE Research Project RP-949*, ASHRAE 1999.
8. Emmerich S. J., McDowell T.: *Initial Evaluation of Displacement Ventilation and Dedicated Outdoor Air Systems for U.S. Commercial Buildings*, NISTIR report no. 7244, 2005.
9. Skistad H., Mundt E., Nielsen P.V., et al., *Displacement ventilation in non - industrial premises, Guidebook No 1*, REHVA, 2002.
10. Boszko M.: *Konwekcja swobodna* Politechnika Warszawska, Materiały dydaktyczne, 2009.
11. Madejski J.: *Teoria wymiany ciepła*, Politechnika Szczecińska, Szczecin 1998.
12. Mortom B.R.: Taylor G., Turner J.S.: *Turbulent Gravitational Convection from Maintained and Instantaneous Sources*, Proc. Royal Soc., Vol. 234 A, 1956.
13. Mundt E.: *Convection flows above Common Heat Sources in Rooms with Displacement Ventilation*”, *International Conference Roomvent*, Oslo 1990.
14. Mundt E.: *Convection flows in rooms with Temperature Gradients – Theory and Measurements*, *Proc. Of the Third International*

- Conference on Air Distribution in Rooms, ROOMVENT, Copenhagen 1992.*
15. Stymne Styrjska., Sandberg M., Mattsson M.: *Dispersion Pattern of Contaminants in a Displacement Ventilated Room*, AIVC Conference, Warwick 1991.
 16. Jacobsen T.V., Nielsen P.V.: *Velocity and Temperature Distribution in Flow from an Inlet Device in Rooms with Displacement Ventilation*, ROMVENT 1992, Copenhagen
 17. Nielsen P.V.: *Velocity Distribution in the flow from a Wall-mounted Dissuser in Rooms with Displacement Ventilation*, Aalborg Universitetscenter 9/1992.
 18. Mathisen H.M.: *Displacement Ventilation – the Influence of the Characteristics of the Supply Air Terminal Device on the Airflow Pattern*, Indoor Air,1, 47-64, 1991.
 19. Nielsen P.V.: *Velocity Distribution in a Room with Displacement Ventilation and Low-level Diffusers*, Aalborg Universitetscenter 2/1994
 20. Heiselberg P.: *Draught Risk from Cold Vertical Surfaces*, INDOOR AIR 1993, Helsinki.
 21. Jędrusik K.: *Rozkład temperatury powietrza w pomieszczeniu przy wentylacji wyporowej*, Politechnika Wrocławska, Wydział Inżynierii Środowiska, Instytut Klimatyzacji i Ogrzewnictwa. Praca doktorska. Wrocław 2011.
 22. Mattson M.: *On the Efficiency of Displacement Ventilation* Doctoral thesis 9/1999.
 23. Trzeciakiewicz Z.: *Kształtowanie dwustrefowego przepływu powietrza w pomieszczeniu z wentylacją wyporową*, Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej, Gliwice 2007.

24. Xu M., Yamanaka T., Kotani H.: *Vertical Profiles of Temperature and Contaminant Concentration in Rooms Ventilated by Displacement with Heat Loss through Room Envelopes*, Indoor Air 11/2001.
25. Skistad H.: *Fortrengningsventilasjon i komfortanlegg med lavimpuls lufttilførsel I oppholdssonene*, Oslo 1989.
26. Mundt E.: *The Performance of Displacement Ventilation Systems – Experimental and Theoretical Studies*, Royal Institute of Technology, Stockholm 1996.
27. Detzer R., Jungback E.: *Bestimmung der Belastung des Aufenthaltsbereiches durch Wärme bei verschiedenen Luftführungen*, Heizung Lüftung/ Klima Haustechnik, 7/1981.
28. <http://www.swegon.com/pl/>, [dostęp 27.02.2016 roku].

mgr inż. Błażej Smoliński¹⁾
Politechnika Warszawska
Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa
¹⁾blazej.smolinski@is.pw.edu.pl

Zastosowanie technologii geotub w budownictwie hydrotechnicznym

The use of geotubes technology in hydraulic engineering

Słowa kluczowe: *geotuby, geosyntetyki, hydrotechnika, wały przeciwpowodziowej, modelowanie numeryczne*

Keywords: *geotubes, geosynthetics, hydrotechnics, flood embankments, numerical modeling*

Streszczenie: Z powodu niezadowalającego stanu technicznego infrastruktury przeciwpowodziowej w Polsce, obecnie pilnym zagadnieniem jest wdrożenie efektywnych rozwiązań pozwalających na jej modernizację. Szczególnie istotnym zagadnieniem wydaje się być stan techniczny najliczniejszych obiektów biernej ochrony powodziowej - wałów przeciwpowodziowych. W pracy omówiono możliwość zastosowania geotub w budownictwie hydrotechnicznym, na przykładzie obwałowań przeciwpowodziowych. Zaprezentowano podstawy teoretyczne technologii, z uwzględnieniem podziału i właściwości poszczególnych materiałów geosyntetycznych. Omówiono czynniki i zjawiska istotne w poszczególnych etapach realizacji tego typu konstrukcji, z uwzględnieniem procesu konsolidacji i zmian parametrów materiałowych w czasie. Zaprezentowany został również numeryczny model obliczeniowy wału przeciwpowodziowego z wbudowaną w korpus obwałowania geotubą, który pozwolił na przeprowadzenie analizy pracy tego typu konstrukcji podczas jej eksploatacji. Na podstawie przeprowadzonych studiów i badań sformułowano wnioski końcowe.

1. Wstęp

Pojęcie materiałów geosyntetycznych w ostatnich latach znacznie zyskało na znaczeniu, co ma bezpośredni związek ze znacznym

upowszechnieniem się i rozwojem tych technologii w zastosowaniach inżynierskich i szeroko rozumianym budownictwie. Pod pojęciem geosyntetyków kryją się materiały syntetyczne, które w zależności od oczekiwanych właściwości i funkcji, wykonywane ze zróżnicowanych substancji i związków chemicznych. Do grupy podstawowych surowców należy zaliczyć polipropylen, polietylen oraz poliester. Stosowane, choć w mniejszym zakresie są również poliamid, poliwinidyl, polialkohole i poliwęglany.

Popularność tzw. "geosyntetyków" wynika z mnogości potencjalnych zastosowań, spośród których wymienić należy [1]:

- funkcje filtracyjne,
- funkcje drenażowe,
- funkcje ochronne,
- funkcje wzmacniające,
- funkcje separacyjne.

W celu scharakteryzowania konkretnych materiałów i ich właściwości stosuje się szereg parametrów, określających przydatność poszczególnych materiałów do konkretnych zastosowań technicznych. Do najważniejszych należą:

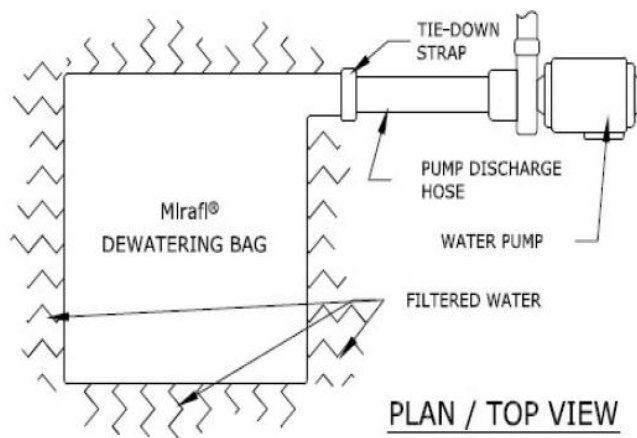
- wytrzymałość na rozciąganie (określana w różnych kierunkach),
- stopień wydłużenia przy zerwaniu,
- wytrzymałość na przebicie,
- porowatość

Dodatkowym, często określanym parametrem, o charakterze wyłącznie pomocniczym jest gramatura konkretnego materiału. W żaden sposób nie jest to jednak wartość istotna z punktu widzenia procesu projektowania i doboru [2].

Jak już wcześniej zostało wspomniane, zakres stosowania geosyntetyków jest niezwykle szeroki, a nowe możliwości ich zastosowania są wciąż przedmiotem badań wielu renomowanych ośrodków badawczych. Pośród stosunkowo nowych rozwiązań technologicznych w tej dziedzinie, na szczególną uwagę zasługuje koncepcja geotub. Na zachodzie technologia ta stosowana jest od przeszło 50 lat. W Polsce wciąż stanowi jednak pewnego rodzaju ciekawostkę i nowum. Rozwiązania te zostały pierwotnie opracowane przez Korpus Inżynieryjny Armii Stanów Zjednoczonych (ang. *USACE-United States Army Corps of Engineers*) z myślą o zabezpieczeniu środowiska naturalnego i nabrzeży przed erozją. Z uwagi na relatywnie niskie koszty, wytrzymałość oraz ogromną elastyczność tej technologii, obecnie jest ona wykorzystywana w ponad 50 krajach na całym świecie [3].

Geotuby wykonywane są zazwyczaj z geotkanin (polipropylenowych lub poliestrowych), a więc materiału powstającego z przeplatania dwóch lub większej ilości układów włókien, filamentów itd, charakteryzującego się wysoką wytrzymałością na rozciąganie oraz ściąganie. Wynika stąd stosunkowo duża odporność geotub na uszkodzenia mechaniczne. Postęp technologiczny w zakresie produkcji materiałów geosyntetycznych spowodował, że obecnie są one również odporne na oddziaływanie promieniowania UV, z czym do niedawna były jeszcze pewne problemy. Finalna postać geotuby uformowanej z geotkaniny jest zbliżona kształtem do rękawa. Dzięki odpowiednim parametrom materiałowym oraz formie przestrzennej, rozwiązanie to świetnie sprawdza w się w zagadnieniach związanych z odwadnianiem osadów [4]. Proces ten prowadzony z wykorzystaniem geotub przebiega kolejno w trzech etapach technologicznych (Rys. 1):

- napęnianie,
- odwadnianie,
- konsolidacja.



Rysunek 1. Schemat systemu odwadnia osadów

Źródło: [3]

Pierwszym etapem jest hydrauliczne napęnianie geotuby refulatem, pod odpowiednim ciśnieniem (Rys. 2). W procesie tym konieczne może być dodanie do szlamu specjalnych związków chemicznych (polimerów), które zapewniają agregację cząsteczek osadu i nadanie im hydrofobowego charakteru. Rodzaj oraz dawka polimerów jest ściśle uzależniona od uwarunkowań lokalnych tj. właściwości i charakterystyki odwadnianych osadów. Należy również podkreślić, że zgodnie z zapewnieniami producentów i wykonawców, stosowane w tej technologii związki chemiczne są nieszkodliwe i nie obciążają środowiska naturalnego. Jest to z pewnością duża zaleta, która zawsze powinna być brana pod uwagę na etapie planowania, a następnie niezakłóconej, sprawnej realizacji inwestycji.



Rysunek 2. Proces napelniania geotub

Źródło:[3]

W kolejnym etapie umieszczony wewnątrz geotuby szlam ulega stopniowemu odwodnieniu (Rys. 3). Za pośrednictwem porowatej struktury geosyntetyku, dochodzi do skutecznego usuwania wody z osadu i efektywnego zmniejszenia objętości materiałów stałych. Niezaprzeczną zaletą tej technologii jest jej wysoka efektywność. Zatrzymaniu podlega ponad 99% frakcji gruntowych, a oczyszczony filtrat z powodzeniem może być ponownie recykulowany do głównego obiegu wody.



Rysunek 3. Odwadnianie osadu. Widoczny uzyskiwany czysty filtrat

Źródło: [3]

Produktem końcowym jest otrzymywany wewnątrz geotuby odwodniony osad, o wysokim stopniu konsolidacji i zredukowanej objętości (nawet ponad 90%) (Rys. 4). W zależności od jego właściwości i charakterystyki może on zostać wykorzystany ponownie jako materiał budowlany lub podlegać utylizacji czy składowaniu.



Rysunek 4. Odwodniony, skonsolidowany osad

Źródło: [3]

Powoduje to że potencjalne możliwości zastosowania geotub są bardzo szerokie, a przykładowe realizacje wykonywane w tej technologii obejmują:

- obwałowania przeciwpowodziowe rzek i zbiorników śródlądowych,
- umocnienia przeciwozyjne, w tym falochrony łamacze fal oraz umocnienia brzegów morskich,
- sztuczne wyspy, laguny oraz groble.

Powyższa technologia odznacza się ponadto łatwością zastosowania i dużą efektywnością. Dzięki możliwości wykorzystania lokalnie dostępnych materiałów, rozwiązania te są stosunkowo tanie i korzystne cenowo w porównaniu z metodami i technologiami

tradycyjnymi. Nie bez znaczenia pozostaje tu aspekt związany z brakiem konieczności wykonywania czasochłonnych i drogich narzutów kamiennych.

Doświadczenia zagranicznych inwestorów pokazują, że geotuby z powodzeniem sprawdzają się nawet w przypadku skomplikowanych i złożonych konstrukcji inżynierskich, z formowaniem falochronów, obwałowań przeciwpowodziowych i archipelagów wysp włącznie [5] [6] (Rys. 5). Analiza charakteru pracy powłok wykonanych z tego typu materiałów, umożliwia ocenę zachowania konstrukcji przy zróżnicowanych warunkach pracy i otoczenia [5] [6]. Na tej podstawie możliwy jest optymalny dobór parametrów materiałowych i technologicznych.



Rysunek 5. Sztuczna wyspa - Amwaj Island, Bahrain

Źródło: [3]

Obecnie trwają dalsze badania nad rozszerzeniem zakresu stosowania geotub oraz próby ich implementacji w coraz to nowych gałęziach budownictwa. Szczegółowa analiza charakteru pracy powłoki z jej wypełnieniem, wydaje być szczególnie istotnym zagadnieniem z punktu widzenia wyťaženia geosyntetyku na różnych etapach realizacji

technologii. Z dużą dozą prawdopodobieństwa można przyjąć, że parametry materiałowe refulatu są zmienne w czasie. Odwadniany osad ulegał będzie stopniowo zjawisku konsolidacji, co pociągnie za sobą istotne zmiany parametrów geotechnicznych w tym spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntu. Co więcej, ze względu na stosunkowo duże gabaryty konstrukcji i napełnianie geosyntetyku za pośrednictwem systemu oddalonych od siebie kominków (Rys. 6), liczyć należy się z przestrzennym zróżnicowaniem poszczególnych parametrów oraz różną intensywnością zachodzenia wcześniej wspomnianych zjawisk.



Rysunek 6. Napełnianie geotub - widoczne kominki

Źródło: [3]

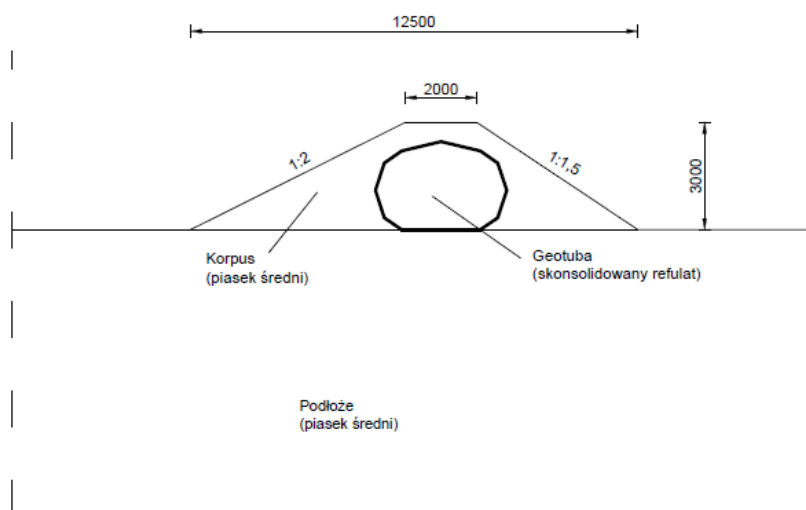
2. Model numeryczny

W celu przeanalizowania możliwości zastosowania wypełnionych odwodnionym refulatem geotub w budownictwie hydrotechnicznym, opracowano stosowny obliczeniowy model numeryczny. Skupiono się na analizie wykorzystania tego typu geosyntetyku jako rdzenia w hipotetycznym wale przeciwpowodziowym. Przyjmując uproszczenie polegające na powtarzalnych przekrojach na całej długości obiektu,

zdecydowano się na model 2D [7]. Rozpatrzono przypadek obwałowania wykonanego z materiałów lokalnych. Zarówno podłoże jak i korpus wału zamodelowano jako grunt jednorodny w postaci piasku średniego. Przyjęto następujące założenia:

- szerokość korony: 2,00 m,
- nachylenie skarpy odwodnej: 1:2,
- nachylenie skarpy odpowietrznej: 1:1,5
- wysokość wału: 3,00 m,
- szerokość w podstawie: 12,50 m,

Schemat rozważanego obwałowania zamieszczono na Rys. 7.



Rysunek 7. Przyjęta geometria obiektu

źródło: Opracowanie własne

Analizy numeryczne przeprowadzono z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES). Jest to powszechnie dziś stosowana w różnych gałęziach nauki i techniki metoda rozwiązywania złożonych układów równań różniczkowych opisujących różne procesy i zjawiska

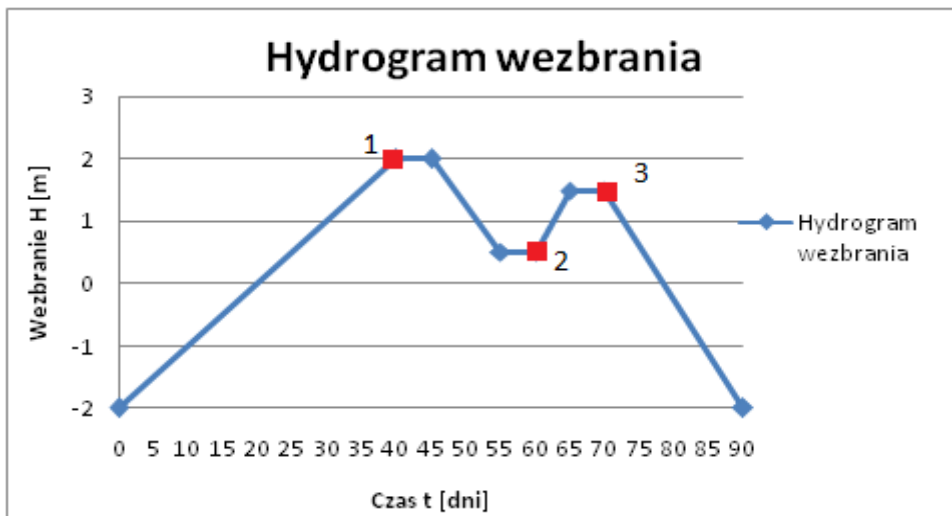
fizyczne [8] [9]. Na potrzeby artykułu wykorzystano pakiet obliczeniowy ZSoil 2014v.14.10 (*Z_SOIL PC 2014 v.14.10; Zace Services; Lausanne 2014*). W obliczeniach, w odniesieniu do ośrodka gruntowego, zastosowano model sprężysto-plastyczny z warunkiem plastyczności Druckera-Pragera. W porównaniu do modelu gruntu Coulomba-Mohra charakteryzuje się on płaską powierzchnią plastyczności, pozwalającą na wyeliminowanie osobliwości na jej załamaniach w przestrzeni naprężeń głównych.

W modelu tym wymagane jest zdefiniowanie następujących parametrów:

- moduł odkształcenia (E),
- współczynnik Poissona (ν),
- kąt tarcia wewnętrznego ($^\circ$),
- spójność (c).

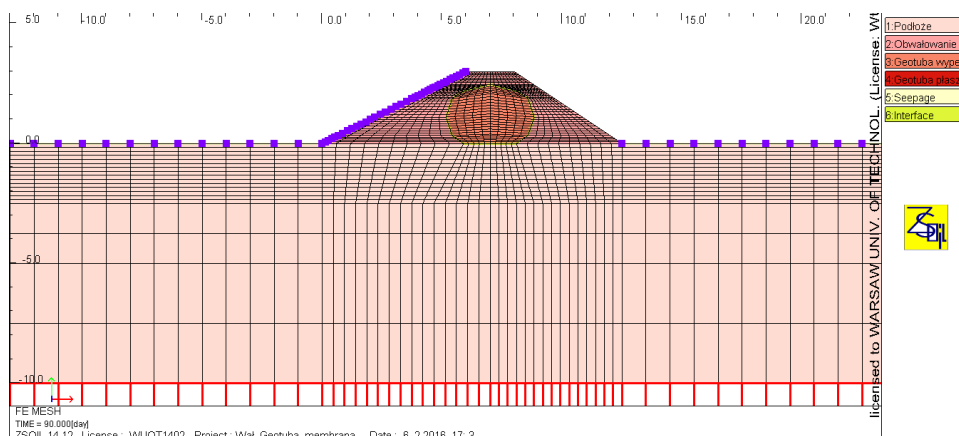
Dyskretyzacji obszaru modelu dokonano za pomocą strukturalnej siatki elementów skończonych. Płaszcz geotuby zamodelowano jako element membranowy. W miejscu kontaktu płaszcza z ośrodkiem gruntowym i wypełnieniem geotuby zastosowano elementy kontaktowe tzw. interface. W obliczeniach zastosowano przemieszczeniowe warunki brzegowe. Zablokowano przemieszczenia poziome na bocznych krawędziach modelu oraz przemieszczenia pionowe i poziome na jego dolnej krawędzi. Obliczenia prowadzono przy założeniu występowania zjawiska filtracji nieustalanej. Obciążenia i ciśnienia porowe wygenerowano w oparciu o przyjęty do analiz zmienny hydrogram wezbrania, odzwierciedlający wystąpienie dwóch faz kulminacyjnych (Rys. 8). Uwzględnia on stopniowe podnoszenie się poziomu zwierciadła wody gruntowej od założonej rzędnej -2 m p.p.t. do rzędnej wynikającej z napełnienia międzywała. Ponadto zaznaczono na nim charakterystyczne

punkty pomiarowe tj. 1, 2, 3 dla których przeprowadzono obliczenia stateczności. Opracowany model numeryczny rozpatrywanej konstrukcji obwałowania przeciwpowodziowego zamieszczono na Rys. 9. Wykorzystane w obliczeniach parametry materiałowe zostały zebrane w Tabeli 1.



Rysunek 8. Hydrogram wezbrania – analizowane etapy

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 9. Model numeryczny obwałowania

Źródło: Opracowanie własne

Tabela 1. Parametry materiałowe

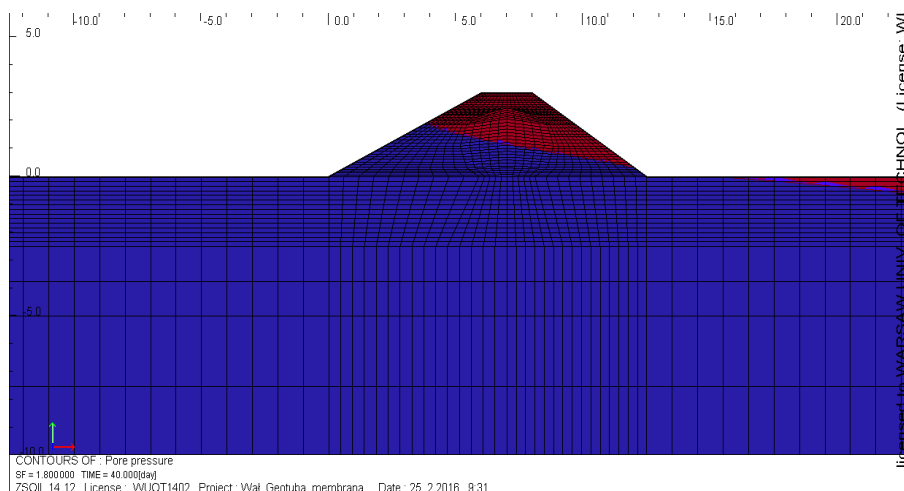
Lp.	Materiał	Moduł odkształcenia E [kPa]	Wsp. Poissona ν [-]	Ciężar objętościowy γ [kN/m ³]	Wsp. filtracji k [m/d]	Kąt tarcia wew. ϕ [°]	Kąt dylatacji Ψ [°]	Kohezja c [kPa]	Grubość powłoki [m]
1	Piasek średni (korpus)	120000	0,30	20	1	32	10	0	-
2	Piasek średni (podłoże)	120000	0,30	20	1	32	10	0	-
3	Wypełnienie geotuby (skonsolidowany refulat)	120000	0,30	20	0,01	32	10	0	-
4	Płaszcz geotuby	850000	0,30	-	-	-	-	-	0,005

Źródło: Opracowanie własne

3. Obliczenia numeryczne

Obliczenia numeryczne prowadzono w kilku krokach czasowych, analizując pracę konstrukcji w charakterystycznych punktach przyjętego hydrogramu wezbrania. Skupiono się na chwilach czasowych w trakcie faz kulminacji oraz podczas interwału pomiędzy nimi. Analizie poddano 40 (punkt 1 na Rys. 8), 60 (punkt 2 na Rys. 8) oraz 70 (punkt 3 na Rys. 8) dzień trwania wezbrania. W poszczególnych etapach określono położenie krzywej depresji wody filtrującej przez korpus obwałowania. Wyznaczono również wartości współczynników stateczności (SF), które zostały poddane ocenie pod względem spełnienia wymagań zawartych w [10]. W pierwszym podejściu przeanalizowano wariant podstawowy obwałowania, o jednorodnym korpusie, pozbawiony dodatkowych elementów konstrukcyjnych (bez geotuby).

Jako najniekorzystniejsze warunki pracy analizowanej konstrukcji można przyjąć moment wystąpienia najwyższego poziomu piętrzenia wody powodziowej w międzywał. Sytuacji tej odpowiada także najwyższe położenie krzywej depresji wody filtrującej przez korpus obwałowania. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń numerycznych, stwierdzono że w 40 dniu trwania wezbrania odpowiadającemu najwyższemu poziomowi wody w międzywał, wartość współczynnika stateczności analizowanego wału o jednorodnej budowie korpusu wynosi $SF=1,8$ (Rys. 10).

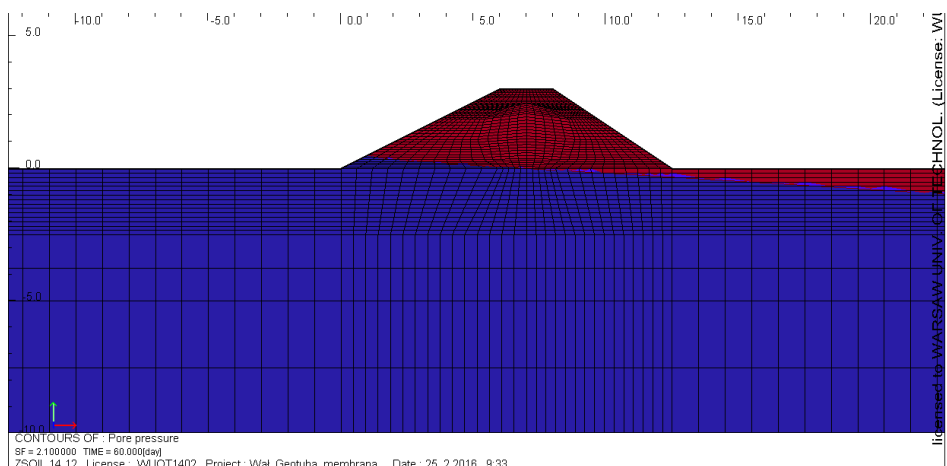


Rysunek 10. Wyniki obliczeń numerycznych. Jednorodny korpus obwałowania

T= 40 dni

Źródło: Opracowanie własne

60 dzień trwania wezbrania odpowiada fazie opadania po wystąpieniu pierwszej kulminacji. Towarzyszy temu obniżenie się położenia krzywej depresji i przewidywany wzrost wartości współczynnika stateczności. Uzyskana dla tego etapu wartość wynosi $SF=2,1$ (Rys. 11).

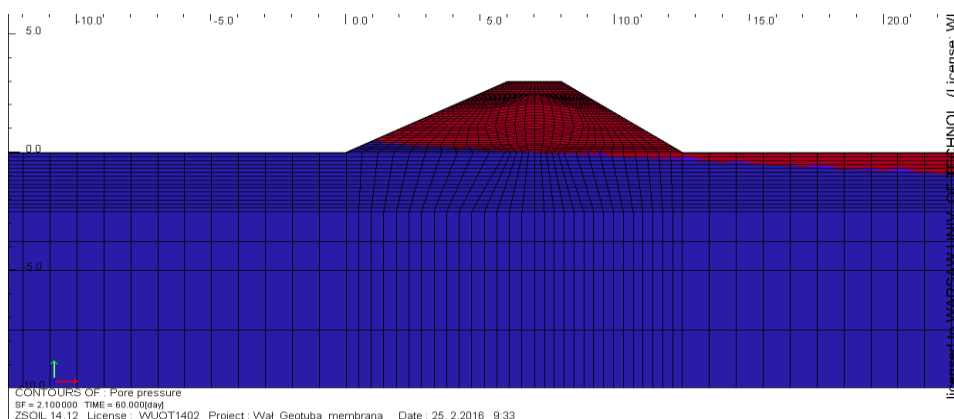


Rysunek. 11. Wyniki obliczeń numerycznych. Jednorodny korpus obwałowania

T = 60 dni

Źródło: Opracowanie własne

Zgodnie z przyjętym do obliczeń hydrogramem, w chwili czasowej T=70 dni występuje końcowa faza drugiej kulminacji wezbrania. Poziom wody w międzywale podnosi się do rzędnej 1,5 m powyżej założonej powierzchni terenu. Zmienia się również położenie krzywej depresji wody filtrującej przez korpus obwałowania. Wyznaczona dla tego etapy wartość współczynnika stateczności jest niższa i wynosi SF=1,9.

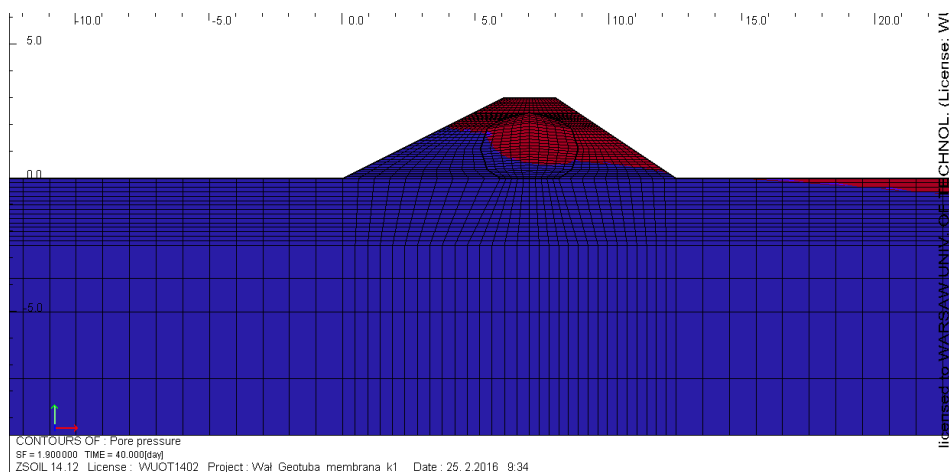


Rysunek. 12. Wyniki obliczeń numerycznych. Jednorodny korpus obwałowania T =

70 dni

Źródło: Opracowanie własne

W kolejnych etapach obliczeń numerycznych zamodelowano analogiczny przekrój wału przeciwpowodziowego, charakteryzujący się wbudowaną w jego korpus geotubą wypełnioną skonsolidowanym refulatem. Analizy przeprowadzono w odniesieniu do chwil czasowych wezbrania identycznych jak w poprzednio analizowanym przypadku. W 40 dniu, odpowiadającym wystąpieniu największego poziomu piętrenia wody powodziowej w międzywale, obserwuje się również najwyższe położenie krzywej depresji. Jednocześnie zauważalne jest jej lokalne obniżenie spowodowane zastosowaniem geotuby wypełnionej odwodnionym refulatem, charakteryzującym się niższą wartością współczynnika filtracji. Uzyskana wartość współczynnika stateczności wynosi $SF=1,9$ (Rys. 10).



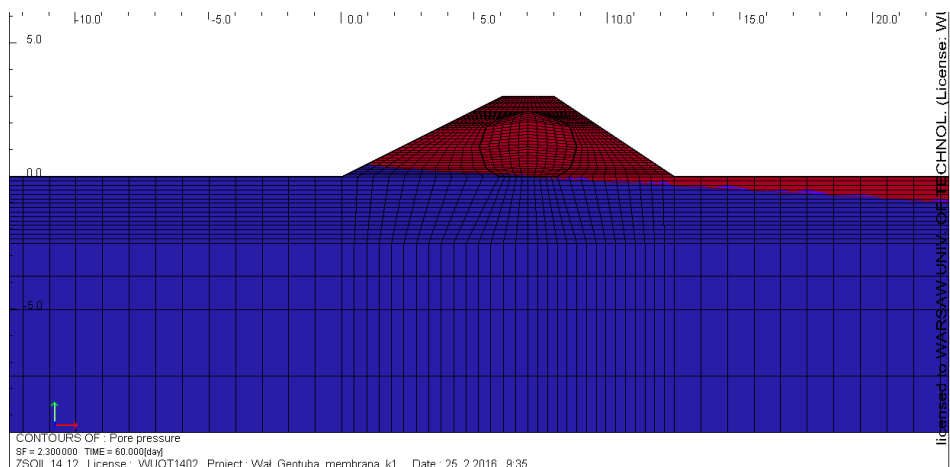
Rysunek 10. Wyniki obliczeń numerycznych. Geotuba wbudowana w korpus

T = 40 dni

Źródło: Opracowanie własne

Uwzględniając założoną sytuację pracy obwałowania w czasie opadania fali powodziowej, pomiędzy dwoma występującymi w krótkim odstępie czasu po sobie kulminacjach, analizie poddano 60 dzień

wiezbrania. W skutek obniżania się poziomu wody w międzywalu, wartość gradientu hydraulicznego będzie spadać. Obniżeniu ulegnie również położenie krzywej depresji, co doprowadzi do wzrostu wartości współczynnika stateczności. Dla rozpatrywanego przypadku, w 60 dniu wiezbrania otrzymano $SF=2,3$, co jest zgodne z przewidywaną tendencją.

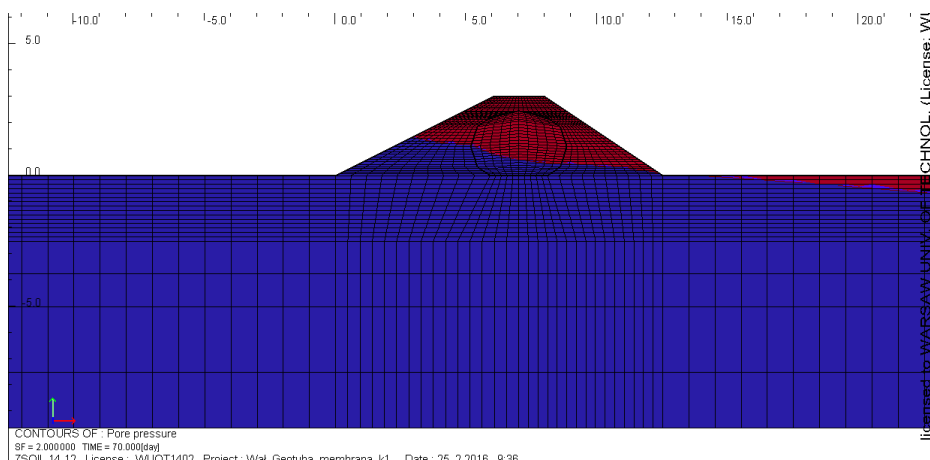


Rysunek 11. Wyniki obliczeń numerycznych. Geotuba wbudowana w korpus

T = 60 dni

Źródło: Opracowanie własne

W ostatnim etapie obliczeń skupiono się na wystąpieniu ponownej kulminacji fali powodziowej. Różnica poziomów wody pomiędzy stroną odwodną i odpowietrzną obwałowania jest znowu większa. Zauważalne jest również obniżenie położenia krzywej depresji spowodowane istnieniem rdzenia w postaci geotuby wypełnionej skonsolidowanym refulatem, a więc materiałem o obniżonych parametrach filtracyjnych. Sytuacji tej odpowiada wzrost wartości współczynnika filtracji do poziomu $SF=2,0$ (Rys. 12).



Rysunek 12. Wyniki obliczeń numerycznych. Geotuba wbudowana w korpus

T = 70 dni

Źródło: Opracowanie własne

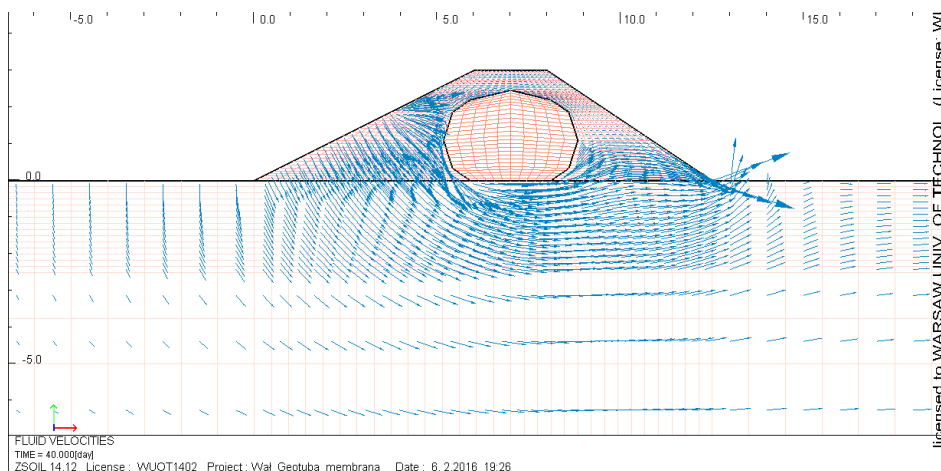
Chcąc zweryfikować możliwość zastosowania technologii geotub w konstrukcji obwałowań przeciwpowodziowych, odniesiono uzyskane wartości współczynników stateczności SF do wymagań zawartych w obowiązujących w Polsce aktach prawnych [10]. Zbiornicze zestawienie współczynników stateczności dla wszystkich przeanalizowanych chwil czasowych rozpatrywanego wezbrania zamieszczono w Tabeli 2.

Tabela 2. Wyniki obliczeń numerycznych

Lp	Czas trwania wezbrania T [dzień]	Faza wezbrania	Współczynnik stateczności (korpus jednorodny) SF [-]	Współczynnik stateczności (korpus z geotubą) SF [-]	Wymagana wartość współczynnika stateczności wg. [10]
1	40	Wznoszenie	1,8	1,9	1,5
2	60	Opadanie	2,1	2,3	1,5
3	70	Wznoszenie	1,9	2,0	1,5

Źródło: Opracowanie własne

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i analiz, można stwierdzić, że uzyskane wartości współczynników stateczności spełniają wymagane prawem normy i zgodnie z nimi, przy obliczeniach wykonywanych metodą MES osiągają wartości nie niższe niż $SF=1,5$ [-]. Świadczy to możliwości zastosowania tego typu rozwiązań przy projektowaniu i realizacji wałów przeciwpowodziowych. Wyraźnie widoczny jest również pozytywny wpływ zastosowania geotub na stateczność obwałowań. W analizowanym przypadku, dla założonej geometrii modelu, hydrogramu i parametrów materiałowych, zastosowanie geotuby w korpusie wału powoduje wzrost wartości współczynników stateczności dla każdej z analizowanych chwil czasowych wezbrania. Niestety samo zastosowanie geotuby jako elementu uszczelniającego nie jest wystarczające, z punktu widzenia konieczności zapobiegnięciu wypływowi filtrującej wody na skarpę odpowietrzną obwałowań w przypadku długotrwałego wezbrania. Obniżenie położenia krzywej depresji, choć zauważalne nie zapobiega koncentracji przepływu w podłożu (Rys. 13). Konieczne jest zatem rozpatrzenie zastosowanie dodatkowych elementów uszczelniających np. w postaci pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej [11], zlokalizowanej przy stopie skarpy odwodnej.



Rysunek 13. Koncentracja przepływu pod obwałowaniem T = 40 dni

Źródło: Opracowanie własne

Kwestią istotną są również uwarunkowania lokalne i związane z nimi parametry materiałowej refulowanego osadu. W zależności od czasu konsolidacji oraz zawartości drobnych frakcji gruntowych, właściwości filtracyjne i wytrzymałościowe mogą być zróżnicowane. Wciąż istnym zagadnieniem pozostaje również zagadnienie współpracy płaszcza geotuby z ośrodkiem gruntowym, co wymaga z pewnością dalszych badań i analiz.

4. Wnioski

1. W świetle przeprowadzonych obliczeń, analiz i danych literaturowych, należy stwierdzić że jest możliwe zastosowanie geotub wypełnionych skonsolidowanym refulatem w konstrukcji obwałowań przeciwpowodziowych.
2. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono pozytywny wpływ wzrostem zastosowania geotub w konstrukcji obwałowań przeciwpowodziowych objawiające się wartości współczynników stateczności.

3. Charakter pracy tego typu konstrukcji uzależniony jest w dużej mierze od lokalnych parametrów refulowanego osadu, które poprzez wartość współczynnika filtracji mają wpływ na wydatki wody filtrującej przez korpus obwałowania, położenie krzywej depresji w korpusie wału i czas pojawienia się wypływu (wysięków) na skarpie odpowietrznej.
4. Uzyskane w toku obliczeń numerycznych wartości współczynników stateczności spełniają wymagania zawarte w przepisach i obowiązujących rozporządzeniach.
5. Badań wymaga interakcja płaszcza geotuby i refulatu, z uwzględnieniem wpływu zmian jego poszczególnych parametrów materiałowych (kohezja, kąt tarcia wewnętrznego).

Praca zrealizowana pod opieką naukową prof. nzw. dr hab. inż. Pawła Popielskiego.

Literatura

1. Duszyńska A.: *Co warto wiedzieć o geosyntetykach ?* Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2, 2010.
2. www.inora.pl, [dostęp: 18.01.2016].
3. www.tencate.com, [dostęp: 1.02.2016].
4. www.geotex.com.pl, [dostęp: 20.01.2016].
5. Pilarczyk W. K.: *Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam, 2000.
6. Pilch M.: *Ochrona brzegów morskich georurą SoilTain[®] na przykładzie zabezpieczenia wydmy w Rowach*. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 4, 2013.

7. Leshchinsky D., Leshchinsky O., Ling H., I., Gilbert P., A.: *Geosynthetic tubes for confining pressurized slurry: Some design aspects*. Journal of Geotechnical Engineering, August, 1996.
8. Zienkiewicz O.C.: *Metoda elementów skończonych*. Wyd. Arkady, Warszawa, 1972.
9. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L.: *Finite element method*, Elsevier Butterworth-Heinemann, Sixth edition, 2007.
10. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz. U. z 2007 r. Nr 86, poz. 579).
11. Smoliński B.: *Zastosowanie pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej w konstrukcji wałów przeciwpowodziowych*. Monografie „Inżynieria Środowiska – Młodym Okiem”, tom 15, Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej, Białystok, 2015, str. 9-22.

inż. Wioleta Szultka¹⁾, inż. Aleksandra Zelma²⁾
Koło Naukowe Inżynierii i Gospodarki Wodnej „Konfuzor”
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
Katedra Hydrotechniki
ul. Gabriela Narutowicza 11/12, 80 – 233 Gdańsk
opiekun naukowy: dr inż. Katarzyna Weinerowska – Bords
¹⁾wioletaszultka@gmail.com
²⁾ola.zelma@gmail.com

Eksperymentalna analiza wartości współczynników oporów lokalnych przy przepływie przez trójnik dla wybranych systemów rur wielowarstwowych

Experimental analysis of the values of the coefficients of local resistance during the flow in a tee for selected systems multilayer pipes

Słowa kluczowe: nauki inżynierskie i techniczne, inżynieria sanitarna, trójniki, współczynniki oporów lokalnych

Keywords: engineering and technology, sanitary engineering, tees, coefficients of local resistance

Streszczenie: Niniejsza praca dotyczy doświadczalnego wyznaczenia współczynników oporów miejscowych przy przepływie cieczy przez trójnik. Badania przeprowadzono dla przepływu przelotowego i odpływu bocznego. Doświadczenie wykonano na specjalnie w tym celu zaprojektowanym stanowisku pomiarowym. Badaniom poddano cztery trójniki różnych producentów, o różnych średnicach nominalnych. Pomiarów przeprowadzono dla różnych stosunków przepływu bocznego względem przepływu zasilającego oraz dla trzech różnych wartości ciśnienia panującego w rurociągu. W celu wyznaczenia oporów lokalnych, a tym samym wartości współczynników ζ , skorzystano z pomierzonych wartości ciśnienia w punktach pomiarowych. Do obliczeń wykorzystano równanie ciągłości oraz równanie Bernoulliego dla cieczy lepkiej. Następnie dokonano analizy uzyskanych wartości ζ . Wartości współczynników dla poszczególnych trójników porównano względem siebie. Określono zmienność ζ w zależności od zmiany parametrów panujących w przewodzie. Dodatkowo wyniki porównano z danymi technicznymi

producentów oraz danymi zamieszczonymi w literaturze. Na podstawie opracowania stwierdzono, że otrzymane wartości znacząco różnią się z danymi literaturowymi. Ponadto zauważono zależność ζ od liczby Reynoldsa. Badania wykazały, że wpływ na wielkość współczynników ma stosunek rozdziału strumieni przepływającej cieczy. Dodatkowo stwierdzono, że problemem w dokonaniu pełnej analizy jest pozyskanie kompletnych i aktualnych danych technicznych.

1. Wstęp

Niniejszy artykuł obejmuje problematykę dotyczącą eksperymentalnego wyznaczenia wartości współczynników oporów lokalnych dla trójników. Badania przeprowadzono dla czterech trójników, producentów takich jak: KAN-therm oraz Tweetop. Analizie poddano przepływ przelotowy i odpływ boczny przez kształtkę. Badanie wykonano dla trójników o różnych średnicach. Trójnik nr 1 oraz trójnik nr 2 miały średnicę zewnętrzną równą 20 mm. Trójnik nr 3 miał na przelocie średnicę równą 20 mm, a na odgałęzieniu – 16 mm. Natomiast trójnik nr 4 miał średnicę 16 mm. Badania przeprowadzono dla wybranych systemów rur wielowarstwowych. Dodatkowo uzyskane wyniki porównano z dostępnymi danymi w literaturze i dokumentacji technicznej producentów. Ponadto określono zależności uzyskanych współczynników oporów lokalnych od zmiennych parametrów przepływu panujących w rurociągu pomiarowym.

1.1. Podstawy teoretyczne

Wysokość energii mechanicznej w danym przekroju strumienia cieczy określa trójmian Bernoulliego (1).

$$E = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad [m] \quad (1)$$

gdzie:

E – wysokość energii mechanicznej,

z – położenie punktu pomiarowego w stosunku do przyjętego poziomu porównawczego,

p – wartość ciśnienia w osi przekroju,

ρ – gęstość cieczy,

g – przyspieszenie ziemskie,

α – współczynnik de Saint-Venanta,

v – średnia prędkość masowa przepływu w przekroju poprzecznym strumienia.

Porównanie wysokości energii dla dwóch przekrojów obliczeniowych opisuje równanie Bernoulliego. W przypadku przepływu cieczy nielepkiej wysokość całkowitej energii mechanicznej jest niezmienna wzdłuż strumienia. Zjawisko to wynika z braku oporów podczas przepływu. Możliwa jest jedynie zamiana energii potencjalnej w kinetyczną lub odwrotnie. Natomiast dla cieczy lepkiej energia mechaniczna maleje wzdłuż strumienia. Spadek energii wynika z konieczności pokonania oporów ruchu przez przepływającą ciecz. Powyższe zjawisko opisuje wzór (2), w którym pojawia się człon reprezentujący straty energii:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \sum H_{str}. \quad (2)$$

gdzie:

$\sum H_{str}$. – suma strat energii mechanicznej.

Straty te powodują opory liniowe oraz miejscowe. W przypadku przepływu cieczy w przewodzie pod ciśnieniem, na opory liniowe wpływ ma chropowatość względna ścianek przewodu oraz liczba Reynoldsa.

Powszechnie stosowana formuła pozwalająca wyznaczyć opory liniowe to wzór Darcy – Weisbacha, w którym występuje współczynnik oporów liniowych λ .

Opory miejscowe powodowane są przez wszystkie lokalne zmiany następujące w przewodzie, takie jak zmiana przekroju, kierunku przepływu oraz występowanie jakiegokolwiek armatury (złączki, kolana, trójniki, zwężenia itd.). W celu wyznaczenia wartości omawianych strat ciśnienia posłużyć się można zależnością (3):

$$H_{str,M} = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

gdzie:

$H_{str,M}$ – suma miejscowych strat energii mechanicznej,

ζ – współczynnik oporów lokalnych.

Pomimo nieskomplikowanej formuły, problematyczne staje się wyznaczenie oporów lokalnych ze względu na obecność we wzorze bezwymiarowego współczynnika ζ . Współczynnik ten został tablicowany, a jego wartość zależną od rodzaju przeszkody można odnaleźć w literaturze przedmiotowej. Niestety, publikowane wielkości przyjmują różne wartości w zależności od opracowania, co więcej – dane są niespójne i często niekompletne. Z tego względu konieczne jest ciągle prowadzenie badań, które pozwolą uzyskać rzetelne dane dotyczące rzeczywistych wartości współczynnika ζ .

1.2. Przegląd wartości współczynników oporów lokalnych w dokumentacji technicznej producentów oraz literaturze

Jednym z wiodących na rynku producentów rur i kształtek jest firma KAN-therm. W dokumentacji technicznej systemu KAN-therm Press odnaleźć można wartości współczynników strat miejscowych oraz ekwiwalentnych długości zastępczych przy przepływie przez kształtki. Dokonano tam podziału współczynników w zależności od średnicy przewodu. Kształtki, które uwzględniono to m.in. kolana, zwężenia oraz trójniki. W przypadku trójników podano różne wartości współczynnika

ζ w zależności od kierunku przepływu przez trójnik oraz rozdziału strumienia wody. Dla trójnika tego producenta wartości współczynników zawierają się w przedziałach od 0,5 do 1 dla przepływu przelotowego oraz od 1,5 do 3 dla odpływu bocznego.

Kolejnym z producentów obecnych na rynku jest firma Tweetop. W poradniku projektanta zestawione zostały wartości współczynników ζ . Wartości te odnoszą się do wszystkich produkowanych systemów i materiałów. Prezentowane wartości współczynników oporów lokalnych podzielono ze względu na średnicę oraz rozdział strumieni. Dla trójnika przelotowego ζ waha się od 0,3 do 0,9. Natomiast na odgałęzieniu – od 1,6 do 4,0. Najmniejsze wartości dotyczą w każdym przypadku największej średnicy.

Następny producent udostępniający dane techniczne produkowanych przez siebie systemów rur to Uponor. Producent zaznacza, że praktyczne wyznaczenie strat miejscowych w instalacjach wykonanych z tworzyw sztucznych sprowadza się do określenia ok. 40 – 60% strat na długości. Jednak prezentuje również wartości współczynników oporów lokalnych dotyczących kształtek wchodzących w skład systemu

wykonanego z PE-RT/AL/PE-RT. W zależności od średnicy dla trójnika na przelocie wartość ζ waha się w przedziale od 0,2 do 1,4, a dla odgałęzienia od 1,5 do 5,9. Ponadto znaleźć można informację, iż prezentowane wartości wyznaczone zostały na podstawie własnych badań i obliczeń.

Ostatnim z analizowanych wiodących producentów jest firma Pipelife. Dla systemów przeznaczonych do wody użytkowej, producent zaznacza, że praktyczne wyznaczenie oporów miejscowych polega na określeniu wartości 40 – 60% strat liniowych, podobnie, jak miało to miejsce w przypadku wspomnianego wcześniej producenta. Firma Pipelife w katalogu nie dokonała podziału współczynników ζ ze względu na średnicę przewodu. Wartość dla trójnika na przelocie wynosi 0,3, a dla odgałęzienia – 1,6.

Pozycją zawierającą szeroko opisaną problematykę dotyczącą ruchu płynu jest książka Sawickiego [1]. Zestawione w niej zostały wybrane wartości współczynników ζ . Dotyczą one kształtek stalowych, a w przypadku trójników odnoszą się do dwóch wariantów przepływu – rozdzielczego i zbieżnego. Dodatkowo zauważono, iż współczynnik ζ przyjmuje różną wartość w zależności od stosunku strumienia bocznego do strumienia głównego (Q_b/Q). Autor przytoczył wartości dla 3 wariantów Q_b/Q : 0,4, 0,6 oraz 0,8. Dla trójnika na przelocie wartości ζ wynoszą odpowiednio 0,04, 0,07 oraz 0,21. Natomiast dla odpływu wartości te zbliżone są do jedności. Z analizy wyżej prezentowanych wartości, zauważyć można, iż wartości ζ dla przepływu przelotowego są wielokrotnie mniejsze od wartości uzyskanych na odgałęzieniu.

Informacje dotyczące poruszanej problematyki, tj. wyznaczania wartości współczynników oporów lokalnych można znaleźć także

w czasopismach naukowych, m.in. w *Acta Scientiarum Polonorum*. W artykule Kalenika i Witowskiej [2] poruszony został temat eksperymentalnego badania lokalnych oporów hydraulicznych w kształtkach wykonanych z żeliwa. Badaniu poddano żeliwne ocynkowane i nieocynkowane kolana oraz trójniki dwóch producentów. Badania przeprowadzone były dla zakresu liczb Reynoldsa 8000 – 16000. W przypadku trójników autorzy wykonali badania w trzech wariantach: odrębnie dla przepływu przelotowego, rozbieżnego oraz zbieżnego. Autorzy analizując otrzymane wyniki, stwierdzili wzrost wartości współczynnika ζ wraz ze wzrostem natężenia przepływu. Ponadto z opublikowanej w artykule tabeli (Tabela 1) wynika, że wartości współczynnika ζ wyznaczone dla trójników jednego z producentów są zawsze większe od wartości uzyskanych dla trójników producenta 2. Sytuacja ma to miejsce zarówno dla trójników nieocynkowanych, jak i ocynkowanych.

Tabela 1. Współczynniki oporów lokalnych dla trójników wg badań Kalenika i Witowskiej (2006)

	Trójnik żeliwny nieocynkowany		Trójnik żeliwny ocynkowany	
	Producent 1	Producent 2	Producent 1	Producent 2
Przepływ przelotowy	2,8	1,7	3,3	1,9
Przepływ rozbieżny	5,0	3,7	4,1	4,0

Źródło: Eksperymentalne badania miejscowych oporów hydraulicznych w kształtkach żeliwnych (*Acta Scientiarum Polonorum*, 5/2006), Kalenik M., Witowska B. [2]

2. Metodyka badań

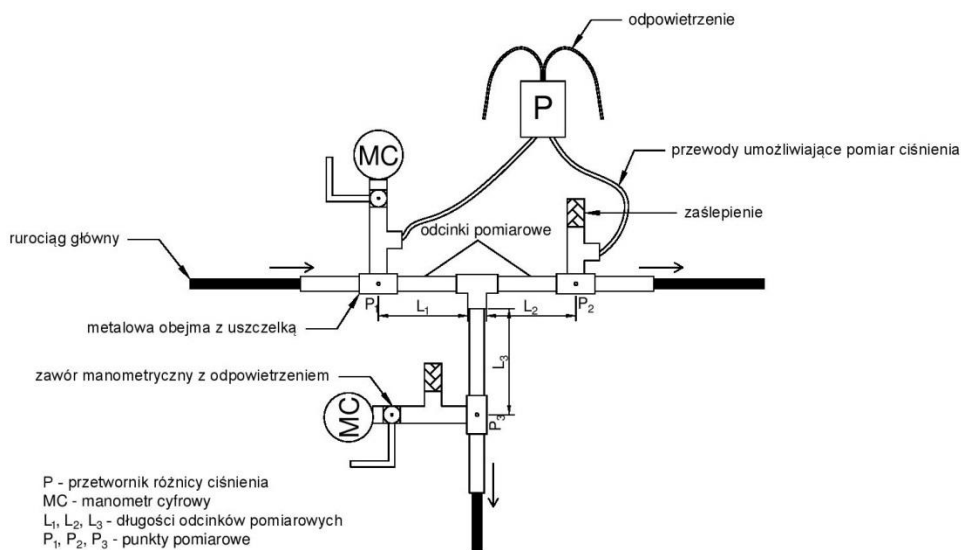
2.1. Opis stanowiska laboratoryjnego

Badania oporów lokalnych przeprowadzono na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej w laboratorium znajdującym się przy Katedrze Hydrotechniki. Stanowisko pomiarowe zostało zaprojektowane i wykonane przez pracowników Katedry Hydrotechniki, a składa się z następujących elementów:

- rurociąg pomiarowy podłączony do instalacji wodociągowej wody zimnej,
- wypoziomowany stół do mocowania badanego rurociągu;
- część doprowadzająca wodę do części pomiarowej;
- główny zawór odcinający dopływ zimnej wody,
- regulator ciśnienia,
- wodomierz na przewodzie doprowadzającym,
- zawór regulacyjny;
- część pomiarowa:
- badany trójnik,
- odcinki rur z podłączoną armaturą pomiarową,
- przetwornik różnicy ciśnienia rejestrujący ciśnienie przy przepływie przelotowym przez trójnik,
- manometry cyfrowe do pomiaru lokalnego ciśnienia przy odpływie bocznym przez trójnik,
- zawory manometryczne z odpowietrzeniem;
- część odprowadzająca wodę ze stanowiska pomiarowego:
- zawór spustowy na przewodzie głównym,
- zlew,

- wodomierz na odgałęzieniu,
- zawór regulacyjny dopływ wody na odgałęzieniu,
- przewód odprowadzający wodę na odgałęzieniu.

Elementy głównej części pomiarowej przedstawiono schematycznie na rysunku 1.

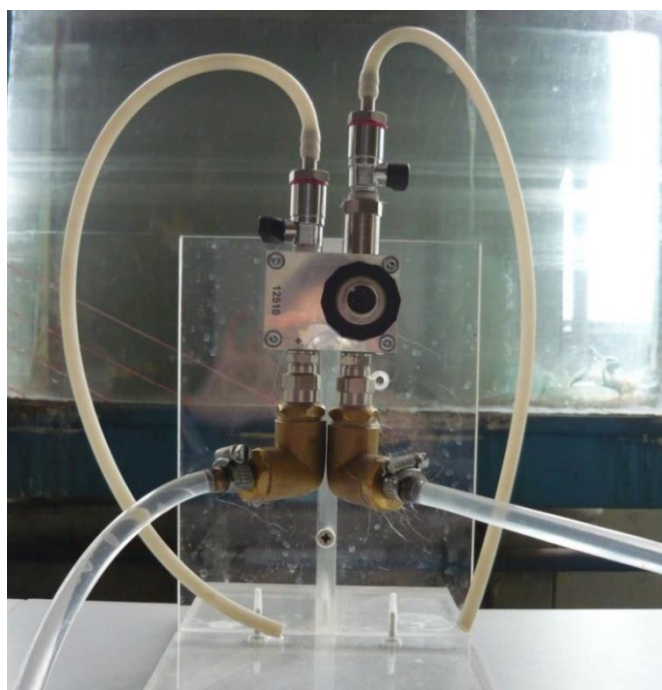


Rysunek 1. Schemat części pomiarowej stanowiska laboratoryjnego

Źródło: Opracowanie własne

Rurociąg główny, za wyjątkiem właściwego odcinka pomiarowego, ma średnicę nominalną 16 mm i grubość ścianki wynoszącą 2 mm. Przewodem jest rura wielowarstwowa składająca się z polietylenu sieciowanego, wkładki aluminiowej oraz warstwy zewnętrznej z polietylenu wysokiej gęstości (PE-EX/AL/PE-HD). Rurociąg główny przymocowano do wypoziomowanego stołu za pomocą obejm metalowych, rozstawionych co około 98 cm, z gumową ochroną przed zgnieceniem. Woda przepływająca przez stanowisko pomiarowe trafia do zbiornika w laboratorium. Nie jest ona wykorzystywana powtórnie do badań oporów lokalnych, gdyż model

zasilany jest bezpośrednio z instalacji wodociągowej wody zimnej. Wodę z badań wykorzystuje się w innych celach dydaktycznych. Wodomierze zamontowane na zasilaniu oraz na odgałęzieniu układu są przystosowane do pracy w wodzie zimnej przeznaczonej do spożycia. Mogą pracować do ciśnienia 16 barów z dokładnością odczytu równą $0,05 \text{ dm}^3$. Wodomierze zamontowano w pozycji poziomej. Główny zawór odcinający dopływ wody do stanowiska, jak również pozostałe zawory, są zaworami kulowymi, które umożliwiają szybkie zamknięcie lub otwarcie dopływu wody. Do sterowania ciśnieniem użyto regulatora ciśnienia, który ma możliwość zmiany ciśnienia wyjściowego w zakresie 1,5 – 6 bar. Do badań użyto także przetwornik ciśnienia serii PD-39X, który jest wyposażony w dwa czujniki ciśnienia absolutnego oraz mikroskopową elektronikę, która wylicza precyzyjnie różnicę ciśnienia. Przyrząd pomiarowy zilustrowano na rysunku 2.



Rysunek 2. Przetwornik różnicy ciśnienia**Autor:** Wioleta Szultka, Aleksandra Zelma

Przetwornik umieszczono na plastikowej podstawie, która stoi na stole. Przewody podłączone z układem dochodzą do dolnej części przetwornika. W górnej części przetwornika różnicy ciśnienia znajdują się gumowe przewody, które służą do odpowietrzenia urządzenia. Manometr cyfrowy LEX1 o numerze seryjnym 3206 został zamontowany bezpośrednio przed trójnikiem, natomiast manometr o numerze 3205 zamontowano na odgałęzieniu trójnika. Manometry mają zakres pomiarowy od -1 do 2 barów oraz są przystosowane do pomiaru w temperaturze 0 – 50°C. W celu umożliwienia jednoczesnego pomiaru ciśnienia manometrami cyfrowymi i przetwornikiem, bezpośrednio na rurze w punktach pomiarowych umieszczono gumową uszczelkę, na której zamontowano metalową obejmę. Do obejm, po uprzednim uszczelnieniu taśmą teflonową, wkręcono trójnik, do którego możliwe było jednoczesne podłączenie zaworu manometrycznego z odpowietrzeniem, jak i przetwornika różnicy ciśnień. Manometry cyfrowe oraz przetwornik różnicy ciśnienia były podłączone do komputera, co umożliwiło ciągłą rejestrację ciśnienia w układzie.

2.2. Opis przygotowania stanowiska pomiarowego

Każde badanie trójnika rozpoczynano od przygotowania sprzętu oraz zamocowania armatury pomiarowej. Pierwszą czynnością był dobór trójnika i odpowiadających mu odcinków rur prostych z przygotowanym otworem do pomiaru ciśnienia. Końce rur pomiarowych przygotowywano do połączenia poprzez ich kalibrowanie oraz mierzono długości odcinków L_1 , L_2 , L_3 od otworków pomiarowych do końca rury umieszczanej

w trójniku. Trójnik z odcinkami pomiarowymi łączono poprzez zaciskanie za pomocą zaciskarki ręcznej lub automatycznej. Kolejnym krokiem było połączenie przygotowanego trójnika z rurociągiem głównym. Wykorzystano do tego złączki, które zaciśnięto w miejscach połączenia. Po tym etapie rozpoczęto montaż armatury pomiarowej. W miejscach otworów na odcinkach pomiarowych zamocowano gumowe uszczelki, na których skręcono metalowe obejmy z konstrukcją manometryczną odpowiadającą danemu punktowi pomiaru ciśnienia. Po zamontowaniu urządzeń należało je odpowietrzyć. W przetworniku różnicy ciśnienia wykorzystano do tego zamontowane gumowe rurki odpowietrzające i plastikowy pojemnik do zebrania wydostającej się wody. W przypadku manometrów cyfrowych odpowietrzenie wykonywano za pomocą otwarcia zaworu odpowietrzającego i zebrania do naczynia wydostającej się wody. Następnie przygotowane urządzenia podłączono za pomocą kabli USB do komputera. Do przeprowadzenia pomiarów uruchamiano program pomiarowy CONTROL CENTER SERIE 30 i po sprawdzeniu gotowości urządzeń oraz stanowiska rozpoczynano pomiary.

2.3. Opis wykonywanych czynności pomiarowych

Każdorazowo badania danego trójnika rozpoczynano od tzw. pomiaru zerowego, który miał pomóc wyznaczyć ewentualne poprawki obliczeniowe w celu zniwelowania różnic montażowych urządzeń w odpowiednich punktach pomiarowych. W tym celu główny zawór odcinający całkowicie otwarto, a zawór spustowy na przewodzie głównym oraz zawór regulacyjny na odgałęzieniu zamknięto. Po ustabilizowaniu się układu włączono program i przeprowadzono pomiar ciśnienia w warunkach braku przepływu, trwający około minuty, a jego wyniki

zapisano w pliku. Odczyty ciśnienia w punkcie P1 i P2 (Rysunek 1), czyli w punktach umożliwiających wyznaczenie różnicy ciśnienia na przelocie wody przez trójnik umożliwiły wyznaczenie poprawki dokładności na tym odcinku. Identycznych pomiarów dokonano w punktach P1 i P3 (Rysunek 1), które odpowiadały różnicy ciśnienia na wlocie i odgałęzieniu trójnika. Następnie otwarto zawór spustowy znajdujący się na głównym przewodzie przy jednoczesnym dalszym zamknięciu zaworu regulacyjnego na odgałęzieniu. Po ustabilizowaniu się układu włączono w programie odczyt ciśnienia i tym samym rozpoczęto pomiar przy stuprocentowym przepływie przelotowym przez trójnik. Podczas trwającego odczytu przez urządzenia pomiarowe dokonywano trzykrotnego pomiaru ilości przepływającej cieczy przez rurociąg. W tym celu skorzystano z metody objętościowej, wykorzystując wodomierz i stoper. Mierzono czas przepływu ilości wody, przestrzegając zasadę by był on dłuższy niż 30 sekund. Po zmierzeniu objętości kończono rejestrację ciśnienia i zapisywano wyniki do pliku. Podczas każdego pomiaru przetwornik różnicy ciśnień oraz manometry cyfrowe rejestrowały ciśnienie w punkcie P1, P2, P3 oraz aktualną temperaturę przepływającej wody. Pomiary były rejestrowane co sekundę. Po wykonaniu pomiaru dla danego przepływu zmniejszano wielkość strumienia wody kierowanego przelotowo przez trójnik na korzyść odgałęzienia. Wykonywano to poprzez stopniowe zamykanie zaworu spustowego na głównym rurociągu i otwieranie zaworu odcinającego na odgałęzieniu. W wyniku takich zabiegów dla każdego trójnika wykonywano pięć pomiarów, z których pierwszy odnosił się do całkowitego przepływu przelotowego przez trójnik, a ostatni całkowitego przepływu przez odgałęzienie. Przy wzroście ilości strumienia kierowanego na odpływ boczny mierzono także objętość przepływającej

wody w odgałęzieniu wcześniej opisaną metodą objętościową. Pomiaru dokonywano jednocześnie z pomiarem objętości wody na wlocie do rurociągu. Po wykonaniu wszystkich pięciu odczytów ciśnienie w rurociągu zmieniano za pomocą regulatora, na wyższe. Dla każdego trójnika dokonano pomiarów dla trzech różnych ciśnień.

2.4. Charakterystyka analizowanych trójników

Krótką charakterystykę badanych trójników zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Dane techniczne badanych trójników

	Material	Średnica zewnętrzna [mm]	Grubość ścianki [mm]	Katalogowa wartość współczynnika ζ	
				Przelot	Odgałęzienie
Trójnik nr 1	brak danych	20	2,5	brak danych	brak danych
Trójnik nr 2	PPSU	20	2	1	2,5
Trójnik nr 3	PPSU	20 – przelot 16 – odgałęzienie	2	1	3
Trójnik nr 4	prasowany niklowany mosiądz	16	2	0,90	4,0

Źródło: Opracowanie własne

3. Wyniki badań i dyskusja

3.1. Analiza współczynników oporów lokalnych przy przepływie przelotowym przez trójnik

Wyniki obliczeń współczynników oporów lokalnych w przepływie przelotowym przez trójkąt dla analizowanych trójkątów zestawiono w tabeli 3 i na rysunku 3.

Tabela 3. Zestawienie współczynników ζ dla badanych trójkątów przy przepływie przelotowym

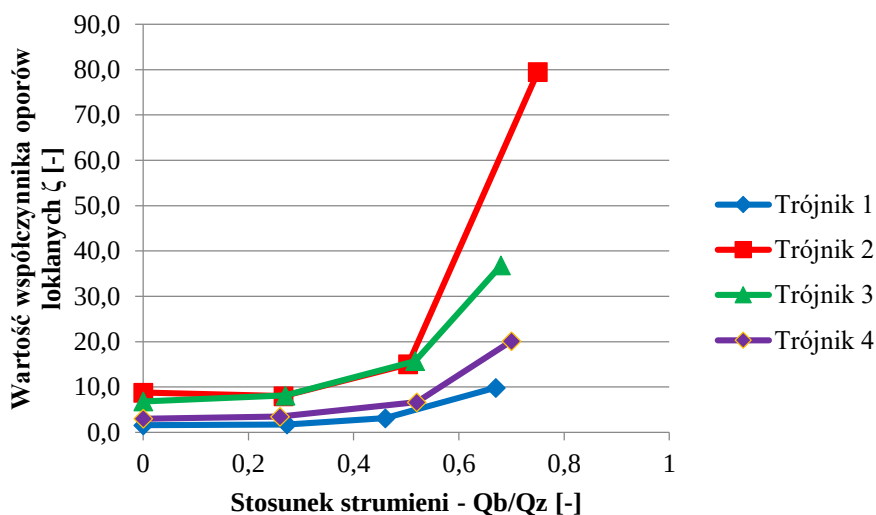
Trójkąt 1					
ciśnienie 1		ciśnienie 2		ciśnienie 3	
Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ
0	1,6	0	1,6	0	1,5
0,25	1,7	0,27	1,7	0,3	1,9
0,45	2,9	0,5	3,7	0,43	2,6
0,68	10,4	0,67	9,3	0,66	9,8
1	-	1	-	1	-
Trójkąt 2					
ciśnienie 1		ciśnienie 2		ciśnienie 3	
Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ
0	7,4	0	11,6	0	7,2
0,3	8,4	0,2	7,3	0,3	8,3
0,5	14,4	0,48	13,6	0,53	17,0
0,68	37,5	0,78	96,2	0,79	104,7
1	-	1	-	1	-
Trójkąt 3					
ciśnienie 1		ciśnienie 2		ciśnienie 3	
Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ

0	7,0	0	6,8	0	6,7
0,25	8,3	0,27	8,0	0,29	8,2
0,52	16,0	0,52	16,0	0,51	15,1
0,66	33,7	0,68	35,5	0,7	41,2
1	-	1	-	1	-
Trójkąt 4					
ciśnienie 1		ciśnienie 2		ciśnienie 3	
Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ
0	3,1	0	3,0	0	3,0
0,21	4,0	0,29	3,2	0,28	3,2
0,55	7,4	0,53	7,0	0,48	5,6
0,73	21,9	0,72	24,3	0,65	14,2
1	-	1	-	1	-

Źródło: Opracowanie własne

Q_B – natężenie przepływu w odgałęzieniu,

Q_Z – natężenie przepływu na zasilaniu trójkąta.



Rysunek 3. Zestawienie współczynników oporów lokalnych ζ dla uśrednionych wartości

Źródło: Opracowanie własne

Trójnik nr 1

Dla trójnika nr 1 obliczone wartości współczynników oporów lokalnych ζ posiadają tę samą wielkość dla podobnego stosunku przepływu. Obserwuje się to niezależnie od wysokości ciśnienia panującego w rurociągu pomiarowym. Dla całkowitego strumienia wody kierowanego przelotowo, niezależnie od wielkości ciśnienia w rurociągu, wartość ζ wynosi około 1,6, czyli można przyjąć, że jest niezmienna. Dla stosunku Q_B/Q_Z równego 25% współczynnik ζ wynosi 1,7. Identyczną wartość otrzymano zwiększając ciśnienie w rurociągu, jak również zwiększając stosunek wydatków (Q_B/Q_Z) o 2%. Dla największej wartości ciśnienia i stosunku przepływu równego 0,3 wartość współczynnika oporów rośnie tylko o 0,2. Dla badanego trójnika przy rozdziale strumieni 50% współczynnik ζ jest równy 3,7. Jest to wartość o jedność większa niż dla rozdziału w granicach 43 – 45%. Dla wszystkich trzech wariantów

ciśnienia panującego w przewodzie wartość współczynnika oporów lokalnych zawiera się w granicach 9,3 – 10,4. Taki wynik otrzymano przy około 33% przepływie kierowanym przelotowo. Dla trójnika nr 1 różnica pomiędzy wartością największą, a najmniejszą wynosi 8,9. Na podstawie danych zawartych w tabeli 3. wyznaczono średnią wartość współczynnika ζ dla całego trójnika równą 4,07. Jest to wartość reprezentatywna, gdyż średnie wartości dla poszczególnych ciśnień prezentują się następująco: ciśnienie 1 – 4,2, ciśnienie 2 – 4,1, ciśnienie 3 – 3,9. Jak można zauważyć na rysunku 2 wartości współczynników ζ rosną wraz ze spadkiem ilości wody kierowanej przelotowo przez trójnik. Niestety powyższych wyników nie można odnieść do danych katalogowych z powodu braku ich dostępności.

Trójnik nr 2

Dla trójnika nr 2, w badaniach przepływu przelotowego, zaobserwowano największe różnice pomiędzy wartościami współczynników oporów lokalnych ζ . Dla przepływu, którego całą ilość wody kierowano prosto przez trójnik dla pierwszego i trzeciego wariantu ciśnienia ζ wynosi około 7,3. Dla wariantu ciśnienia nr 2 wartość współczynnika wzrosła do 11,6. Dla stosunku przepływu Q_B/Q_Z równego 30% współczynnik oporów lokalnych waha się w granicach 8,3 – 8,4. Dla stosunku o 10% mniejszego wartość ζ spada o jeden (7,3). W przypadku skierowania połowy przepływu na odgałęzienie współczynnik ζ dla przelotu wyniósł 14,4. Najwięcej rozbieżności prezentują wyniki wykonane dla przepływu kierowanego głównie na odgałęzienie. Przy 32% natężenia kierowanego prosto współczynnik oporów lokalnych ζ wynosi aż 37,5. Zmniejszenie przepływu na wprost do 22% spowodował wzrost

wartości współczynnika do około 100. Na podstawie tych ostatnich zależności można stwierdzić, że trójnik, w przypadku przepływu przelotowego generuje 100 razy większe straty miejscowe niż wynika to z danych udostępnionych przez producenta. Dla badanego trójnika wyznaczono średnią wartość współczynnika oporów lokalnych równą 27,8. Nie należy jednak traktować jej jako wartości reprezentatywnej, gdyż średnie wartości ζ dla poszczególnych ciśnień przedstawiają się następująco: ciśnienie 1 – 16,9, ciśnienie 2 – 32,2, ciśnienie 3 – 34,3. Dla całego trójnika wartość współczynnika oporów lokalnych wyznaczona z badań jest około 27 razy większa niż ta podawana przez producenta.

Trójnik 3

W przypadku trójnika nr 3 wartości współczynnika ζ dla zbliżonych stosunków strumieni są również do siebie zbliżone. Wartości te rosną wraz ze spadkiem ilości wody kierowanej przelotowo. Dla braku przepływu przez odgałęzienie, średnia wartość dla trzech różnych ciśnień w przewodzie głównym wynosi 6,8. Dla 75% strumienia kierowanego przelotowo wartość współczynnika oporów lokalnych ζ równa się 8,3. Dla stosunku wydatków Q_B/Q_Z równego 52% dla pierwszego i drugiego wariantu ciśnienia wartość współczynnika ζ była taka sama i wyniosła 16,0. Dla 30% wody kierowanej prosto wielkość współczynnika oporów miejscowych przekracza wartość 40. W przypadku trójnika nr 3 producent podaje wartość współczynnika ζ równą 1,0. W dostępnych katalogach technicznych nie jest opisany wpływ rozdziału strumieni na wielkość współczynnika. Tylko dla przepływu przelotowego współczynnik oporów miejscowych jest 7 razy większy od wartości katalogowej. Według wyników umieszczonych w tabeli 3, różnica pomiędzy wartością

największą, a wartością najmniejszą wynosi około 35. Średnia wartość współczynnika oporów lokalnych dla całego trójkąta wynosi 16,88. Jest to wartość zbliżona do wartości średniej dla poszczególnych ciśnień: ciśnienie 1 – 16,2, ciśnienie 2 – 16,6, ciśnienie 3 – 17,8. Należy, także dodać, że wartość podawana przez producenta – 1,0, znacznie odbiega od wartości otrzymanej z badań.

Trójkąt nr 4

Trójkąt nr 4 charakteryzuje się ustabilizowanymi wartościami współczynników oporów lokalnych ζ w odniesieniu do stosunku ilości przepływu kierowanego przelotowo. Przedstawia to tabela 3. Dla pełnego przepływu przelotowego współczynnik oporów lokalnych wynosi 3,0. Jest to wartość bardzo bliska analogicznej dla trójkąta nr 1. Należy pamiętać, że trójkąt nr 4 posiadał na przelocie średnicę 16x2 mm, a pozostałe trójkąty 20x2 mm. Dla przedziału procentowego 20 – 30% kierowanej wody na odgałęzienie współczynnik ζ dla omawianego trójkąta wahał się w granicach 3,2 – 4,0. Z badań wynika, że w przypadku rozdziału prawie połowy wody prosto wartość współczynnika wzrasta do około 7,0. Można, także zauważyć, że przy skierowaniu ponad połowy wody przelotowo (52%) współczynnik oporów miejscowych nie przekracza wartości 6,0. Najbardziej zróżnicowane wyniki otrzymano dla przepływu kierowanego w około 70% na odgałęzienie. W tym przypadku dla pierwszego i drugiego wariantu ciśnienia wartość ζ dla przepływu przelotowego wynosiła około 22 – 24. Dla trzeciego wariantu ciśnienia współczynnik oporów lokalnych wynosił 14,2. Interesujący jest fakt, że taką wartość uzyskano zwiększając ilość wody kierowanej prosto o 8% w porównaniu z poprzednimi wielkościami ciśnienia. Średnia wartość współczynnika ζ dla całego

trójkąta wynosi 8,3. Średnie wartości dla poszczególnych ciśnień wynoszą odpowiednio: ciśnienie 1 – 9,1, ciśnienie 2 – 9,4, ciśnienie 3 – 6,5. Jak widać średnia wartość dla całego trójkąta zbliżona jest do wartości dla wariantu ciśnienia 1 i 2. Wartość współczynnika oporów lokalnych ζ pochodząca z badań dla trójkąta nr 4 okazała się około 8 razy większa od wartości katalogowej. Producent nie uzależnia wartości ζ od rozdziału strumieni, ale dla niewielkiego procentu kierowanej ilości wody prosto, wartości katalogowe są nawet około 26 razy mniejsze niż wykazały powyższe badania. Wartości współczynników oporów miejscowych rosną wraz ze spadkiem ilości wody kierowanej przelotowo.

3.2. Analiza współczynników oporów lokalnych przy odpływie bocznym przez trójkąt

Wyniki obliczeń współczynników oporów lokalnych przy odpływie bocznym przez trójkąt dla analizowanych trójkątów zestawiono w tabeli 4 i na rysunku 4.

Tabela 4. Zestawienie współczynników ζ dla badanych trójkątów przy odpływie bocznym

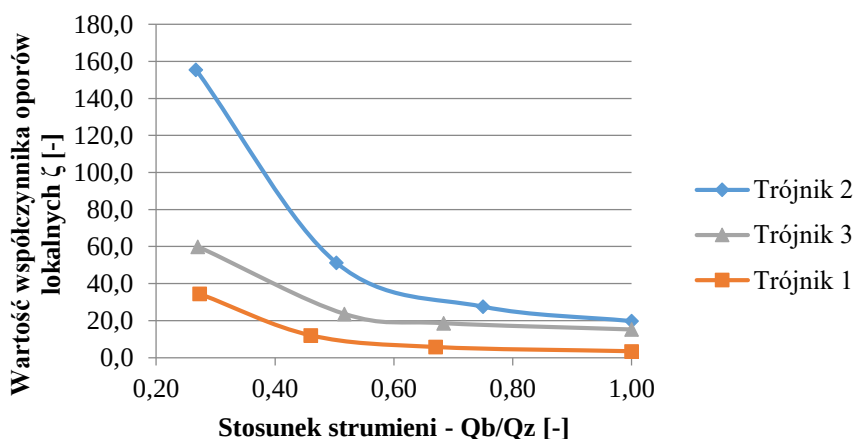
Trójkąt 1					
ciśnienie 1		ciśnienie 2		ciśnienie 3	
Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ
0	-	0	-	0	-
0,25	34,6	0,27	40,2	0,30	28,4
0,45	11,5	0,50	9,8	0,43	14,9
0,68	4,9	0,67	5,8	0,66	6,5
1	3,0	1	3,4	1	3,9

Trójkąt 2					
ciśnienie 1		ciśnienie 2		ciśnienie 3	
Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ
0	-	0	-	0	-
0,30	154,4	0,2	172,1	0,30	140,1
0,50	52,9	0,48	53,8	0,53	46,9
0,68	31,6	0,78	25,4	0,79	25,7
1	19,6	1	19,6	1	20,1
Trójkąt 3					
ciśnienie 1		ciśnienie 2		ciśnienie 3	
Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ	Q_B/Q_Z	ζ
0	-	0	-	0	-
0,25	66,6	0,27	59,5	0,29	53,9
0,52	23,7	0,52	23,5	0,51	23,8
0,67	18,9	0,68	18,7	0,70	18,2
1	15,3	1	15,2	1	15,2

Źródło: Opracowanie własne

Q_B – natężenie przepływu w odgałęzieniu,

Q_Z – natężenie przepływu na zasilaniu trójkąta.



Rysunek 4. Zestawienie współczynników oporów lokalnych ζ dla uśrednionych wartości

Źródło: Opracowanie własne

Trójkąt nr 1

Analizując wartości współczynników ζ uzyskanych w wyniku pomiarów i obliczeń, zauważyć należy, że wartości te maleją wraz ze wzrostem stosunku odpływu bocznego do strumienia zasilającego. Współczynniki zawarte w tabeli 4 odnoszą się do straty lokalnej na trójkącie przy odpływie bocznym. Z tabeli 4 wynika, że największe straty ciśnienia na bocznym ramieniu trójkąta mają miejsce, gdy w kierunku tym płynie najmniejsza ilość wody. Wartości te, przy odpływie bocznym stanowiącym 25% przepływu zasilającego, wahają się od 28,4 do 40,2. Natomiast dla wariantu, w którym cały strumień wody skierowany był bocznym ramieniem trójkąta ($Q_B/Q_Z = 1$) średnia wartość ζ wynosi 3,5. Ponadto z analizy tabeli 4 wynika, że dla trzech wariantów ciśnienia tym większe rozbieżności współczynników oporów miejscowych występują dla mniejszej wartości Q_B/Q_Z . W przypadku wartości tej równej 0,25 różnica między uzyskanymi współczynnikami wynosi aż 11,8, natomiast dla Q_B/Q_Z równego 1 – 0,9. Stwierdza się słuszność porównywania

uzyskanych wartości dla trzech wariantów ciśnień w obrębie wariantów Q_B/Q_Z ze względu na ich niewielką różnicę oraz trudność w wyregulowaniu przepływu w trakcie wykonywania pomiarów. Dodatkowo wyznaczono jedną wartość współczynnika oporów miejscowych uzyskaną z uśrednienia wszystkich otrzymanych wyników. Współczynnik ten wyniósł 13,92. Jednak zauważyć należy, że stosowanie tej wartości byłoby zbyt dużym uproszczeniem. Ponadto średnie wartości ζ uzyskane w ramach danego ciśnienia wynoszą odpowiednio: dla ciśnienia 1 – 13,52, ciśnienia 2 – 14,82 oraz ciśnienia 3 – 13,43. Wartości te są zbliżone. Z uwagi na fakt, że producent tego trójkąta był nieznany oraz z powodu braku jakichkolwiek danych technicznych, niemożliwe jest porównanie uzyskanych wartości oraz odniesienie ich do informacji udostępnianych przez producenta.

Trójkąt nr 2

Wartości współczynników oporów lokalnych wyznaczonych dla trójkąta nr 2 są znacznie większe niż dla trójkąta nr 1. Wartości te wahają się w zakresie od 19,6 do 172,1. Podobnie, jak w przypadku poprzedniej kształtki wartości ζ maleją wraz ze wzrostem stosunku Q_B/Q_Z . Dla stosunku tego równego 1, ζ wynosi 19,6 dla ciśnienia 1 i 2 oraz 20,1 dla ciśnienia 3. Poszczególne wartości uzyskane dla trzech ciśnień oraz różnych wariantów stosunku odpływu bocznego do strumienia zasilającego zestawiono w tabeli 4. Z tabeli tej wynika, że maksymalna wartość, uzyskana dla Q_B/Q_Z równego 0,27 wynosi 155,5 i jest niemal ośmiokrotnie większa od wartości ζ dla przepływu, w którym odpływ boczny równy jest strumieniowi zasilającemu. Ponadto analizując średnie wartości współczynników oporów lokalnych wyznaczonych dla każdego z ciśnień

osobno, nieznacznie różnią się od siebie. W przypadku ciśnienia 1 wartość ta wynosi 64,6, ciśnienia 2 – 67,7 oraz ciśnienia 3 – 58,2. Natomiast uśredniona wartość ζ dla całego trójnika wyniosła 63,5. Uzyskane wartości wydają się być bardzo wysokie. Porównano je z wartościami zamieszczonymi przez producenta w dokumentacji technicznej. Stwierdzono, iż informacje podawane przez producenta są bardzo dalekie od rzeczywistości. Podano, że w analizowanym przypadku, czyli odpływie bocznym przy rozdziale strumienia, współczynnik strat lokalnych wynosi 2,5. Zakładając, że wartości zamieszczone w dokumentacji technicznej odnoszą się do sytuacji, w której odpływ boczny stanowi 100% przepływu zasilającego, różnica pomiędzy ζ wyznaczoną doświadczalnie, a podaną przez producenta wynosi aż 17,3. Wartość empiryczna jest większa o niespełna 700%. W przypadku takiej rozbieżności, zastanowić się należy nad faktem, jak duży powstaje błąd w przypadku korzystania z wartości z katalogu w trakcie wykonywania obliczeń. Wyznaczone straty ciśnienia w trakcie obliczeń bardzo różnią się od stanu faktycznego, jaki ma miejsce w instalacji.

Trójnik nr 3

Współczynniki oporów miejscowych dla trójnika nr 3, jak w każdym dotąd analizowanym przypadku maleją wraz ze wzrostem stosunku przepływu bocznego do zasilającego. Dla Q_B/Q_Z równego 0,25 ζ wynosi 66,6. Natomiast dla przepływu, w którym strumień boczny stanowi 100% strumienia dopływowego, współczynnik wynosi 15,2. Różnica pomiędzy największą, a najmniejszą uzyskaną wartością wynosi aż 51,4. Wszystkie otrzymane wyniki zestawiono w tabeli 4. Zauważyć należy,

iz występuje bardzo niewielka różnica pomiędzy współczynnikami oporów miejscowych przy wzroście ciśnienia w instalacji dla danego wariantu Q_B/Q_Z . Jest to pożądane zjawisko ze względu na fakt, iż wzrost ciśnienia w instalacji nie powoduje znacznego wzrostu współczynnika oporów, a następnie samych strat ciśnienia. Średnia wartość wszystkich wyników dla ciśnienia 1 wynosi 31,1, ciśnienia 2 – 29,2 oraz ciśnienia 3 – 27,8. Średnia wartość wszystkich uzyskanych wyników wyniosła 29,4. Porównując wartości współczynników oporów miejscowych uzyskanych w trakcie obliczeń z wartościami podawanymi przez producenta stwierdza się, iż są one dalece różne. W dokumentacji technicznej producenta odnaleźć można wartość współczynnika ζ równą 3,0 dla analizowanego przypadku, tj. trójnik odgałęzienie, rozdział strumienia. Założono, że jest to wartość wyznaczona dla przepływu, w którym odpływ boczny stanowi 100% przepływu zasilającego. Wynika z tego fakt, że współczynnik ζ , który wyznaczono doświadczalnie jest o około 400% większy od wartości katalogowej.

Trójnik nr 4

W przypadku trójnika nr 4 uzyskano błędne wyniki, stąd nie będą one poddane analizie.

4. Wnioski

1. Najmniejsze wartości współczynników oporów lokalnych uzyskano w przypadku trójnika nr 1.
2. Z badań wynika, że wiodący na rynku producenci nie gwarantują najkorzystniejszych warunków przepływu przez trójnik. Kształtkę nr 1, która cechuje się najniższą wartością ζ , zakupiono w marcecie

budowlalnym. Nie jest, więc znany jej producent, a tym samym dane techniczne.

3. Stwierdzono, że dostępne dane w katalogach technicznych producentów nie odzwierciedlają rzeczywistości, co obrazują wyniki badań dla trójników znanych producentów. Pomierzone wartości wielokrotnie przewyższają te deklarowane. Dodatkowo katalogi nie zawierają szczegółowych informacji na temat wielkości ζ . Producenci nie zawsze podają analizowane współczynniki dla wszystkich produkowanych przez siebie systemów i kształtek. Ponadto często nie ma podziału współczynników ze względu na średnicę, ciśnienie oraz stosunek podziału strumienia przepływającej cieczy. Rzadko podawany jest sposób wyznaczenia współczynników – czy został wykonany w sposób analityczny, czy doświadczalny.
4. Dane dotyczące wartości współczynników oporów lokalnych dla kształtek wykonanych z nowoczesnych materiałów, jakimi są tworzywa sztuczne znajdują się jedynie w dokumentacjach technicznych producentów.
5. Zauważono, że dane zawarte w przytoczonej literaturze nie odnoszą się do aktualnych rozwiązań materiałowych. Prezentowane wartości najczęściej odnoszą się do kształtek stalowych. Ponadto duże trudności sprawia znalezienie informacji odnośnie trójników. Podobnie, jak w przypadku danych katalogowych, nie jest wyraźnie zaznaczony podział na wielkość średnicy, czy podział strumienia cieczy.
6. Znaczący wpływ na wartość ζ ma stosunek przepływu wylotowego do wlotowego. Im większy jest ten iloraz, a tym samym strumień wylotowy, to współczynnik jest mniejszy. Ponadto wraz ze wzrostem natężenia wzrasta prędkość oraz liczba Reynoldsa.

7. Powyższa analiza wykazała potrzebę dalszego eksperymentalnego wyznaczenia współczynników oporów lokalnych.

Literatura:

1. Sawicki J.M.: *Mechanika przepływów*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2009, str.172 – 173, 342.
2. Kalenik M, Witowska B.: *Eksperymentalne badania miejscowych oporów hydraulicznych w kształtkach żeliwnych*, [w:] *Acta Scientiarum Polonorum*, nr 5, 2006, str. 31 – 43.
3. Katalog i cennik informacja techniczna, Kan-therm, str. 196.
4. Poradnik projektanta i wykonawcy, Kan-therm, str. 73.
5. Poradnik projektanta, Tweetop, str. 65.
6. Poradnik techniczny, UPONOR, str. 14.
7. System do wody użytkowej i ogrzewania Radopress, Pipielife, str. 14.

mgr inż. Katarzyna Misiołek¹⁾
Politechnika Warszawska
ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa
¹⁾katarzyna.misiolek@is.pw.edu.pl

**Analiza warunków obliczeniowych stanu granicznego
użytkowania dla fundamentów bezpośrednich w obszarach
ochrony krajobrazu w kontekście ochrony gleby
i ograniczenia negatywnego oddziaływania transportu
na środowisko**

*Analysis of calculation methods SLS (serviceability limit states)
of foundation in areas of environmental protection in context
of soil protection and reducing negative interaction of
transport on environment*

Słowa kluczowe: *stan graniczny, norma, fundament bezpośredni, osiadanie, głębokość
aktywna, ochrona środowiska, ochrona gleb;*

Keywords: *SLS, standard, foundation, settlement, limit depth, environmental protection,
soil protection;*

Streszczenie: W artykule poruszono tematykę prowadzenia robót budowlanych na terenach objętych ochroną krajobrazu oraz przedstawiono przykład obliczeniowy dla posadowienia fundamentu bezpośredniego jako początku budowy. Pracę rozpatrywano w kontekście ochrony środowiska ze szczególnym uwzględnieniem ochrony gleby. Starano się również przeanalizować i ograniczyć wpływ negatywnego oddziaływania transportu na środowisko w okresie prowadzenia robót budowlanych. W pracy opisano sposób realizacji budowy ze szczególnym uwzględnieniem ograniczenia zanieczyszczeń. Artykuł podsumowano wnioskami.

1. Wstęp

Celem pracy jest poruszenie tematyki prowadzenia robót budowlanych na terenach objętych ochroną krajobrazu oraz przedstawienie

przykładu obliczeniowego dla posadowienia fundamentu bezpośredniego jako początku budowy.

Pierwotnie w swojej pracy Autor chciał przedstawić analizę warunków obliczeniowych stanu granicznego użytkowania dla fundamentów bezpośrednich według norm polskich (od roku 1959) i obowiązującej normy europejskiej w celu porównania metod obliczeń oraz różnicy wyników. Ostatecznie w pracy przedstawiono przykład obliczeń fundamentu bezpośredniego dla piasków średnich w stanie luźnym według normy PN-EN 1997-1:2008.

W pracy Autor zwrócił szczególną uwagę na aspekty prawne, jakie należy spełnić przed rozpoczęciem robót. Opisano metody ochrony środowiska podczas prowadzenia prac budowlanych, z uwzględnieniem tematów ochrony gleby oraz ograniczenia transportu, który ma negatywny wpływ na środowisko.

2. Obszar ochrony krajobrazu – analiza

Obszar ochrony krajobrazu jest to forma ochrony przyrody mająca na celu zapewnienie równowagi ekologicznej względnie nie zaburzonych systemów przyrodniczych danego obszaru, które pełnią rolę otulinową lub łącznikową parków narodowych i krajobrazowych. [5] Obszary te wyznacza sejmik województwa, jednak ich likwidacja lub zmiana granic może nastąpić po zaopiniowaniu przez właściwe miejscowo rady gmin. Ponadto projekty uchwał sejmiku województwa związane z obszarami wymagają uzgodnienia z właściwym regionalnym dyrektorem ochrony środowiska.

Skutkiem prawnym wynikającym z utworzenia obszaru chronionego krajobrazu jest wprowadzenie wybranych zakazów spośród

wymienionych w przepisie art. 24 ust. 1 ustawy z dnia 26 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody. Przy czym zakazy nie muszą występować na całym obszarze chronionym.

Poniżej przedstawiono zakazy opisane w w/w ustawie:

1. Zakaz zabijania dziko występujących zwierząt, niszczenia ich nor, legowisk, innych schronień i miejsc rozrodu oraz tarlisk, złożonej ikry, z wyjątkiem amatorskiego połowu ryb oraz wykonywania czynności związanych z racjonalną gospodarką rolną, leśną, rybacką i łowiecką;
2. Zakaz realizacji przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko w rozumieniu przepisów ustawy z dnia 3 października 2008 r. o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz o ocenach oddziaływania na środowisko;
3. Zakaz likwidowania i niszczenia zadrzewień śródpolnych, przydrożnych i nadwodnych, jeżeli nie wynikają one z potrzeby ochrony przeciwpowodziowej i zapewnienia bezpieczeństwa ruchu drogowego lub wodnego lub budowy, odbudowy, utrzymania, remontów lub naprawy urządzeń wodnych;
4. Zakaz wydobywania do celów gospodarczych skał, w tym torfu, oraz skamieniałości, w tym kopalnych szczątków roślin i zwierząt, a także minerałów i bursztynu;
5. Zakaz wykonywania prac ziemnych trwale zniekształcających rzeźbę terenu, z wyjątkiem prac związanych z zabezpieczeniem przeciwsztormowym, przeciwpowodziowym lub przeciwsuwiskowym lub utrzymaniem, budową, odbudową, naprawą lub remontem urządzeń wodnych;

6. Zakaz dokonywania zmian stosunków wodnych, jeżeli służą innym celom niż ochrona przyrody lub zrównoważone wykorzystanie użytków rolnych i leśnych oraz racjonalna gospodarka wodna lub rybacka;
7. Zakaz likwidowania naturalnych zbiorników wodnych, starorzeczy i obszarów wodno-błotnych;
8. Zakaz lokalizowania obiektów budowlanych w pasie szerokości 100 m od linii brzegów rzek, jezior i innych zbiorników wodnych, z wyjątkiem urządzeń wodnych oraz obiektów służących prowadzeniu racjonalnej gospodarki rolnej, leśnej lub rybackiej;
9. Zakaz lokalizowania obiektów budowlanych w pasie szerokości 200 m od linii brzegów klifowych oraz w pasie technicznym brzegu morskiego.

Zakazy, o których mowa w ust. 1, nie dotyczą:

1. wykonywania zadań na rzecz obronności kraju i bezpieczeństwa państwa;
2. prowadzenia akcji ratowniczej oraz działań związanych z bezpieczeństwem powszechnym;
3. realizacji inwestycji celu publicznego [6]

3. Pozwolenie na budowę a oddziaływanie na środowisko

Zgodnie z obowiązującym prawem pozwolenia na budowę wymagają prace budowlane oddziałujące w znacznym stopniu na środowisko w sposób negatywny. Inwestor jest zobowiązany do przeprowadzenia oceny oddziaływania robót na środowisko. Powinien przedstawić opinie profesjonalistów, np. pracowników uczelni, pozwolenia i uzgodnienia z organami, w tym w zakresie ochrony środowiska.

Co więcej, warunkiem uzyskania pozwolenia na budowę jest między innymi zgodność projektu budowlanego z ustaleniami miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego albo decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu w przypadku braku miejscowego planu, a także wymaganiami ochrony środowiska, w szczególności określonymi w decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach.

W trakcie prowadzenia prac budowlanych inwestor zobowiązany jest do jak najmniejszej ingerencji w środowisko naturalne, a w szczególności ochronę gleby, zieleni, naturalnego ukształtowania terenu i stosunków wodnych. Dopuszcza się wykorzystywanie i przekształcanie elementów przyrodniczych wyłącznie w takim zakresie, w jakim jest to konieczne w związku z realizacją konkretnej inwestycji. Jeżeli ochrona elementów przyrodniczych nie jest możliwa, należy podejmować działania mające na celu naprawienie wyrządzonych szkód, w szczególności przez kompensację przyrodniczą. Wymagany zakres kompensacji przyrodniczej w przypadku przedsięwzięć, dla których była przeprowadzona ocena oddziaływania na środowisko, określa decyzja o środowiskowych uwarunkowaniach oraz inne decyzje, przed wydaniem których została przeprowadzona ocena oddziaływania przedsięwzięcia na środowisko. [6]

4. Norma PN-EN 1997-1:2008

Poniżej przedstawiono i wyjaśniono kolejność obliczeń posadowienia fundamentu bezpośredniego na podstawie obowiązującej normy.

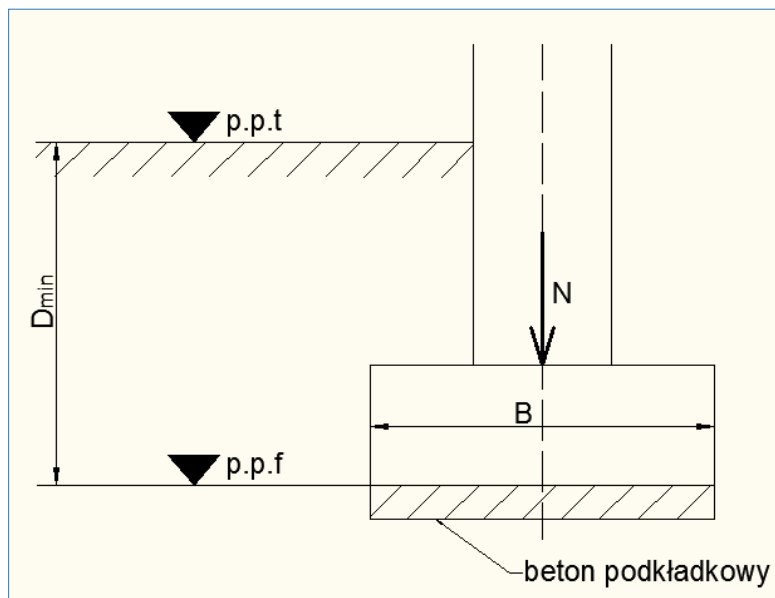
4.1. Definicja fundamentu

Fundament jest to najniższa część budowli, bezpośrednio stykająca się z podłożem i przenosząca na nie w sposób bezpieczny ciężar własny budowli i wszelkie jej obciążenia. Aby fundament był bezpiecznie zaprojektowany, niezbędne jest spełnienie warunków: wymaganej nośności, dopuszczalnych osiadań, właściwej stateczności i wytrzymałości. Fundament powinien być również zaprojektowany ekonomicznie, aby koszt budowy nie przewyższał późniejszych zysków.

Nośność fundamentu zależy od warunków wodno-gruntów oraz wymiarów fundamentu. Naprężenie w podłożu pod fundamentem wywołane obciążeniem nie może przekraczać nośności podłoża. Nośność fundamentu sprawdza się wg I stanu granicznego.

Osiadanie budowli zależy od wymiarów fundamentu i naprężeń w podłożu fundamentowym (od I stanu granicznego) oraz od rodzaju podłoża. Odkształcalność podłoża nie może przekroczyć odkształceń dopuszczalnych. Osiadanie fundamentu oblicza się wg II stanu granicznego [2].

W pracy przyjęto tzw. fundament bezpośredni, czyli płytko posadowiony (2m pod pierwotnym poziomem terenu) o wymiarach $L \times B = 2,5 \times 2,5$ [m], na który działa siła $N = 1000$ [kN]. Schemat fundamentu przedstawia rysunek nr 1.



Rysunek 1. Posadowienie fundamentu bezpośredniego: D_{min} - głębokość posadowienia $D_{min}=2$ m, B - szerokość fundamentu $B=2,5$ m, N - siła działająca na fundament $N=1000$ kN, p.p.f- poziom posadowienia fundamentu, p.p.t- pierwotny poziom terenu

Źródło: Opracowanie własne

4.2. Wprowadzenie do normy PN-EN 1997-1:2008

W roku 1975 Komisja Wspólnoty Europejskiej, działając na podstawie artykułu 95 Traktatu, ustaliła progi działań w zakresie budownictwa. Celem programu było usunięcie przeszkód technicznych w handlu i harmonizacja specyfikacji technicznych. W ramach tego programu Komisja podjęła inicjatywę utworzenia zbioru zharmonizowanych reguł technicznych dotyczących projektowania konstrukcji, które początkowo miałyby stanowić alternatywę dla reguł krajowych obowiązujących w państwach członkowskich, a ostatecznie miałyby te reguły zastąpić. W Eurokodach uznaje się odpowiedzialność władz administracyjnych każdego z państw członkowskich i zastrzega,

że władze te mają prawo do ustalania wartości, związanych z zachowaniem krajowego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji, w przypadku gdy wartości te w poszczególnych państwach są różne.

Państwa członkowskie UE i EFTA uznają, że Eurokody stanowią dokumenty odniesienia:

- do wykazania zgodności budynków i obiektów inżynierskich z wymaganiami podstawowymi dyrektywy Rady 89/106/EWG, szczególnie z wymaganiem podstawowym nr 1 – Nośność i stateczność, oraz wymaganiem podstawowym nr 2 – Bezpieczeństwo pożarowe;
- jako podstawa do zawierania umów dotyczących obiektów budowlanych i związanych z nimi usług inżynierskich;
- jako dokument ramowy do opracowania zharmonizowanych specyfikacji technicznych dotyczących wyrobów budowlanych [3].

4.3. Obliczenie pierwszego stanu granicznego

Norma PN-EN 1997-1:2008 określa stan naprężenia i odkształcenia w gruncie spod fundamentu jako stan graniczny nośności GEO wywołany zniszczeniem lub nadmiernym odkształceniem podłoża gruntowego, gdy wytrzymałość skały lub gruntu jest decydująca dla zapewnienia nośności, tj. występuje wypieranie gruntu spod fundamentu lub ścięcie gruntu w poziomie posadowienia.

Dla konstrukcji, kiedy ich nośność może być zagrożona zniszczeniem lub nadmiernym odkształceniem podłoża, w każdym przypadku projektowym (dla każdej kategorii geotechnicznej obiektu) zaleca się sprawdzenie stanu granicznego nośności GEO w celu określenia nośności granicznej podłoża.

Przy sprawdzaniu stanu granicznego nośności podłoża GEO norma PN-EN 1997-1:2008 wskazuje trzy podejścia obliczeniowe, określone przez różne zestawy współczynników częściowych. Zadaniem współczynników częściowych jest eliminacja ewentualnych błędów wynikających z:

- przyjętych do obliczeń wartości parametrów geotechnicznych,
- przyjętych do obliczeń wartości oddziaływań,
- niepewności zastosowanego modelu obliczeniowego.

Załącznik Krajowy, przy sprawdzaniu stanów granicznych podłoża GEO na wypieranie gruntu spod fundamentu i na poślizg fundamentu w poziomie posadowienia zaleca stosowanie podejścia projektowego 2*, opisywanego jako A1+M1+R2. [4].

Warunek obliczeniowy I stanu granicznego nośności GEO:

$$V_d \leq R_d \quad (1)$$

gdzie:

V_d - wartość obliczeniowa składowej pionowej obciążenia V , [kN],

$$V_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k \text{ [kN]} \quad (2)$$

gdzie:

γ_G, γ_Q - współczynniki częściowe do oddziaływań, $\gamma_G=1,35$ i $\gamma_Q=1,5$, odczytano z tabeli (załącznik nr 4).

G_k - charakterystyczne obciążenie stałe, $G_k = 1000$ [kN],

Q_k - charakterystyczne obciążenie zmienne, $Q_k = 0$ [kN].

R_d - wartość obliczeniowa oporu przeciw oddziaływaniu (obliczeniowy opór graniczny podłoża), [kN],

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R;V}} [kN] \quad (3)$$

gdzie:

R_k - wartość charakterystyczna oporu przeciw oddziaływaniu (nośności granicznej), wyznaczanego w warunkach z odpływem lub bez odpływu, [kN],

$\gamma_{R;V}$ - współczynnik częściowy do oporu gruntu (nośności), [-],

$$R_k = A' (c'^{N_c} b_c s_c i_c + q'^{N_q} b_q s_q i_q + 0,5 \gamma'_k B'^{N_\gamma} b_\gamma s_\gamma i_\gamma) [kN] \quad (4)$$

gdzie:

c' - spójność efektywna, [kPa],

q' -efektywne naprężenie od nakładu w poziomie podstawy fundamentu, [kPa],

γ'_k - efektywny ciężar objętościowy gruntu poniżej poziomu posadowienia, kN/m^3],

N_q, N_c, N_γ - obliczeniowe współczynniki dla nośności, wyznaczono wg wykresu,

φ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego, [°],

b_q, b_c, b_γ - współczynniki nachylenia podstawy fundamentu, [-],

s_q, s_c, s_γ - współczynniki kształtu fundamentu prostokątnego wyznaczone ze wzorów:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \sin \varphi'_k = 1 + \left(\frac{2,5}{2,5} \right) \sin 30^\circ [-] \quad (5)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0,3 \left(\frac{2,5}{2,5} \right) [-] \quad (6)$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,7 \cdot 20 - 1}{20 - 1} [-] \quad (7)$$

i_q, i_c, i_γ - współczynniki nachylenia obciążenia pionowego spowodowanego wystąpieniem obciążenia poziomego N , [-],

A' - efektywne obliczeniowe pole powierzchni fundamentu wyznaczone ze wzoru:

$$A' = L' B' [m^2] \quad (8)$$

L', B' - efektywne wymiary fundamentu wyznaczone ze wzoru:

$$L' = L - 2e_L [m] \quad (9)$$

$$B' = B - 2e_B [m] \quad (10)$$

e_L, e_B - mimośrodowość działania obciążenia, [m].

Przykładowe sprawdzenie I stanu granicznego dla piasków średnich w stanie luźnym:

- wartość obliczeniowa obciążenia pionowego

$$V_d = 1,35 \cdot 1000 = 1350 [kN]$$

- efektywne naprężenie od nakładu w poziomie posadowienia

$$q' = D \gamma'_k [kPa]$$

gdzie:

D - głębokość posadowienia fundamentu, $D = 2 [m]$,

γ'_k - ciężar objętościowy gruntu, $[kN/m^3]$.

$$q' = 2,0 \cdot 17,7 = 35,4 \text{ [kPa]}$$

- współczynniki nośności odczytano z wykresu dla $\varphi'_k = 30^\circ$

$$N_q = 20$$

$$N_c = 30$$

$$N_\gamma = 17$$

- współczynnik kształtu fundamentu

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \varphi'_k = 1 + \left(\frac{2,5}{2,5}\right) \sin 30^\circ = 1,50$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \left(\frac{2,5}{2,5}\right) = 0,70$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,7 \cdot 20 - 1}{20 - 1} = 0,68$$

Ponieważ fundament jest obciążony osiowo, to $L' = L$ i $B' = B$.

Podstawa fundamentu nie jest pochylona $\alpha = 0$, zatem wszystkie współczynniki pochylenia podstawy:

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1$$

Siła jest prostopadła do fundamentu, zatem:

$$i_q = i_\gamma = i_c = 1$$

Wartość charakterystyczna oporu przeciw oddziaływaniu w warunkach z odpływem przyjmuje postać:

$$R_k = 2,5 \cdot 2,5(0 \cdot 30 \cdot 0,68 + 35,4 \cdot 20 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 17,7 \cdot 2,5 \cdot 17 \cdot 0,7) \\ = 8283 [kN]$$

Wartość obliczeniowa oporu przeciw oddziaływaniu w warunkach z odpływem przyjmuje postać:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R;V}} = \frac{8283}{1,4} = 5916 [kN]$$

- warunek stanu granicznego GEO

$$V_d \leq R_d$$

$$1350 [kN] \leq 5916 [kN]$$

Zarówno grunty niespoiste w stanie luźnym, jak i grunty spoiste w stanie miękkoplastycznym spełniają warunek I stanu granicznego nośności GEO. Zatem pozostałe grupy gruntów również spełnią sprawdzaną równość.

4.4. Obliczenie drugiego stanu granicznego

Sprawdzenie stanu granicznego użytkowalności w podłożu należy przeprowadzać według nierówności:

$$E_d \leq C_d \quad (11)$$

gdzie:

E_d - wartość obliczeniowa efektu oddziaływań (składnik przemieszczenia fundamentu), [mm],

C_d - graniczna obliczeniowa wartość efektu oddziaływań, przy której może wystąpić stan graniczny użytkowalności, [mm].

Wartości współczynników częściowych w przypadku stanów granicznych użytkowności zaleca się na ogół przyjmować równe 1,0. Stąd można przyjąć, że obliczenia wykonuje się dla wartości charakterystycznych.

Norma PN-EN 1997-1:2008 zaleca przeprowadzanie obliczeń osiadań, niezależnie od kategorii geotechnicznej obiektu, w przypadku jego posadowienia na gruntach spoistych plastycznych. W przypadku obiektów 2. i 3. kategorii geotechnicznej, posadowionych na gruntach spoistych o konsystencji plastycznej do twardoplastycznej, zaleca się zawsze wykonanie obliczeń przemieszczeń pionowych (osiadań) s [4].

Według PN-EN 1997-1:2008 osiadania całkowite fundamentu można obliczać dwiema metodami:

- 1) sumowania odkształceń warstw podłoża (odkształceń jednoosiowych zgodnie z modelem liniowo-plastycznym odkształcenia się od gruntu),
- 2) uproszczoną metodą ośrodka sprężystego (odkształceń trójosiowych zgodnie z modelem sprężystym odkształcenia się gruntu).

W pracy zastosowano metodę sumowania odkształceń warstw podłoża (odkształceń jednoosiowych zgodnie z modelem liniowo-plastycznym odkształcenia się od gruntu).

Warunek stanu granicznego użytkowności dla przemieszczeń pionowych (osiadań) przyjmuje postać:

$$s \leq s_{max} \quad (12)$$

gdzie:

s - wartość osiadań całkowitych podłoża pod obiektem budowlanym, [mm],

s_{max} - wartości osiadań dopuszczalnych, dla powszechnie stosowanych rozwiązań konstrukcji budynków nie stawia się szczególnych wymagań co do wielkości osiadań. W pracy przyjęto $[s_{dop}] = 5 \text{ cm}$ jak dla hali przemysłowych.

Przykładowe sprawdzenie II stanu granicznego użytkowalności dla piasków grubych i średnich w stanie luźnym.

Osiadanie fundamentu sztywnego oblicza się jako sumę osiadań poszczególnych warstw od naprężeń od obiektu budowlanego σ_{zq} ze wzoru:

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zqi} \cdot h_i}{M_{0i}} \sum_{i=1}^n \frac{\eta_{si} \cdot h_i}{M_{0i}} \quad (13)$$

gdzie:

s_i - osiadanie poszczególnych warstw od naprężeń od obiektu budowlanego σ_{zqi} , [mm],

σ_{zqi} - naprężenie od obiektu budowlanego w środku warstwy zgodnie ze wzorem:

$$\sigma_{zq} = q\eta_s [\text{kPa}] \quad (14)$$

gdzie:

q - średnie obciążenie od fundamentu, [kPa], $q = \frac{Q}{BL} = \frac{1000}{2,5 \cdot 2,5} = 160 [\text{kPa}]$,

η_s - współczynnik wyznaczany z wykresu (załącznik nr4),

Q - obciążenie skupione przekazywane przez fundament, [kN].

$$\sigma_{zq} = 160 \cdot 1 = 160 [\text{kPa}]$$

$$\overline{\sigma_{zqi}} = \frac{\sigma_{zq1} + \sigma_{zq2}}{2} = \frac{160 + 88}{2} = 124 [\text{kPa}]$$

Naprężenia należy obliczać dla każdej warstwy, tu zdefiniowanej jako $h_i = 1$ [m], do głębokości aktywnej z_{max} , na której naprężenia od obiektu budowlanego σ_{zq} są równe lub mniejsze od 20% naprężeń od ciężaru własnego gruntu $\sigma_{z\rho}$.

$$s = \frac{h_i \cdot i}{M_{0i}} [cm] \quad (15)$$

h_i - miąższość rozpatrywanej warstwy obliczeniowej, [cm], w przykładzie rozpatrzono warstwę pierwszą,

M_{0i} - wartość charakterystyczna edometrycznego modułu ścisłości pierwotnej rozpatrywanej warstwy, [kPa],

i - liczba kolejnej warstwy, [-].

$$s = \frac{124 \cdot 1}{58000} = 0,0021 [cm]$$

- całkowite osiadanie gruntu:

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = 0,0048 [cm]$$

Dla piasków grubych i średnich w stanie luźnym

$$s = 0,0048 [cm] \leq s_{max} = 5 [cm]$$

5. Metody ochrony gleby

Tereny ochrony krajobrazu charakteryzują się szczególnymi zasadami. Bez zgody RDOŚ (Regionalnej Dyrekcji Ochrony Środowiska) nie można np. wybudować domu jednorodzinnego.

Jeśli jednak RDOŚ zgodzi się na inwestycję, należy ze szczególną uwagą przestrzegać zasad ochrony gleb.

Ochrona gleb jest to szereg działań podejmowanych przez człowieka, prowadzących do zachowania oraz właściwego użytkowania gleb. Celem ochrony gleb jest:

- Zapobieganie zmniejszaniu się areалу gleb (działalność procesów erozji gleb),
- Zapobieganie niekorzystnym zmianom środowiska glebowego (zmiany stosunków wodnych, niewłaściwa mechanizacja, wadliwa mechanizacja, zanieczyszczenia przemysłowe)
- Zachowanie dla badań naukowych klasycznie ukształtowanych gleb, stanowiących wzorce służące do porównań i oceny stopnia przekształceń gleb narażonych na oddziaływanie człowieka.

Podczas prowadzenia budowy, a w szczególności wykopów, wyjątkową uwagę należy zwrócić na ograniczenie emisji zanieczyszczeń. Podstawą jest szczelność wszystkich urządzeń i pojazdów spalinowych, tj. koparki, zagęszczarki itp. Innym bardzo ważnym aspektem budowy jest ograniczenie chemizacji budowy do minimum. W przypadkach szczególnych należy zabezpieczyć glebę przed wsiąkaniem szkodliwych substancji. W tym celu można zastosować specjalne geomembrany. Prace ziemne należy prowadzić w porach suchych, o niskich stanach wód podziemnych. Bardzo ważna jest również odpowiednia gospodarka odpadami. Budowa powinna odbywać się w sposób uporządkowany, z wyznaczeniem miejsc do segregowania odpadów. Miejsca te powinny być zabezpieczone, a śmieci posegregowane w pojemnikach. Odpady wielkogabarytowe, które w sposób szczególny mogą zagrażać środowisku powinny być składowane na podłożu nieprzepuszczalnym.

6. Negatywne oddziaływania transportu na środowisko w okresie prowadzenia robót budowlanych

Każde prace budowlane oddziałują na środowisko. Jednak realizacja i eksploatacja przedsięwzięcia nie może powodować przekroczeń standardów jakości powietrza. W okresie trwania budowy może nastąpić wzrost emisji zanieczyszczeń do powietrza atmosferycznego, co będzie związane z transportem prowadzonym na terenie budowy.

W celu ograniczenia emisji zanieczyszczeń wprowadzanych do powietrza na etapie budowy należy:

- Unikać składowania nadmiernej ilości materiałów budowlanych na placu budowy,
- Materiały sypkie winny być przewożone i magazynowane w sposób ograniczający emisję pyłów,
- Prace ziemne związane z budową należy prowadzić w sposób eliminujący nadmierne pylenie,
- Plac budowy i drogi dojazdowe należy utrzymywać w stanie ograniczającym niezorganizowaną emisję pyłów,
- Do budowy należy stosować gotowe mieszanki wytwarzane w wytwórniach, ograniczając do minimum mieszanie kruszywa ze spoiwem na miejscu budowy,
- Masy bitumiczne przewozić transportem posiadającym zabezpieczenia ograniczające emisję oparów.

W celu minimalizacji oddziaływania emisji wprowadzanych do powietrza w wyniku ruchu drogowego na jakość powietrza należy wykonać nasadzenia zieleni izolacyjnej z wykorzystaniem gatunków

odpornych na zanieczyszczenia powietrza. Również po zakończeniu prowadzenia budowy należy zasadzić krzewy i drzewa w celu poprawy jakości powietrza atmosferycznego.

6.1. Metody ograniczania zanieczyszczeń powodowane na terenie budowy

Podczas prowadzenia prac na terenie budowy należy ograniczyć przestrzenne zagospodarowanie i przekształcenie środowiska przyrodniczego do niezbędnego minimum. W celu zminimalizowania negatywnego oddziaływania na powierzchnię ziemi oraz gleby ważne jest zachowanie odpowiedniego reżimu technologicznego, w tym: właściwe zabezpieczenie miejsca robót (uszczelnienie powierzchni baz i zaplecza budowy), zbiorników, maszyn, urządzeń oraz użytkowanych i składowanych materiałów oraz rozmieszczenia na czas realizacji inwestycji miejsc składowania odpadów, miejsc stacjonowania pojazdów prowadzących prace budowlane, niezbędnej infrastruktury dla pracowników budowlanych itp. Istotna jest również optymalizacja lokalizacji tras dojazdowych do miejsca budowy inwestycji. Wskazane jest także unikanie wprowadzenia ciężkiego sprzętu oraz składowania materiałów na teren nieobjęty inwestycją, co pozwoli ograniczyć bezpośrednie zniszczenie siedlisk roślin.

Należy zorganizować plac budowy i zaplecza oraz drogi techniczne, zapewniając oszczędne korzystanie z terenu i minimalne przekształcenie jego powierzchni, a w szczególności:

- Bazy materiałowe zaplecza powinny być zorganizowane w sposób minimalizujący zajętość terenu w tym powierzchni biologicznie czynnej (pola, łąki, lasy),

- Należy dążyć do wytyczenia dróg dojazdowych do placów budowy w oparciu o istniejącą sieć szlaków komunikacyjnych,
- Drogi techniczne w miarę możliwości powinny być lokalizowane w projektowanym pasie budowy [7].

7. Wnioski

Celem pracy było poruszenie tematyki prowadzenia robót budowlanych na terenach objętych ochroną krajobrazu oraz przedstawienie przykładu obliczeniowego dla posadowienia fundamentu bezpośredniego jako początku budowy.

W pracy przedstawiono definicję obszaru ochrony krajobrazu, cele oraz zasady jakimi powinni się kierować władze sejmiku wojewódzkiego przy wyznaczaniu tego typu terenów. Praca opisuje również obowiązki inwestora, które powinien on spełnić przed rozpoczęciem prac budowlanych na terenach ochronnych, które mogą w sposób negatywny wpływać na środowisko. Inwestor zobowiązany jest do dostarczenia opinii, badań i pozwoleń w celu udzielenia zgody na roboty. Opinie te udzielają władze związane z ochroną środowiska, urzędy gmin zajmujące się miejscowym planem zagospodarowania przestrzennego oraz kwalifikowani pracownicy uczelni. W trakcie prowadzenia prac budowlanych inwestor zobowiązany jest do jak najmniejszej ingerencji w środowisko naturalne, a w szczególności ochronę gleby, zieleni, naturalnego ukształtowania terenu i stosunków wodnych. Temat sposobu ochrony gleb oraz ograniczenia zanieczyszczeń spalinowych został opisany przez Autora.

Ze względu na poruszenie tematu rozpoczęcia robót budowlanych, w pracy przedstawiono algorytm obliczeń stanu granicznego użytkowania

dla fundamentów bezpośrednich według obowiązującej normy. Przykładowe obliczenia wykonano dla piasków średnich w stanie luźnym.

Literatura:

1. Hasło „norma” oraz „ISO”, wikipedia.pl, sprawdzono dnia 23.02.2016r.
2. Grabowski Z., Obrycki M., Pisarczyk S.: *Fundamentowanie*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa 2005.
3. Norma PN-EN-1:2008 Eurokod 7. *Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne*.
4. Dąbska A., Gołębiewska A.: *Podstawy geotechniki. Zadania według Eurokodu 7*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa 2012.
5. Hasło „obszar ochrony krajobrazu”, portal wiedzy.onet.pl, sprawdzono dnia 23.02.2016r.
6. Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004r. o ochronie przyrody, art. 24 ust. 1.
7. www.gddkia.gov.pl, „Budowa obwodnicy m. Hrubieszów w ciągu drogi krajowej Nr 74 Janów Lubelski – granica państwa”.

mgr inż. Mariusz Tarnowski¹⁾
Politechnika Białostocka
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Katedra Systemów Inżynierii Środowiska
ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok
¹⁾kamerkawb@wp.pl

Przepompownie i tłocznie ścieków – zdalny monitoring

Pumping stations and sewage pumping stations - remote monitoring

Słowa klucze: *przepompownia ścieków, GPRS, tłocznia ścieków, monitorowanie, wizualizacja*

Keywords: *keywords sewage pumping station, GPRS, press treatment, monitoring, visualization*

Streszczenie: W referacie zostanie przedstawiony wpływ dynamicznego rozwoju urządzeń i usług telekomunikacyjnych na rozwiązania „od monitorowania, do zdalnej, bezprzewodowej automatyki włącznie” przepompowni i tłoczni ścieków. Dzięki możliwości wsparcia użytkownika poprzez wykorzystanie narzędzi do zdalnego dostępu do komputerów na stacjach dyspozytorskich szybkość reakcji serwisowej jest liczona w pojedynczych godzinach. Wykorzystanie technologii GPRS oraz Internetu gwarantuje użytkownikowi bezpieczne i bezstresowe użytkowanie opisanego, inteligentnego systemu monitoringu obiektów rozproszonych, jakimi są przepompownie i tłocznie ścieków. Wdrożenie systemu istotnie redukuje koszty eksploatacji przepompowni/tłoczni ścieków lub innych obiektów rozproszonych. Wyróżniające cechy użytkowe prezentowanego systemu ujawniają się zwłaszcza w czasie awarii jednej z kaskadowo pracujących przepompowni ścieków, w sytuacji konieczności wyłączenia jej z „ruchu”, w obliczu zagrożenia podtopieniem otoczenia tej przepompowni. Dzięki dwukierunkowej wymianie danych, użytkownik uzyskuje możliwość zdalnego oddziaływania na obiekt, tj. uruchamiania pompy lub pomp, testowania i załączania agregatu, (jeżeli przepompownia jest w takowy wyposażona), dezaktywacji pomp lub czujników pływakowych, włączania sygnalizacji alarmowej lub jej dezaktywacji, itp.

Na końcu zostaną przedstawione wyniki i efekty wprowadzenia nowości technicznych do efektywnego zarządzania pracami przepompowni/tłoczni ścieków, co skutkuje poprawą pracy sieci kanalizacyjnych.

1. Wstęp

Wpływ dynamicznego rozwoju urządzeń i usług telekomunikacyjnych na rozwiązania „od monitorowania do zdalnej, bezprzewodowej automatyki włącznie” jest faktem oczywistym. Łączność poprzez sieć telefonii komórkowej GSM, bazująca na wykorzystaniu infrastruktury operatora, jest stosowana w tego rodzaju aplikacjach od połowy lat 90-tych i historycznie bazowała głównie na komunikatach „SMS”. Przełomem było pojawienie się w ofercie operatorów telefonii komórkowej GSM możliwości korzystania z tzw. pakietowej transmisji danych, zwanej skrótowo „GPRS”. Pojawienie się przed dekadą szeroko dostępnej usługi GPRS stworzyło przesłanki do znaczącej redukcji kosztów przesyłania dużych ilości danych i jest podstawą prezentowanego, kompleksowego rozwiązania, dedykowanego nie tylko monitorowaniu, ale także sterowaniu, z możliwością wykorzystania Internetu włącznie.

Jako sprzętową podstawę rozwoju oprogramowania dla „aplikacji dedykowanej” wybrano nowoczesną i nieustannie rozwijaną rodzinę modułów telemetrycznych. Urządzenia najbardziej predysponowane do zastosowania w opisywanym segmencie aplikacyjnym, to telemetryczne moduły, które łączą w sobie cechy klasycznego sterownika PLC zintegrowanego z modemem GSM/GPRS.

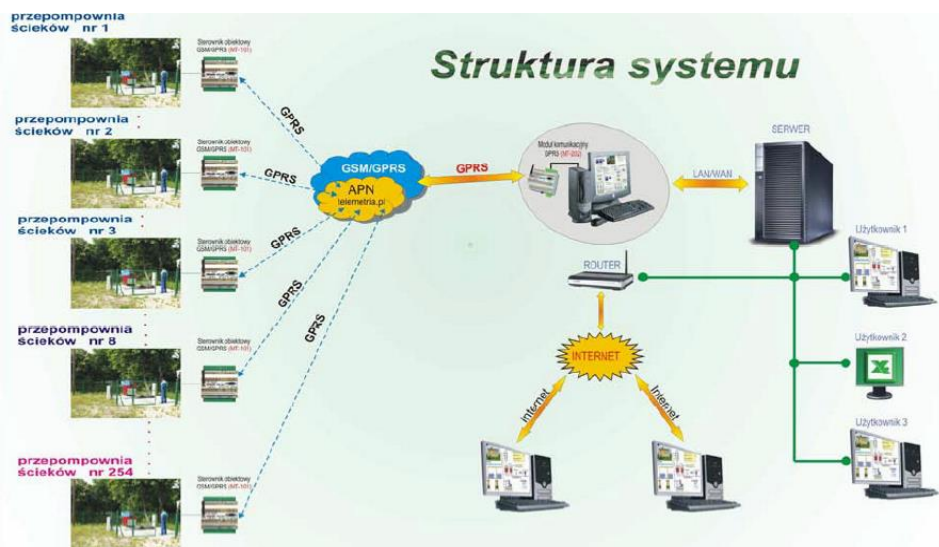
Urządzenia te, uzupełnione o nowoczesne oprogramowanie pełnią funkcję terenowych sterowników obiektowych. Jedną z wyróżniających cech nowoczesności jest możliwość zdalnej modyfikacji oprogramowania, co znacznie ułatwia zdalne usuwanie potencjalnych awarii, pozwala na

zdalną aktualizację oprogramowania wewnętrznego, jak i aplikacyjnego modułów telemetrycznych. Dzięki możliwości zdalnego wsparcia użytkownika poprzez wykorzystanie narzędzi do zdalnego dostępu do komputerów na stacjach dyspozytorskich, szybkość reakcji serwisowej jest liczona w pojedynczych godzinach. Wykorzystanie technologii GPRS oraz Internetu gwarantuje użytkownikowi bezpieczne i bezstresowe użytkowanie oferowanego, inteligentnego systemu monitoringu obiektów rozproszonych. Wdrożenie systemu istotnie redukuje koszty eksploatacji przepompowni ścieków lub innych obiektów rozproszonych.

Wbudowane w strukturę systemu dodatkowe narzędzia analizujące „w tle” ponad 100 parametrów z każdej przepompowni informują na bieżąco operatora nie tylko o standardowych awariach, ale również o innych nieprawidłowościach w pracy przepompowni, które pozornie nie są klasyfikowane, jako stany awaryjne, pomimo że w rzeczywistości wymagają interwencji serwisowej.

2. Struktura systemu monitoringu i jego główne składniki

Wyróżniające cechy użytkowe przedstawianych systemów ujawniają się zwłaszcza w czasie awarii jednej z kaskadowo pracujących przepompowni ścieków, w sytuacji konieczności wyłączenia jej z „ruchu”, w obliczu zagrożenia podtopieniem otoczenia tej pompowni. Oferowane rozwiązanie umożliwia zdalne „przejęcie” sterowania przepompowniami w trybie online, co może pomóc wygospodarować „dodatkowy czas na usunięcie awarii”. Wymienione atuty ekonomiczne potwierdzają i podkreślają, że oferowany system spełnia „współczesne” oczekiwania użytkowników. [1]



Rysunek 1. System sterowania i monitorowania przepompowni i tłoczni ścieków

Źródło: Meprozet Brzeg [3]

Analizując przedstawioną powyżej strukturę systemu należy wyróżnić 2 typy obiektów:

- rozproszone w terenie obiekty typu przepompownie i tłocznie ścieków, podlegające pełnemu monitoringowi w trybie *online*. Nadzorowi podlega proces realizowany na tych obiektach. Szafki sterownicze w przepompowniach i tłoczniach ścieków są wyposażone w zaprogramowane moduły telemetryczne. W każdym z modułów telemetrycznych zainstalowana jest karta SIM posiadająca statyczny numer IP, wybranego operatora sieci komórkowej (T-Mobile, ORANGE lub POLKOMTEL).

- stację dyspozytorską wyposażoną w komputer stacjonarny z monitorem panoramicznym LCD oraz zasilaczem UPS, do którego podłączona jest bramka GPRS, z zainstalowaną kartą SIM, przekazująca dane z monitorowanych obiektów do dedykowanego systemu pracującego pod kontrolą systemu operacyjnego WINDOWS XP/7/8. Na komputerze

zainstalowany jest inteligentny system do monitorowania i zdalnego sterowania pracą obiektów rozproszonych w trybie *online* z wykorzystaniem technologii GPRS do transmisji danych. Należy podkreślić, że opisywany system został specjalnie przystosowany do obsługi technologii GPRS.

Nie posiada on ograniczeń dotyczących maksymalnej liczby obiektów, które można włączyć do jego struktury. Co więcej, dynamiczny rozwój infrastruktury oraz usług oferowanych przez operatorów sieci komórkowych gwarantuje stabilny rozwój systemu opartego na opisywanej technologii. Wykorzystana w systemie metoda odbioru i przekazywania danych nie powoduje konfliktów z innymi urządzeniami wymagającymi dostępu do Internetu.

3. Wykorzystanie technologii GPRS do transmisji danych

Wykorzystanie technologii GPRS do transmisji danych gwarantuje użytkownikowi bezpieczny i niezawodny kanał komunikacyjny dostępny przez 24h, którym, za pośrednictwem infrastruktury wybranego operatora telefonii komórkowej, przesyłane są dane pomiędzy monitorowanymi przepompowniami i tłoczniami, a stacją operatorską. Podstawowa zaletą tej technologii jest niezawodność i bezpieczeństwo przesyłanych danych, brak bezpośrednich kosztów tworzenia i utrzymania własnej infrastruktury sieci, gwarancja dynamicznego rozwoju technologii bezprzewodowej transmisji danych oraz bardzo niskie koszty eksploatacji.[2]

Specjalnie dedykowany dla technologii GPRS serwer komunikacyjny gwarantuje przekazywanie do systemu wizualizacji danych obiektowych wraz z pełnym „stemplem czasowym” zaistnienia zdarzenia w monitorowanej przepompowni. Oznacza to, że jakiegokolwiek

większe niż standardowe dla technologii GPRS opóźnienie w przesyłaniu danych pomiędzy obiektem, a stacją operatorską, nie powoduje przekłamań w systemie, gdyż każda ramka z danymi jest znakowana czasem wystąpienia zdarzenia na obiekcie, a nie czasem odebrania jej przez system.

Warunkiem koniecznym wykorzystania transmisji GPRS do zastosowań telemetrycznych jest posiadanie karty SIM operatora GSM mogącej logować się do APN udostępniającego statyczną adresację IP. Wymóg ten podyktowany jest koniecznością zapewnienia jednoznaczności adresowania i identyfikowania użytkowników sieci transmisji danych.

4. Koszty wykorzystania technologii GPRS do transmisji danych

Korzystanie z technologii GPRS wymaga zainstalowania w modułach telemetrycznych na przepompowniach oraz w bramce na stacji operatorskiej specjalnie skonfigurowanych kart SIM.

Warunkiem prawidłowej i stabilnej pracy systemu jest wykupienie kart SIM zarejestrowanych w APN telemetria.pl, który gwarantuje użytkownikowi utrzymanie stabilnego kanału komunikacyjnego, szybką reakcję serwisową oraz utrzymanie niskich kosztów eksploatacji. Użytkownik ponosi też wszystkie koszty związane z aktywacją i eksploatacją kart SIM.

Główną zaletą jest uśrednianie ruchu na kartach SIM, tzn. karty rozliczane są przez operatora w ramach konta użytkownika, a nie każda indywidualnie. Dzięki takiemu rozwiązaniu obiekty o większej dynamice w przypadku wykorzystania pakietu przypisanego do swojej karty SIM „pożyczają” niewykorzystane pakiety od innych kart. Z uwagi na fakt, że średnie wykorzystanie pakietu, przez obiekty pracujące w systemie

monitoringu, nie przekracza 60 do 70% nie występuje przypadek, aby użytkownik ponosił dodatkowe, ponad abonament, koszty z tytułu transmisji danych.

Karty SIM mogą być aktywowane u jednego z 3 operatorów, tj.: T-Mobile, Orange, Polkomtel.

Możliwe jest aktywowanie kart SIM w 2 wariantach:

- system abonamentowy z regularną, comiesięczną płatnością
- system pre-paid, czyli karty przedpłaconej, z opłaconą transmisją z góry za dany okres.

Z uwagi na fakt, że bramka GPSR na stacji operatorskiej sumuje ruch wychodzący i przychodzący z wszystkich monitorowanych przepompowni musi ona być wyposażona w kartę z większym pakietem danych

5. Oprogramowanie aplikacyjne modułów telemetrycznych w przepompowaniach ścieków

Oprogramowanie aplikacyjne modułów telemetrycznych, zainstalowanych w monitorowanych przepompowniach ścieków, realizuje złożony algorytm sterowania pracą przepompowni ścieków oraz przekazywania danych w trybie zdarzeniowym do stacji dyspozytorskiej.

Dodatkowo, dzięki dwukierunkowej wymianie danych, użytkownik uzyskuje możliwość zdalnego oddziaływania na obiekt, tj. uruchamiania pompy lub pomp, testowania i załączania agregatu (jeżeli przepompownia jest w takowy wyposażona), dezaktywacji pomp lub czujników pływakowych, włączania sygnalizacji alarmowej lub jej dezaktywacji, itp. Wystąpienie w obiekcie dowolnego ze zdefiniowanych w rejestrach sterownika zdarzenia powoduje przesłanie informacji

o aktualnym statusie całego obiektu (przepompowni i tłoczni) do stacji operatorskiej.

Oprogramowanie modułów telemetrycznych w pełni realizuje tryb zdarzeniowy zarówno dla wartości binarnych (dwustanowych), jak i analogowych. Zaimplementowane w oprogramowaniu modułu procedury gwarantują wierne odtworzenie w systemie krzywej zmian poziomu ścieków w zbiorniku lub prądu pobieranego przez pompy. Całość realizowana jest zgodnie z zasadami teorii sygnałów, co gwarantuje już wspomniane wierne odtworzenie kształtu krzywych, a zatem rzetelną analizę w systemie danych bieżących i archiwalnych. Wszystkie dane zapamiętane są w pamięci sterownika w sposób nieulotny, tzn. zanik zasilania nie powoduje ich utraty.

W przypadku chwilowego braku usługi GPRS oprogramowanie wewnętrzne modułu telemetrycznego buforuje w rejestrach zdarzenia, które zaistniały w monitorowanym urządzeniu. Pojemność rejestratora pozwala zbuforować zdarzenia do 2 godzin przy średniej dynamice obiektu. Przywrócenie przez operatora usługi GPRS powoduje automatyczne wysłanie do stacji operatorskiej wszystkich zbuforowanych i niewysłanych ramek zdarzeniowych oraz przejście modułu do pracy w trybie *online*. Takie rozwiązanie gwarantuje użytkownikowi zachowanie ciągłości danych.

Każda szafa sterownicza wyposażona jest w dedykowany moduł UPS zapewniający, w przypadku zaniku zasilania podstawowego, podtrzymanie zasilania modułu przez okres ok. 5 h. Możliwe jest wydłużenie czasu podtrzymania przez zastosowanie akumulatora o większej pojemności, co gwarantuje podtrzymanie zasilania przez okres do 24 h. Kolejną korzyścią wynikającą z zastosowania specjalizowanego

modułu UPS jest ochrona akumulatora przed całkowitym rozładowaniem oraz zapewnienie napięcia zasilającego na odpowiednim poziomie przez cały czas pracy z akumulatora. Taki poziom napięcia gwarantuje prawidłowy odczyt wartości poziomu ścieków oraz prądu pomp podczas braku zasilania podstawowego. Zatem zanik zasilania podstawowego nie przerywa procesu monitorowania. Do systemu monitorowania na bieżąco są przekazywane informacje o poziomie ścieków oraz wszelkich włamaniach, przekroczeniach poziomów, itd.

Poniżej przedstawiono podstawowe funkcje realizowane przez oprogramowanie sterujące pracą przepompowni zapisane w pamięci FLASH modułu telemetrycznego:

- naprzemienna praca pomp,
- pomiar poziomu ścieków w komorze na podstawie sygnału z sondy hydrostatycznej lub ultradźwiękowej,
- pomiar natężenia prądu pobieranego przez pompy,
- pełna transmisja zdarzeniowa zarówno dla sygnałów binarnych na wejściach sterownika, jak i analogowych,
- częstotliwość generowania zdarzeń od zmian sygnałów poziomu lub prądu, zależna od dynamiki zmian wielkości mierzonych, gwarantująca wierne odtworzenie przebiegu mierzonych wielkości przy zmiennej dynamice procesu,
- załączanie pomp na podstawie analizy wartości poziomu odczytanego z sondy hydrostatycznej,
- prawidłowa realizacja algorytmu sterowania pracą pomp po długim zaniku zasilania podstawowego,
- w przypadku pracy 2 pomp jednocześnie, załączanie i wyłączanie drugiej pompy następuje z przesunięciem 5 lub 10 sekund,

- automatyczne załączanie drugiej pompy jako wspomagającej (gdy jedna już pracuje) w przypadku dopływu ścieków większej wydajności jednej pompy. 2 warunki załączenia drugiej pompy, tj. przekroczenie poziomu ALARM lub brak obniżenia się poziomu ścieków poniżej wartości MIN po upływie zadanego czasu, liczonego o momentu załączenia pierwszej pompy,
- automatyczne przełączenie na drugą pompę w przypadku wystąpienia awarii pompy aktualnie załączonej,
- informowanie o awarii sondy hydrostatycznej z automatycznym przełączeniem na pracę w oparciu o sygnał z czujników pływakowych,
- w przypadku awarii czujników pływakowych, możliwość zdalnego (z poziomu stacji dyspozytorskiej) ich odłączenia od wejść sterownika,
- możliwość zoptymalizowania zużycia energii poprzez zdefiniowanie dwóch poziomów MIN oraz MAX dla różnych taryf energetycznych i wykorzystania retencji zbiornika,
- przełączenie na drugą pompę po upływie zadanego czasu (np. 20 minut), w przypadku, gdy dopływ równoważy wydajność pompy - wyrównywanie czasu pracy pomp,
- automatyczne załączenie pompy pomimo nieosiągnięcia poziomu MAX po zadanym okresie czasu (typowo ok. 3 h), w celu uniknięcia zjawiska zagniwania ścieków w komorze,
- cykliczne (np. co kilka cykli) załączanie 2 pomp jednocześnie (z zachowaniem 5 lub 10 sekundowego przesunięcia) w celu zwiększenia ciśnienia w rurociągu tłocznym i usunięcia z jego ścianek osadów,
- możliwość odpompowania ścieków do tzw. sucha biegu roboczego, jak zadaną ilość cykli pracy pomp,

- możliwość blokowania jednoczesnej pracy 2 pomp, np. gdy przydzielona przez zakład energetyczny moc jest zbyt mała,
- programowany czas działania sygnalizacji akustyczno-wizualnej,
- możliwość wyboru trybu działania sygnalizacji akustyczno-wizualnej w zależności od rodzaju urządzenia, tj. sygnał ciągły lub przerywany w stosunku 2/3,
- możliwość zdalnego (GPRS) lub lokalnego programowania poziomów SUCH, MIN, MAX, ALARM,
- możliwość programowego wyboru, które stany awaryjne wymagają potwierdzenia zwrotnego do sterownika przez operatora systemu wizualizacji,
- możliwość programowego negocowania stanów logicznych na wejściach sterownika,
- możliwość programowego definiowania rodzaju zbocza dla sygnałów binarnych na wejściach sterownika,
- możliwość programowego określania, które sygnały wejściowe mają generować zdarzenia do systemu wizualizacji,
- generowanie danych do systemu wizualizacji w trybie zdarzeniowym (zarówno od wejść binarnych, jak i analogowych), a w przypadku barku zdarzeń (np. brak dopływu ścieków) w trybie cyklicznym czasowym,
- możliwość łączenia z wprowadzonymi do pamięci sterownika numerami telefonów komórkowych, w przypadku braku reakcji ze strony operatora systemu na zaistniały na obiekcie stan alarmowy
- możliwość programowego definiowania, które stany logiczne mają przyznany status awarii krytycznej,

- możliwość aktywowania funkcji łączenia ze wskazanymi numerami telefonów komórkowych w przypadku braku potwierdzenia przez operatora systemu (w ciągu np. 10 minut) przychodzącej z obiektu informacji o zaistnieniu krytycznej sytuacji alarmowej,
- możliwość generowania (w przypadku krytycznym braku usługi GPRS) komunikatu SMS informującego operatora o sytuacji awaryjnej w monitorowanych przepompowniach,
- funkcja trybu burzowego ograniczającego maksymalny czas pracy pomp z możliwością ustalenia przerwy pomiędzy kolejnymi cyklami załączeń.

5.1.1. Synchronizacja czasu w modułach telemetrycznych na przepompowniach ścieków

Każdy moduł telemetryczny posiada własny zegar czasu rzeczywistego (RTC). W celu zapewnienia dokładnej synchronizacji czasu w modułach systemu, serwer komunikacyjny systemu codziennie synchronizuje czas we wszystkich modułach we włączonych do systemu przepompowniach ścieków. Zapobiega to problemom z przestawieniem czasu podczas zmiany z czasu letniego na zimowy i odwrotnie. Jako wzorzec czasu traktowany jest czas systemowy komputera tworzącego stację operatorską.

Podłączenie komputera do Internetu zapewnia utrzymanie dokładnego wskazania czasu z uwagi na proces synchronizacji z wzorcem zewnętrznym realizowany cyklicznie przez system operacyjny WINDOWS XP/7/8.

6. Archiwizacja danych w systemie monitoringu

Funkcjonalność modułów telemetrycznych pozwala na czasowe buforowanie danych w rejestrach modułu, w przypadku chwilowego zaniku usługi GPRS. Średni czas buforowania wynosi 2h.

Dane przekazywane do systemu monitorowania przez moduły telemetryczne są, po przetworzeniu przez serwer komunikacyjny, zapisywane w kontenerze baz danych, w bazie danych SQL, na dysku twardym komputera tworzącego stację operatorską. Program do wizualizacji pracy przepompowni na bieżąco śledzi zmiany w bazie danych i odpowiednio interpretuje je wizualnie w aplikacji do wizualizacji.

Generalnie do bazy danych na stacji operatorskiej zapisywane są wszystkie informacje przekazywane przez moduły telemetryczne oraz wszystkie operacje wykonane w systemie przez operatora. Oprogramowanie aplikacyjne modułów telemetrycznych przekazuje z każdej przepompowni do systemu prawie 30 informacji. Są to zarówno informacje podstawowe o załączeniu oraz awarii pomp, zaniku zasilania, włamaniu do obiektu, położeniu przełącznika trybu pracy, pracy z UPS-a, jak i zaawansowane informujące o specjalnych trybach pracy, np. pompownia do sucha biegu roboczego, zdalne zatrzymanie pracy pomp, itp. Oprogramowanie modułu sprawdza także sprawność sondy, bezpieczniki w obwodach sterowania stycznikami, uszkodzenia styków stycznika oraz wiele innych.

Każdego dnia uruchamiany jest automatycznie program do archiwizacji, na nośniku zewnętrznym, np. pamięci FLASH, danych zapisanych w bazie MySQL, itp.

7. Archiwizacja danych w systemie monitoringu

Funkcjonalność modułów telemetrycznych pozwala na czasowe buforowanie danych w rejestrach modułu, w przypadku chwilowego zaniku usługi GPRS. Średni czas buforowania wynosi 2h.

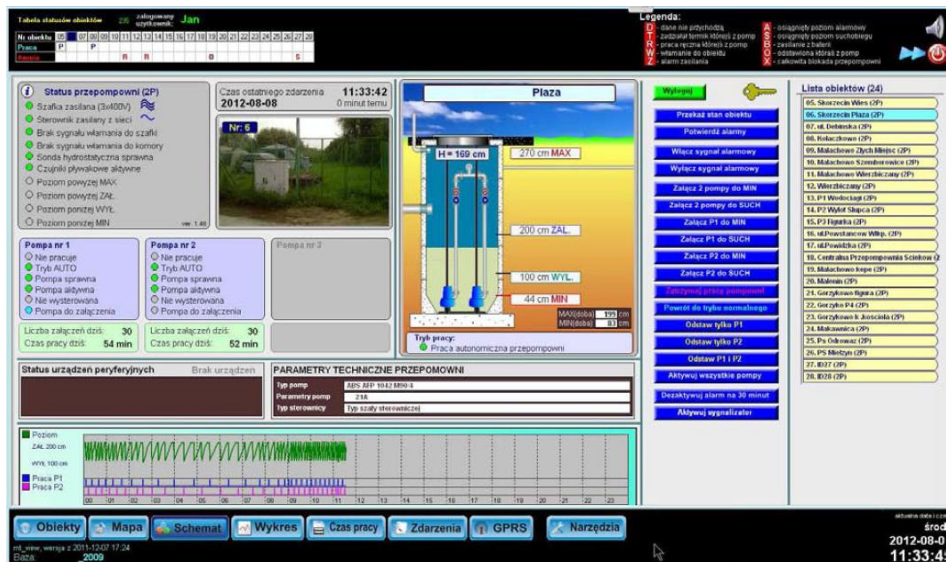
Dane przekazywane do systemu monitorowania przez moduły telemetryczne są, po przetworzeniu przez serwer komunikacyjny, zapisywane w kontenerze baz danych, w bazie danych SQL, na dysku twardym komputera tworzącego stację operatorską. Program do wizualizacji pracy przepompowni na bieżąco śledzi zmiany w bazie danych i odpowiednio interpretuje je wizualnie w aplikacji do wizualizacji.

Generalnie do bazy danych na stacji operatorskiej zapisywane są wszystkie informacje przekazywane przez moduły telemetryczne oraz wszystkie operacje wykonane w systemie przez operatora. Oprogramowanie aplikacyjne modułów telemetrycznych przekazuje z każdej przepompowni do systemu prawie 30 informacji. Są to zarówno informacje podstawowe o załączeniu oraz awarii pomp, zaniku zasilania, włamaniu do obiektu, położeniu przełącznika trybu pracy, pracy z UPS-a, jak i zaawansowane informujące o specjalnych trybach pracy, np. pompownia do sucha biegu roboczego, zdalne zatrzymanie pracy pomp, itp. Oprogramowanie modułu sprawdza także sprawność sondy, bezpieczniki w obwodach sterowania stycznikami, uszkodzenia styków stycznika oraz wiele innych.

Każdego dnia uruchamiany jest automatycznie program do archiwizacji, na nośniku zewnętrznym, np. pamięci FLASH, danych zapisanych w bazie MySQL, itp.

8. System wizualizacji pracy przepompowni ścieków

W systemie wizualizacji zdefiniowanych jest ponad 40 parametrów, które podlegają procesowi wizualizacji. Wspomniano już wcześniej, iż oprogramowanie do wizualizacji na bieżąco „śledzi” zmiany zachodzące w bazie danych i przedstawia aktualny status obiektu.



Rysunek 2. Wizualizacja pracy przepompowni - parametry

Źródło: Meprozet Brzeg [3]

Nad zdjęciem obiektu w specjalnej ramce widoczna jest rzeczywista data i czas ostatniego zdarzenia zarejestrowanego dla aktualnie wyświetlanej przepompowni. Należy podkreślić, że prezentowany czas jest rzeczywistym czasem zaistnienia zdarzenia w przepompowni, a nie zapisu w bazie danych.

Zatem informacje zebrane w bazie i podlegające analizie w systemie oferują użytkownikowi funkcjonalność tzw. „czarnej skrzynki”, a więc pozwalają na pełną analizę procesu w obiekcie oraz

działań podjętych przez operatora (przyjęcia informacji o zdarzeniu alarmowym, podjętych decyzjach, wykonanych rozkazach, itd.).

Z uwagi na fakt, że system oferuje również możliwość zdalnego sterowania pracą przepompowni, operator po zalogowaniu ma możliwość przesyłania rozkazów sterujących. Do podstawowych należą:

- załączanie pompy lub pomp do poziomu MIN lub SUCHobiegu
- dezaktywacja logiczna pompy
- blokowanie pracy pomp, aż do osiągnięcia poziomu alarmowego
- kasowanie/ustawianie liczników czasu pracy pomp
- przekazywanie aktualnego statusu obiektu na żądanie
- zwrotne potwierdzanie przyjęcia informacji o zdarzeniach krytycznych na przepompowni [4].

System wizualizacji zawiera wszystkie istotne dla użytkownika informacje.

- Szafka zasilania – sygnał pobierany z wyjścia przełącznikowego z czujnika CKF.
- Sterownik zasilany z sieci 230V – sygnał z wejścia UPS modułu. Informuje czy moduł jest aktualnie zasilany z zasilacza 230V AC//24V DC czy z akumulatora buforującego poprzez moduł UPS.
- Brak sygnału włamania do szafki sterowniczej – sygnał pobierany z czujnika krańcowego, zamontowanego na drzwiach szafki sterowniczej lub detektora ruchu dla wykonania specjalnego.
- Sonda hydrostatyczna sprawna – w przypadku, gdy wartość prądu generowana przez przetwornik do wskazanego poziomu sterownik aktywuje kontrolkę „Awaria sondy”. W przypadku uszkodzenia sondy lub przepalenia bezpiecznika zabezpieczającego wejście w module użytkownik jest informowany o wystąpieniu takiego zdarzenia.

Komunikat o uszkodzeniu sondy może się pojawić podczas jej czyszczenia, gdy nie jest zanurzona w medium i na jej membranę nie oddziałuje ciśnienie słupa wody. W takim przypadku treść wygenerowanego komunikatu nie świadczy o jej uszkodzeniu. Po ponownym zanurzeniu sondy w medium opisywany komunikat powinien zniknąć po kilku sekundach.

- Poziom powyżej ALARM – standardowo dla układu 2 pływaki (SUCH + ALARM) sygnał pobierany z czujnika przekroczenia poziomu ALARM. Informuje, że poziom ścieków w komorze przekroczył wartość krytyczną. W przypadku braku czujnika pływakowego oznaczonego, jako poziom ALARM, sygnał ten jest generowany, gdy poziom ścieków, odczytany z sondy hydrostatycznej lub ultradźwiękowej, przekroczy wartość zdefiniowaną w rejestrach modułu jako poziom ALARM.
- Poziom powyżej MAX - wartość MAX (podobnie jak MIN, zakres sondy, offset sondy, zakres przetwornika prądu) zapisana jest w rejestrach sterownika. Przekroczenie poziomu (odczyt z sondy) zdefiniowanego, jako MAX, powoduje ustawienie w odpowiednim rejestrze modułu flagi (poziom > MAX) i aktywowanie na ekranie kontrolki z kolorze błękitnym wraz z komunikatem „Poziom powyżej MAX”.

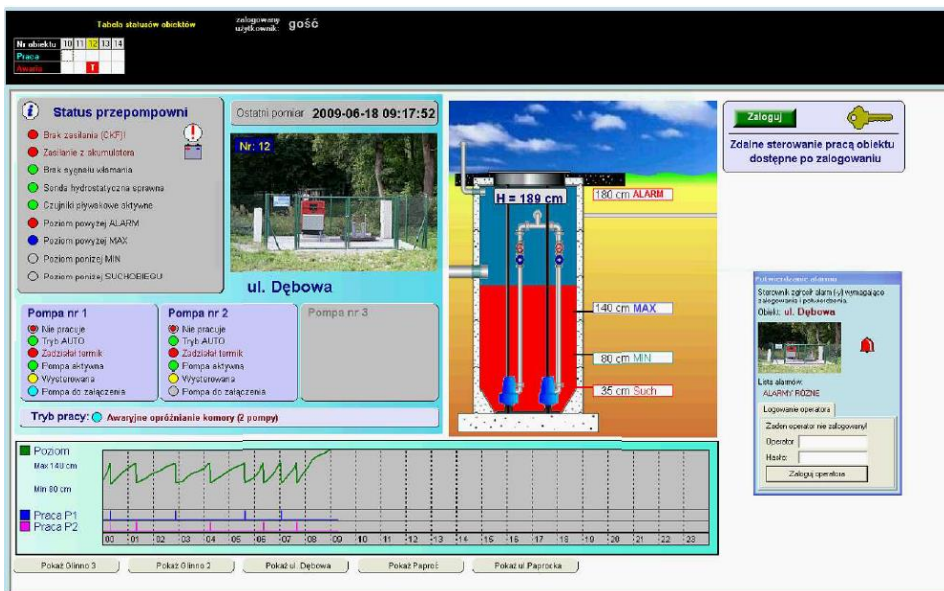
Ustawienie flagi poziom większego MAX standardowo powoduje załączenia oczekującej w kolejce pompy i rozpoczęcie cyklu wypompowania ścieków do osiągnięcia poziomu oznaczonego jako MIN

- Poziom poniżej MIN - obniżenie poziomu ścieków (odczyt z sondy) poniżej wartości zdefiniowanej jako MIN powoduje ustawienie rejestrze modułu flagi (poziom < MIN) i aktywowanie na ekranie

kontrolki z kolorze błękitnym wraz z komunikatem „Poziom poniżej MIN”. Standardowo ustawienie tej flagi następuje każdorazowo na zakończenie cyklu pompowania i powodują wyłączenie pompy lub pomp.

- Poziom poniżej SUCH-obiegu - standardowo dla układu 2 pływaki (SUCH + ALARM) sygnał pobierany z czujnika pływakowego poziomu SUCH-obiegu. Informuje, że poziom ścieków w komorze obniżył się poniżej wartości krytycznej określonej jako poziom SUCH-obiegu. W przypadku braku czujnika pływakowego oznaczonego jako poziom SUCH-obieg, sygnał ten jest generowany, gdy poziom ścieków, odczytany z sondy hydrostatycznej lub ultradźwiękowej, spadnie poniżej wartości zdefiniowanej w rejestrach modułu jako poziom SUCH-obieg.
- Pracuje/Nie pracuje (pompa) – sygnał potwierdzenia załączenia pompy pobierany ze styku pomocniczego przekaźnika lub soft-startu potwierdzającego załączenie stycznika lub soft-startu wyjścia.
- Tryb AUTO – sygnał pobierany z przełącznika trybu pracy, zamontowanego standardowo na elewacji drzwi wewnętrznych szafy sterowniczej, informujący o aktualnie wybranym trybie pracy danej pompy. Tryb AUTO oznacza, że pompa załączana jest z wyjścia sterownika i pracuje zgodnie z zadany algorytmem.
- Pompa sprawna/Zadziałał termik – sygnał informujący o awarii danej pompy pobierany ze styku pomocniczego wyłącznika silnikowego, styków zabezpieczenia termicznego w pompie i czujnika wilgotności. Z uwagi na fakt, że sygnały z w/w czujników są połączone szeregowo, czyli realizują funkcję iloczynu, zatem

zadziałanie choćby jednego z zabezpieczeń powoduje aktywację sygnału o awarii danej pompy.



Rysunek 3. Wizualizacja pracy przepompowni - sygnalizacja

Źródło: Meprozet Brzeg [3]

Pompa aktywna/Pompa odstawiona – sygnał logiczny stworzony na podstawie wartości, tzw. bitu odstawienia pompy. W przypadku, gdy operator stwierdzi, że dana pompa jest zapchana lub nie powinna być załączana przez sterownik z innych przyczyn może zdalnie ją „odstawić”, czyli dezaktywować. Po „odstawieniu” pompy sterownik nie załącza jej w kolejnych cyklach pracy, a proces pompowania realizowany jest przez drugą pompę. Tryb odstawienia umożliwia ograniczenie bezproduktywnego zużycia energii przez niesprawną pompę lub w przypadku wystąpienia uszkodzenia mechanicznego, np. zwiększone opory łożysk, zapobiega dalszej degradacji urządzenia.

Po wykonaniu naprawczych czynności serwisowych i przywróceniu pełnej sprawności pompy należy ją „aktywować”.

- Pompa wystawiana/niewystawiana – sygnał logiczny stworzony na podstawie wartości, tzw. bitu wystawiania pompy. Kontrolka w kolorze żółtym informuje, że wyjście sterujące załączeniem danej pompy w sterowniku jest w stanie aktywnym, czyli pompa powinna zostać załączona, jeżeli jest sprawna. Zatem konsekwencją wystawiania stycznika lub aktywowania soft-startu powinno być potwierdzenie załączenia pompy (kontrolka „Pompa pracuje”). Jeżeli pomimo aktywnego wyjścia w sterowniku brak jest potwierdzenia pracy pompy, wówczas należy sprawdzić jaka jest przyczyna braku załączenia stycznika lub aktywacji soft-startu.
- Pompa do załączenia – kontrolka informująca, która pompa zostanie załączona w kolejnym cyklu pompowania.
- Dobowy licznik liczby załączeń i czasu pracy - pole podręcznego, dobowego licznika liczby załączeń każdej z pomp i czasu pracy od godz. 00:00 dnia bieżącego
- W tym polu wyświetlany jest stan dobowego (liczony od godz. 00:00 dnia bieżącego) licznika czasu pracy każdej z pomp, jak i liczby załączeń.

Pole to służy do szybkiej analizy porównawczej. W celu bardziej przeprowadzenia bardziej szczegółowej analizy czasu pracy i/lub liczby załączeń należy „kliknąć” na przycisk „Czas pracy”.

Struktura programu wizualizacji pracy przepompowni stworzona została na bazie dedykowanych funkcjonalnie zakładki. Dodatkowo w celu szybkiej analizy aktualnego statusu monitorowanych obiektów, w lewej, górnej części ekranu programu do wizualizacji wyświetlany jest pasek statusowy.

W programie do wizualizacji należy wyróżnić następujące zakładki:

- obiekty – zestawienie tabelaryczne aktualnych stanów wszystkich monitorowanych przepompowni. Umożliwia błyskawiczne analizę aktualnych stanów monitorowanych przepompowni, np. poziomy, prądy, położenia przełączników trybu pracy, awarie, itd.
- mapa – graficzne przedstawienie lokalizacji obiektów na mapie z nałożonymi kontrolkami aktualnego statusu (postój, praca, awaria, brak łączności).
- schemat – szczegółowy schemat przepompowni z animacją poziomu, aktualnie ustawionymi poziomami, pełnym statusem przepompowni, informacja o dacie i godzinie zaistnienia na obiekcie ostatniego zdarzenia, które zostało przesłane do systemu, zdjęciem obiektu. Dodatkowo szybki podgląd cykli pracy pomp i zmian poziomów.
- wykres – szczegółowy i przede wszystkim wiernie odwzorowujący rzeczywistość wykres zmian poziomów ścieków, prądów pomp oraz cykli ich pracy. Dodatkowo dedykowane okienko do graficznej analizy krzywych oraz pełnego statusu obiektu.

Zainstalowana jest funkcja zmniejszania lub zwiększania podstawy czasu do wyświetlenia danych.

Jest możliwość eksportu danych do formatu XLS, do wykorzystania w programie EXCEL lub innym arkuszu kalkulacyjnym.

Okno kalendarza umożliwiające wybór dowolnego dnia do analizy danych i wyświetlenia.

Dane przekazywane do systemu wizualizacji są znakowane czasem wystąpienia zdarzenia na obiekcie, a nie czasem zapisu danej do bazy.

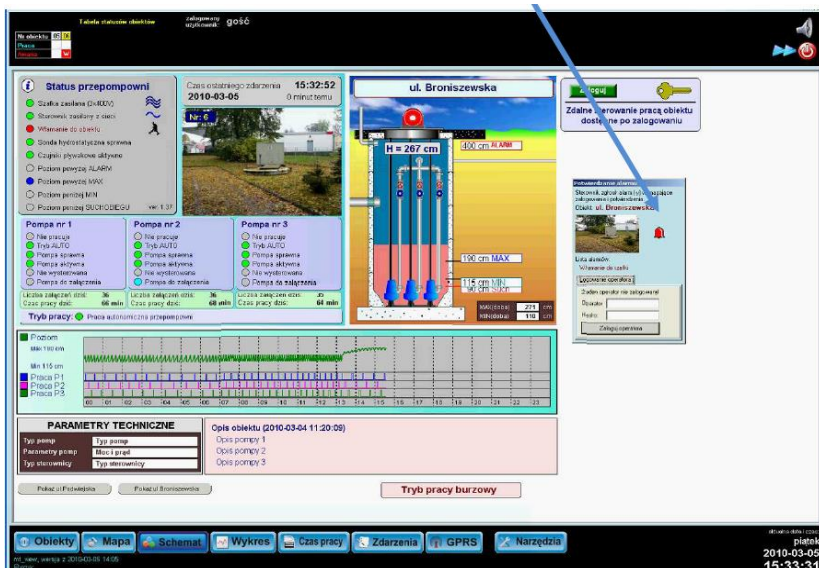
Zatem czas transferu danej do systemu oraz wnoszone przez technologie GPRS kilkusekundowe opóźnienia nie wpływają na wierność odwzorowania zdarzeń zachodzących na monitorowanym obiekcie.

Podczas analizy danych archiwalnych możliwe jest przełączenie się w tryb podglądu wartości bieżących bez konieczności opuszczania okna programu.

Mamy możliwość wyświetlania w oknie wartości z ostatniego zdarzenia zapisanego w bazie danych.

- czas pracy – pełna analiza czasu pracy każdej z pomp oraz liczby załączeń. Możliwa analiza dokładna w cyklu dobowym tygodniowym, miesięcznym i rocznym. Dodatkowo zdjęcie każdego obiektu ułatwiające identyfikację.
- zdarzenia – pełna analiza na zasadzie „czarnej skrzynki” wszystkich zdefiniowanych zdarzeń, które wystąpiły na obiekcie oraz działań podjętych przez operatora systemu
- GPRS – pełna statystyka wykorzystania pakietu danych dla każdej karty SIM + analiza liczby wylogowań modułu z trybu GPRS
- narzędzia – zestaw programów dla operatora do testowania siności bazy danych, wpisywania danych dla poszczególnych obiektów, wyboru kolorów tła, itp.

W przypadku wystąpienia stanu awaryjnego na dowolnym z monitorowanych obiektów generowany jest komunikat w postaci ekranu typu pop-up, który jest nadrzędny nad innymi komunikatami. Dodatkowo generowany jest sygnał akustyczny oraz dotwarzany przez głośniki nagrany komunikat informujący o awarii na obiekcie.



Rysunek. 4. Wizualizacja pracy przepompowni - archiwum

Źródło: Meprozet Brzeg [3]

W przypadku otwarcia szafki sterowniczej sygnał włamania jest bardzo głośny. Ponieważ włamanie może być następstwem prowadzenia prac konserwacyjnych, operator może dezaktywować sygnał akustyczny generowany przez system.

System może sprawdzić automatycznie czy administrator nie dokonał np. zmian poziomów załączania i wyłączania. Wprowadzanie zmian przez administratora nie wymaga restartowania systemu.

Wszystkie mierzone w systemie wartości fizyczne, tj. np. poziom ścieków czy prąd pomp, liczby załączeń pomp czy czasy ich pracy są wykorzystywane do celów sterowania pracą przepompowni lub analizy prawidłowej pracy pomp. Zarejestrowane wartości nie mogą być wykorzystywane do obliczania wielkości przepływu ścieków czy wielkości energii zużywanej przez silniki pomp na cele rozliczeniowe. Do celów rozliczeniowych służą zalegalizowane przyrządy posiadające zatwierdzenie GUM.[4]

9. Programy narzędziowe dla administratorów do zarządzania systemem

Dla administratorów systemu dostępne jest ponad 10 programów narzędziowych, ułatwiających zarządzanie systemem, dokonywanie w nim zmian, zdalne zmiany parametrów na przepompowniach, rozbudowę systemu o kolejne obiekty, itp.

Do definiowania kolejnego obiektu w strukturze służy program MT_Admin.

Struktura systemu pozwala na bezproblemowe włączanie do jego struktury kolejnych obiektów (np. przepompowni, tłoczni). [2]

10. Wnioski

1. Wprowadzenie systemów umożliwiających monitorowanie i zdalne sterowanie przepompowniami i tłoczniami ścieków w dużym stopniu niweluje konieczność ingerencji bezpośredniej pracowników w urządzenia.
2. Skraca czas reakcji na awarie, umożliwia stwierdzenie rodzaju awarii i nieprawidłowości występujących w danym obiekcie.
3. Umożliwia lokalizację wystąpienia zakłóceń pracy w terenie.
4. Możliwości wynikające z dwukierunkowej komunikacji z obiektami umożliwia zoptymalizowanie pracy samych urządzeń oraz poprawia pracę układu sieci kanalizacyjnego.
5. Pełna archiwizacja prac pompowni i tłoczni ścieków umożliwia pełną analizę wyników, zoptymalizowania pracy układów kanalizacji ciśnieniowej i grawitacyjnej.
6. Wprowadzenie takich rozwiązań jest dużym krokiem ułatwiającym pracę i zarządzanie obiektami kanalizacyjnymi.

Literatura:

1. Gorzelania A.: *Tłocznie ścieków efektywny i bezpieczny transport ścieków*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o., 2014.
2. Łomotowski J.: *Kanalizacja ciśnieniowa – kierunki zmian w stosowanych rozwiązaniach*, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach PWN, Poznań 2014.
3. Meprozet Brzeg „Monitoring przepompowni ścieków” Brzeska fabryka pomp i armatury 2013.
4. Wiesmman D.: *Komunalne przepompownie ścieków*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o., 2001.