# JCEEA

# Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury

# Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

Kwartalnik
tom XXXIII
zeszyt 63 (nr 2/II/2016)
kwiecień-czerwiec

(e-ISSN 2300-8903)

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

Wydano za zgodą Rektora

R e d a k t o r  n a c z e l n y
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

R a d a  N a u k o w a
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Števulová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočak (Słowacja)
prof. Zinoviy Blikharskyy (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

K o m i t e t  R e d a k c y j n y
(afiliacja: Polska)

*redaktor naczelny*
dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

*redaktorzy tematyczni* (*naukowi*)
dr hab. inż. Bartosz MILLER, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

*redaktor statystyczny*
dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

*sekretarz redakcji*
dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

*członkowie*
dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA
dr inż. Michał JUREK, dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz

P r z y g o t o w a n i e  m a t r y c
Sabina KORDANA

p-ISSN 2300-5130
e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

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

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

Informacje dodatkowe i stopka – str. 505

# SPIS TREŚCI

Tomasz ABEL: Analiza stateczności konstrukcji zespolonej „rura-wykładzina ściśle pasowana" na podstawie wytycznych DWA-A143-2 …… 7

Marek BOGACKI, Mateusz RZESZUTEK, Kamil HEBA: Modelowanie dyspersji zanieczyszczeń powietrza w kanionie ulicznym na przykładzie Alei Krasińskiego w Krakowie …….. 21

Dorian CZARNIECKI, Daniel SŁYŚ: Analiza techniczna i finansowa podgrzewania murawy boiska sportowego……. 39

Dorian CZARNIECKI, Daniel SŁYŚ: Analiza techniczna i finansowa suszenia skór przy użyciu pompy ciepła z zastosowaniem różnych dolnych źródeł ciepła …… 53

Magdalena DOMAŃSKA, Piotr DRAGAŃSKI, Paweł WIERCIK, Janusz ŁOMOTOWSKI, Tomasz KONIECZNY: Powstawanie struwitu podczas nanofiltracji odcieków z fermentacji metanowej……. 77

Józef DZIOPAK, Mariusz STARZEC: Wkładka piętrząca zwiększająca efektywność hydrauliczną przelewów konwencjonalnych..… 87

Józef DZIOPAK, Mariusz STARZEC: Wpływ układu hydraulicznego zbiornika na wymaganą pojemność użytkową układu zbiorników retencyjnych w kanalizacji…….. 105

Marek GOSZTYŁA, Bogdan MOTYL: Zabytki techniki miasta Przemyśla z przełomu XIX/XX wieku …… 121

Dariusz GRYGO: Proposal for build a test stand to the study water ram based on the recommendations construction …….. 137

Maciej KALINOWSKI: Problemy monitoringu przepływu ścieków i miąższości osadów w przełazowych kolektorach…….. 149

Daniela KAPOSZTASOVA, Zuzana VRANAYOVA, Martina RYSULOVA, Gabriel MARKOVIC: Water management options – portfolios for safe water utilization in buildings….. 165

Tomasz KAŹMIERSKI, Karolina MAZURKIEWICZ, Tomasz SCHILLER: Wpływ układu sieci wodociągowej na koszt transportu oraz czas przebywania wody w sieci…..……. 175

Tomasz KAŹMIERSKI, Karolina MAZURKIEWICZ, Tomasz SCHILLER: Zastosowanie metody AHP w racjonalnym projektowaniu sieci wodociągowej…….……. 187

Barbara KLISZCZEWICZ: Zastosowanie modelu Hardening Soil Small w analizach numerycznych układu rurociąg-grunt…….. 197

Sabina KORDANA, Daniel SŁYŚ: Analiza SWOT zastosowania systemów infiltracji wód opadowych na terenie osiedli mieszkaniowych……..……. 209

Sabina KORDANA, Daniel SŁYŚ: Wspomaganie decyzji o wyborze optymalnego rozwiązania systemu przygotowania ciepłej wody…….…… 225

Zbigniew KOWALEWSKI, Elena NEVEROVA-DZIOPAK: Przebieg symulacji komputerowej procesu oczyszczania ścieków komunalnych w reaktorze osadu czynnego……..…… 241

Gabriel MARKOVIČ, Daniela KAPOSZTÁSOVÁ, Zuzana VRANAYOVÁ: Rainwater as a alternative source of water supply in building – measurements and evaluation…….…… 255

Emilia MISZEWSKA-URBAŃSKA, Adam BOLT, Antoni TARASZKIEWICZ, Radosław WIŚNIEWSKI: Badanie zgodności koncepcji rekreacyjno-turystycznego otwarcia drogi wodnej Oświęcim – Kraków z zasadami zrównoważonego rozwoju …….…….. 267

Elena NEVEROVA-DZIOPAK, Anna DROŹDZIK: Weryfikacja możliwości zastosowania wskaźnika ITS do oceny stanu troficznego Zbiornika Dobczyckiego……..…. 281

Elena NEVEROVA-DZIOPAK, Michał PREISNER: Wpływ technologii oczyszczania ścieków na ich potencjał eutrofizujący……. 295

Robert OLENIACZ, Marek BOGACKI, Adriana SZULECKA, Mateusz RZESZUTEK, Marian MAZUR: Assessing the impact of wind speed and mixing-layer height on air quality in Krakow (Poland) in the years 2014-2015 …… 315

Vlasta ONDREJKA HARBUĽÁKOVÁ, Adriana EŠTOKOVÁ, Alena LUPTÁKOVÁ: Mathematical evaluation of deleterious processes of fly ash-based concrete in pipelines ……..…….. 343

Kamil Błażej POCHWAT: Wpływ współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$ na dobór geometrii jednokomorowego zbiornika retencyjnego ……. 351

Kamil Błażej POCHWAT, Daniel SŁYŚ: Analiza hydrauliczna funkcjonowania zbiornika retencyjnego wyposażonego w instalację obiektów retencyjnych …….…… 359

Kamil Błażej POCHWAT, Daniel SŁYŚ: Badania czułości modelu zbiornika retencyjnego z wykorzystaniem wskaźnika pojemności informacyjnej Hellwiga……. 371

Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: Ocena jakości odnowy przewodów kanalizacyjnych analizą korelacyjną …… 383

Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: Statystyczna prognoza stanu technicznego kamionkowej kanalizacji sanitarnej w Unterhaching…… 399

Marcin SKOTNICKI, Marek SOWIŃSKI: Wpływ własności modelu opad-odpływ na relację pomiędzy dokładnością odwzorowania zlewni a charakterystykami odpływu …….. 413

Agnieszka STEC: Model kosztowy retencyjnego zbiornika rurowego…… 429

Agnieszka STEC: Model optymalizacyjny retencyjnego zbiornika rurowego …….. 445

Ziemowit SULIGOWSKI: Uporządkowanie procesu budowlanego w fazie odbiorów…….……. 457

Marta WARDAS-LASOŃ: Odpady w podłożu Starego Krakowa w aspekcie Ustawy o zapobieganiu szkodom w środowisku .. 471

Martina ZELEŇÁKOVÁ, Silvia VILČEKOVÁ, Lenka ZVIJÁKOVÁ:
Implementation of green technologies and innovations
in Košice region, Slovakia …….…….. 495

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 7-20

**Tomasz ABEL**[1]

# ANALIZA STATECZNOŚCI KONSTRUKCJI ZESPOLONEJ „RURA-WYKŁADZINA ŚCIŚLE PASOWANA" NA PODSTAWIE WYTYCZNYCH DWA-A 143-2

W artykule omówione zostaną dostępne na rynku rękawowe systemy renowacji sieci kanalizacji grawitacyjnej oraz możliwości ich zastosowania, zależne od stanu technicznego obiektu. Tematem wiodącym artykułu jest procedura doboru charakterystyk technicznych wykładziny przeprowadzana według wytycznych DWA-A 143-2. Podstawowym etapem projektowania jest dobór parametrów wytrzymałościowych, który po dokonaniu oceny stanu technicznego odcinka sieci, powinien gwarantować optymalizację ekonomiczną i konstrukcyjną proponowanego rozwiązania.

**Słowa kluczowe:** obliczenia statyczne, technologie bezwykopowe, renowacja, rehabilitacja, rurociągi

## 1. Wprowadzenie

Rozwój bezwykopowych technologii renowacji podziemnej infrastruktury technicznej, jaki obserwujemy na przestrzeni ostatnich lat, umożliwił prowadzenie na dużą skalę programów rewitalizacji sieci kanalizacyjnych. Tendencja ta zauważalna jest w wielu aglomeracjach miejskich, gdzie przeprowadzone zostały duże programy poprawy stanu technicznego podziemnej infrastruktury kanalizacyjnej.

W przypadku rurociągów grawitacyjnych, najczęściej stosowanymi technologiami bezwykopowymi są ściśle pasowane technologie rękawowe. Popularność tej grupy technik naprawczych, wynika z takich jej charakterystycznych cech, jak:

- szybkości wykonania renowacji,
- minimalizacji utrudnień komunikacyjnych,
- uzyskiwaniu dobrych parametrów statyczno-wytrzymałościowych,
- wysokiej odporności chemicznej stosowanych materiałów.

[1] Tomasz Abel, Politechnika Wrocławska, Katedra Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej, ul. Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. 071 320 32 37, tomasz.abel@pwr.edu.pl

W metodach rękawowych stosowane są tkaniny techniczne, stanowiące szkielet powłoki naprawczej, tworzonej przy zastosowaniu do jej impregnacji różnego typu materiałów żywicznych, utwardzanych po zamontowaniu i właściwym ułożeniu rękawa w kanale. Metody rękawowe są powszechnie znane pod nazwą Cured in Place Pipe (CIPP), co potocznie oznacza „rękaw formowany na miejscu". W metodach tych stosowane są wykładziny wykonane z materiału kompozytowego, składające się ze specjalnej włókniny syntetycznej lub tkaniny technicznej z włókien szklanych, o grubości od kilku do kilkudziesięciu milimetrów. Wykładziny impregnowane są żywicami poliestrowymi, epoksydowymi lub winyloestrowymi i utwardzane po właściwym ułożeniu rękawa w kanale. Od strony zewnętrznej wykładzina powleczona jest najczęściej folią z poliuretanu (PU), polietylenu (PE) lub polipropylenu (PP) [1].

W zależności od przewidzianej technologii montażu rękawa nasycanie żywicą może odbywać się u producenta lub na placu budowy. Z uwagi na niedokładności związane z procesem nasycenia (możliwość wystąpienia pęcherzyków powietrza w strukturze wykładziny), znacznie lepsze oraz zapewniające znacząco wyższą jakość wykonawstwa jest wykonanie impregnacji u producenta i dostarczenie przygotowanego rękawa na teren budowy.

Na etapie montażu nieutwardzona wykładzina jest podatna, co gwarantuje idealne dopasowanie do dowolnego kształtu przekroju poprzecznego kanału. Wykładziny typu CIPP mogą być zatem stosowane do renowacji przewodów o dowolnych przekrojach. Jedynym ograniczeniem wpływającym na problemy instalacji rękawa w kanałach o przekrojach innych niż kołowe mogą być braki sprzętowe. W szczególności chodzi o dostępność na rynku pneumatycznych korków zamykających kanał. Przekroje inne niż kołowe mogą wymagać zastosowania specjalnie do tego celu wykonanych elementów, co wpływa na koszty wykonania renowacji. Zakres średnic obecnie stosowanych wykładzin CIPP wynosi od 100 mm do około 3000 mm. W związku ze stałym rozwojem technologii oraz sposobów wytwarzania materiałów nie są to wartości docelowe. Długość odcinka przeznaczonego do jednorazowej renowacji zależna jest od średnicy kanału i może dochodzić do kilkuset metrów przy małych średnicach. W przypadku dużych średnic, renowacji poddaje się zwykle odcinki kanału między kolejnymi studzienkami lub komorami, co jest technologicznie uzasadnione z uwagi na montaż urządzeń peryferyjnych, koniecznych do instalacji rękawa. Ograniczeniem, dotyczącym montażu rękawów, jest ich ciężar, szczególnie w przypadku dużych średnic i długich odcinków kanału [1].

Obecnie na polskim rynku technologii bezwykopowych stosowane są głównie trzy rodzaje wykładzin CIPP:

- wykładziny w postaci mat z włókien poliestrowych o strukturze filcowej, nasyconych żywicami poliestrowymi utwardzanymi termicznie,
- wykładziny w postaci mat z włókien poliestrowych o strukturze filcowej, nasyconych żywicami epoksydowymi utwardzanymi termicznie,

- wykładziny w postaci tkaniny z włókien szklanych, nasyconej żywicami poliestrowymi (GRP UV) utwardzanymi promieniami UV.

Utwardzanie wykładzin z włókien poliestrowych odbywa się metodą termiczną, najczęściej przez podgrzanie wody wypełniającej kanał lub przepuszczanie gorącej pary pod ciśnieniem. Alternatywą jest stosowanie wykładziny z włókien szklanych, utwardzanej promieniami UV. Wykładziny te charakteryzują się znacznie wyższymi wartościami parametrów wytrzymałościowych i dzięki temu mogą być cieńsze niż rękawy poliestrowe, co wpływa na łatwość montażu oraz koszty.

Renowacja z zastosowaniem ściśle pasowanych wykładzin rękawowych wymaga dokładności, gdyż grupa przedmiotowych technologii jest bardzo podatna na różnego rodzaju błędy, które mogą zostać popełnione na poszczególnych etapach procesu realizacji zadania, począwszy od przyjęcia założeń projektowych a skończywszy na wykonawstwie. O uzyskanym efekcie końcowym decyduje kilka czynników, takich jak: metoda projektowania, zastosowane materiały oraz wykonawstwo [1].

Uzyskane po wykonaniu renowacji parametry powłoki wzmacniającej można sprawdzić przez wykonanie badań w ramach odbioru technicznego wykonanych prac. Podstawowymi badaniami odbiorowymi powinny być:

- wstępne sprawdzenie prawidłowości wykonania danego odcinka poddawanego renowacji, poprzez wykonanie inspekcji TV,
- sprawdzenie prawidłowości czyszczenia rurociągów przed przystąpieniem do montażu wykładziny,
- badanie jakości materiałów użytych do renowacji sieci, obejmujące w szczególności:
  - sprawdzeniu dokumentów identyfikujących materiał,
  - sprawdzenie stanu materiału,
- badanie szczelności kanału po renowacji,
- badania wytrzymałościowe pobranych próbek rękawa.

W związku z koniecznością stałej kontroli jakości wykonanych robót niezbędne jest wprowadzanie i przestrzeganie odpowiednich zapisów znajdujących się w dokumentacji projektowej, precyzujących zasady odbioru technicznego. Pamiętać należy jednak o tym, że z uwagi na reologiczne właściwości żywic, awarie utwardzonych powłok mogą się zdarzać po zakończeniu okresów gwarancyjnych. Renowacja z zastosowaniem technologii rękawowych powinna gwarantować przedłużenie żywotności przewodu o minimum 50 lat. W związku z powyższym inwestor powinien zadbać o przeprowadzenie pełnego zakresu badań odbiorowych, wykonanych przez niezależną jednostkę badawczą. Wszelkie prace naprawcze, związane ze źle wykonanym w kanale rękawem, są bardzo kosztowne i uciążliwe, a często prawie niemożliwe do przeprowadzenia.

## 2. Dobór parametrów projektowanego rozwiązania

Realizowane na terenie całego kraju inwestycje pokazują, że zarówno w przypadku budowy nowych odcinków sieci podziemnych, jak i projektów renowacji istniejących sieci, etap projektowania, a w szczególności obliczenia statyczne, nie są wykonywane z zachowaniem koniecznych warunków brzegowych oraz założeń obliczeniowych. Potwierdzeniem nieprawidłowości założeń projektowych są, w przypadku niedowymiarowania konstrukcji, zdarzające się awarie, oraz zbyt duże, niepotrzebne koszty, jakie ponosi zamawiający w związku z przewymiarowaniem projektowanych konstrukcji, w tym rękawów CIPP.

W przypadku renowacji wszelkiego typu rurociągów szczególną uwagę zwracać należy na istniejące uszkodzenia, wykryte podczas inspekcji CCTV. Z uwagi na prostotę konstrukcji sieci podziemnych, tj. liniowość oraz stały przekrój monolityczny przekładający się na jednopręt owy ustrój statyczny – dla przekroju poprzecznego kanału bez uszkodzeń, diagnostyka podstawowych wad oraz nieprawidłowości stanowi nieskomplikowane zagadnienie inżynierskie [2]. Jeśli istniejący rurociąg wykazuje np. pęknięcia podłużne w przypadku rurociągów z rur sztywnych lub nadmierne ugięcia dla rurociągów z materiałów podatnych, to jest to jednoznaczna wskazówka statycznego przeciążenia. Powodem takich sytuacji mogą być następujące nieprawidłowości:

- błędnie przeprowadzone obliczenia statyczne,
- błędnie przyjęte wartości obciążeń zewnętrznych,
- nieodpowiedni materiał, z którego wykonano rury,
- nieprawidłowe wykonanie rurociągu,
- niedostateczne uszczelnienie,
- szerszy wykop niż przyjęto w obliczeniach statycznych,
- brak zbieżności pomiędzy obliczeniami statycznymi a wykonawstwem,
- zmiany założeń projektowych na etapie wykonawstwa,
- zmiana przyjętych warunków brzegowych już w trakcie eksploatacji obiektu,
- zmiana poziomu gruntu (wyższe pokrycie gruntem),
- prace ziemne w sąsiedztwie (ustał efekt silosu),
- zmiana poziomu wód gruntowych w wyniku działania czynników zewnętrznych.

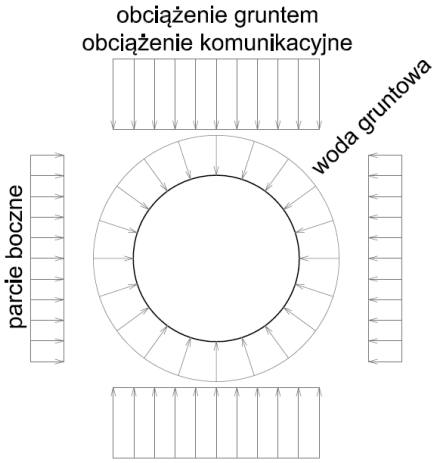
## 3. Analiza obliczeniowa

W procesie obliczeniowym może się znaleźć wiele błędnych założeń prowadzących do uzyskania nieprawidłowego wyniku końcowego, niezgodnego z warunkami pracy konstrukcji, nieadekwatnego do występujących uszkodzeń [5].

W przypadku budowy sieci kanalizacyjnych oraz innych rurociągów podziemnych koniecznym jest wyznaczenie działających obciążeń, takich jak:

- obciążenie gruntem i obciążenie użytkowe od taboru samochodowego (komunikacyjne),
- ciężar własny rurociągu,
- ciężar medium,
- ciśnienie wewnętrzne medium,
- ciśnienie wody gruntowej,
- inne obciążenia.

W związku z oddziaływaniem wielu składowych sumarycznego obciążenia (patrz rys. 1) koniecznym jest uwzględnienie różnych kombinacji obciążeń, ponieważ zaistnienie wszystkich obciążeń jednocześnie nie musi być najbardziej niekorzystnym wariantem. Zmieniające się warunki brzegowe mają bezpośredni wpływ na zmianę współczynnika bezpieczeństwa, co pokazano w tabeli 1.




Rys. 1. Ogólny schemat statyczny przekroju poprzecznego kanału (na podstawie [5])

Fig. 1. General scheme for the static - channel cross section (based on [5])

Powyższy przykład pokazuje, że jeżeli zostaną zmienione wszystkie warunki brzegowe, współczynnik bezpieczeństwa zmaleje z 2,39 do 1,46. Tymczasem wymaganą bezpieczną wartością jest wartość równa 2,2. Oznacza to, że jeśli zmieni się tylko jeden warunek brzegowy, współczynnik bezpieczeństwa będzie mniejszy niż 2,2 i warunek bezpieczeństwa nie będzie spełniony.

Z tego powodu już przy nowych budowlach należy zwrócić uwagę na obliczenia statyczne odpowiadające rzeczywistym warunkom brzegowym i obciążeniom. Właściwe określenie warunków brzegowych, m.in. w zakresie statyki, jest zadaniem inwestora lub administratora sieci i powinno zostać zawarte w przygotowanym na potrzeby realizacji zadania programie funkcjonalno-użytkowym. W trakcie prowadzenia procesu inwestycyjnego, na który składają się dwa pod-

stawowe etapy, tj.: etap projektowy oraz etap wykonawczy, inwestor, definiując wymagania, powinien na każdym etapie prac sprawdzać zgodność realizacji z przyjętymi założeniami. Na etapie wykonania projektu sprawdzeniu powinny podlegać warunki określone przez Inwestora, a na etapie wykonawstwa założenia przyjęte w projekcie.

Tabela 1. Zmiana wartości współczynnika bezpieczeństwa – przykład (na podstawie [5])
Table 1. Changing the value of the safety factor – example (based on [5])

| **L.P.** | **Warunek brzegowy** | **Wartość** | **Współczynnik bezp.** | **Zmiana warunku brzegowego** | **Nowy współczynnik bezpieczeństwa** |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Warunki zasypania wykopu/ posadowienia przewodu | A4/B4 (zgodnie z DWA-A 143-2) | 2,39 | A1/B1 (zgodnie z DWA-A 143-2) | 1,66 |
| 2 | Kąt podparcia | 120 | | 60 | 2,08 |
| 3 | Szerokość wykopu na wysokości sklepienia rury | 1,50 m | | 3,00m | 1,46 |
| 4 | Poziom wód gruntowych | 3,00 m | | brak | 1,87 |
| 5 | Brak ciśnienia wewnętrznego | ---- | | 2,00m | 1,78 |

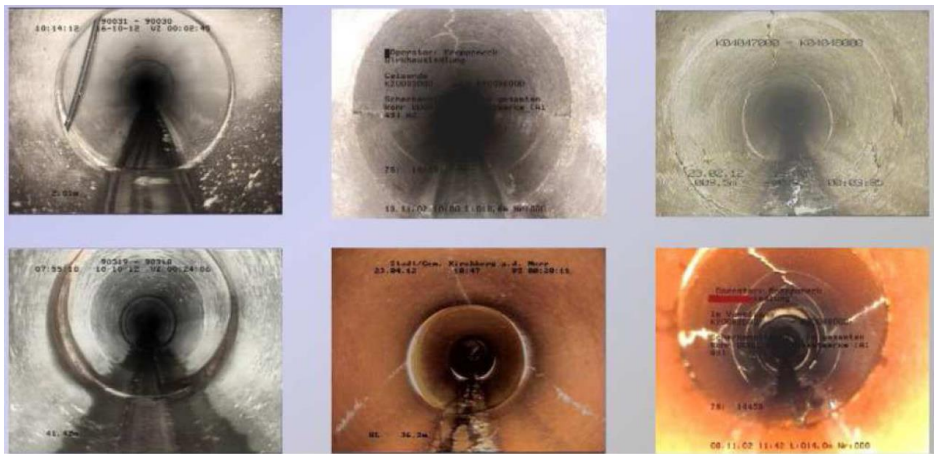
W przypadku braku określenia wstępnych warunków brzegowych realizacji zadania oraz braku koordynacji i nadzoru nad prowadzonymi pracami projektowymi zachodzi niebezpieczeństwo, że wyjściowe dane użyte do obliczeń będą odbiegały od wartości rzeczywistych, co wpłynie na nieprawidłowy dobór parametrów materiałowych, a w konsekwencji skutkować będzie groźbą awarii lub katastrofy obiektu.

Jeśli przewidywane jest oddziaływanie budowanego obiektu na istniejący, przyległy obiekt, np. w przypadku układania nowych równoległych lub krzyżujących się kanałów, albo też możliwe jest obniżenie się poziomu wód gruntowych, należy sprawdzić statykę istniejącego rurociągu. W pracach instalacyjnych szczególnie istotne jest dokonanie sprawdzeń dla obiektów liniowych usytuowanych powyżej poziomu remontowanego rurociągu, jeśli w efekcie końco-

wym spodziewamy się podwyższenia poziomu wód gruntowych i zaistnienia zjawiska wyporu hydrostatycznego, które wcześniej nie miało miejsca.

## 4. Statyka kanałów wzmacnianych wykładzinami ściśle pasowanymi

Instalacja wykładziny ściśle pasowanej wewnątrz uszkodzonego kanału umożliwia odtworzenie szczelności oraz pierwotnej nośności rurociągu, na utratę których wpłynęły uszkodzenia, które pojawiły się w kanale. Przykłady uszkodzeń pokazano na rysunku 2. Należy pamiętać o tym, że wbudowanie ściśle pasowanego rękawa nie podwyższy nośności powyżej pierwotnej nośności rury, jak również nie umożliwi usunięcia deformacji i nie wpłynie na poprawę spadków kanału.



Rys. 2. Przykłady stanu technicznego kanałów (na podstawie [5])

Fig. 2. Examples of the technical state of the channel (based on [5])

W przypadku stosowania technologii ściśle pasowanych zdeformowany przekrój kanału pozostaje bez zmian. W konsekwencji oznacza to, że obliczenia statyczne rękawa muszą być dobrane do aktualnej sytuacji. Rękaw, pod względem statycznym, musi odpowiadać pierwotnej sytuacji i ewentualnie przejąć część obciążeń od gruntu i obciążeń zmiennych, których układ „istniejąca rura – grunt" nie będzie w stanie przenieść w wyniku pojawiających i propagujących uszkodzeń. Po wykonaniu wewnętrznej powłoki układ rura – wykładzina należy traktować jako konstrukcję zespoloną.

W obliczeniach statycznych wykładzin stosowana jest powszechnie instrukcja ATV-M 127P-2 [3], która ukazała się po raz pierwszy w styczniu 2000 i stała się uznanym dokumentem regulującym przedmiotowe zagadnienia. W lipcu 2010 przedmiotowa instrukcja została opublikowana w wydaniu popra-

wionym. W efekcie wprowadzenia Eurokodu i udoskonalenia procedur montażowych z zastosowaniem rękawów ściśle pasowanych, konieczne stały się zmiany i aktualizacje wytycznych. Aktualizacje opublikowane zostały w wytycznych DWA-A 143-2 [6] w listopadzie 2012, zaś od lipca 2015 instrukcja DWA-A 143-2 zastąpiła dotychczasową instrukcję ATV-M 127P-2. W wytycznych DWA-A 143-2 zdefiniowano następująco stany techniczne rur poddanych renowacji:

- I stan techniczny – wystarczająca wytrzymałość starej rury na zginanie i rozciąganie,
- II stan techniczny – istniejąca rura spękana wzdłuż, w otaczającym gruncie został zaburzony stan równowagi,
- III stan techniczny – przesunięcia gruntu oraz deformacje kanału spowodowane obciążeniami komunikacyjnymi przy niewystarczającym przykryciu warstwą gruntu, osunięcia gruntu, wahania poziomu wód gruntowych (system stale niestabilny).

## 5. Rodzaje faz pracy występujących podczas bezwykopowej renowacji sieci

W obliczeniach statycznych rurociągów poddawanych renowacji z zastosowaniem technologii rękawowych oraz technologii reliningu („rura w rurę”) należy dokonać sprawdzeń warunków w dwóch fazach pracy takiego układu:

*Faza montażu:*

- sprawdzenie deformacji przy obciążeniu przestrzeni pierścieniowej,
- sprawdzenie odkształcenia,
- sprawdzenie naprężenia i wgniecenia podczas wciągania rur (dla klasycznego reliningu).

*Faza użytkowania:*

- sprawdzenie stabilności w przypadku zewnętrznego ciśnienia wody gruntowej,
- sprawdzenie naprężenia,
- sprawdzenie odkształcenia,
- sprawdzenie zmęczenia materiału (obciążenie komunikacyjne, np. pod torami kolejowymi).

W przypadku obliczeń statycznych rękawów ściśle pasowanych nie wykonuje się testów w fazie montażu. Należy przeprowadzić jedynie testy w fazie użytkowania. W tym celu należy poddać działaniu obciążenia największego z oczekiwanych w całym planowanym okresie użytkowania (zwykle 50 lat) i dla wartości długoterminowych obliczać parametry materiałowe.

Dawniej, wartość współczynnika bezpieczeństwa ustalano na podstawie obciążeń obliczeniowych i parametrów materiałowych, a jego wartość musiała być większa od wartości wymaganej. Obecnie, przy pomocy częściowych współczynników bezpieczeństwa, parametry materiałowe są zmniejszane a wartości obciążeń obliczeniowych zwiększane.

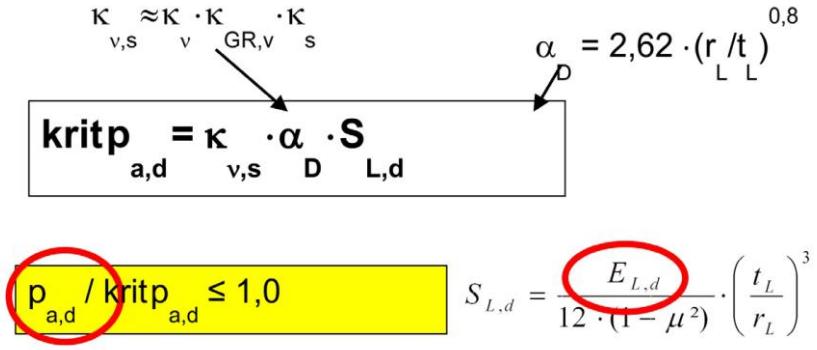
Na etapie określania stanu technicznego odcinka kanału należy zdefiniować oraz określić pod względem jakościowym i ilościowym występujące usterki. Raport o stanie technicznym powinien stanowić podstawę do dalszych prac, w szczególności do przeprowadzenia obliczeń statycznych.

## 6. Algorytm obliczeniowy

Zastosowanie technologii rękawa utwardzanego na miejscu stanowi optymalne rozwiązanie dla rurociągów pozostających w drugim stanie technicznym a więc takich, które wykazują podłużne spękania ale stan gruntu wokół nich nie został zmieniony. W takim przypadku renowacja z zastosowaniem wewnętrznej ściśle pasowanej wykładziny jest również uzasadniona ekonomicznie z uwagi na równowagę między kosztami a uzyskanymi efektami.

W takim przypadku, wstępnie ustalane jest krytyczne parcie wody gruntowej, przy którym system staje się niestabilny (rękaw zostaje wgniatany do środka), a następnie dokonuje się analizy porównawczej z obliczeniowym ciśnieniem wody gruntowej. Jednocześnie, przy zastosowaniu częściowego współczynnika bezpieczeństwa, zmniejszany jest moduł sprężystości E, a wartość obliczeniowego ciśnienia wody gruntowej zwiększana.

Algorytm ten umożliwia przeprowadzenie obliczeń stabilności układu niewielkim nakładem pracy, bez konieczności stosowania metod komputerowych. Umożliwia także stosunkowo proste sprawdzenie poprawności przyjętych założeń. Ponadto, uzyskane wyniki pozwalają na optymalizację w zakresie doboru grubości ścianki rękawa, co jest najistotniejszym parametrem ekonomicznym, decydującym o kosztach realizacji inwestycji, które to z kolei są czynnikiem decydującym dla inwestora w zakresie wykonania zaplanowanych zadań. Algorytm obliczeniowy pokazano schematycznie na rys. 3.



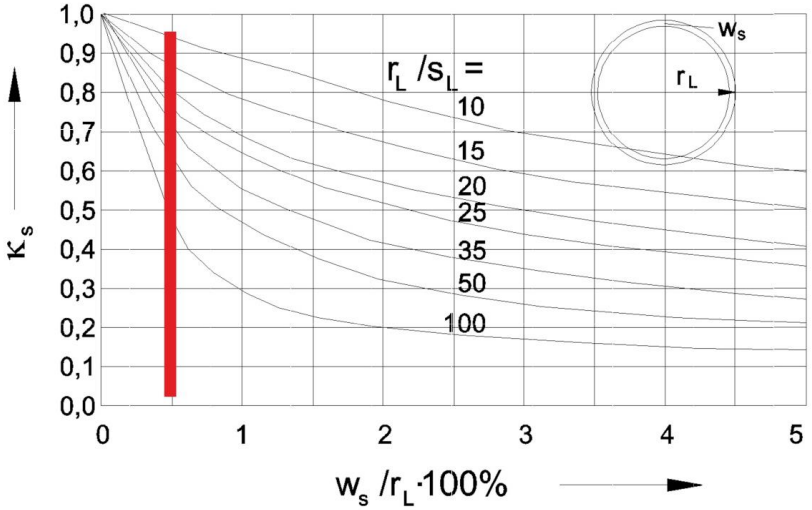

Rys. 3. Algorytm obliczeniowy (na podstawie [5])

Fig. 3. Calculation algorithm (based on [5])

W toku obliczeniowym wykorzystane są następujące wartości liczbowe:

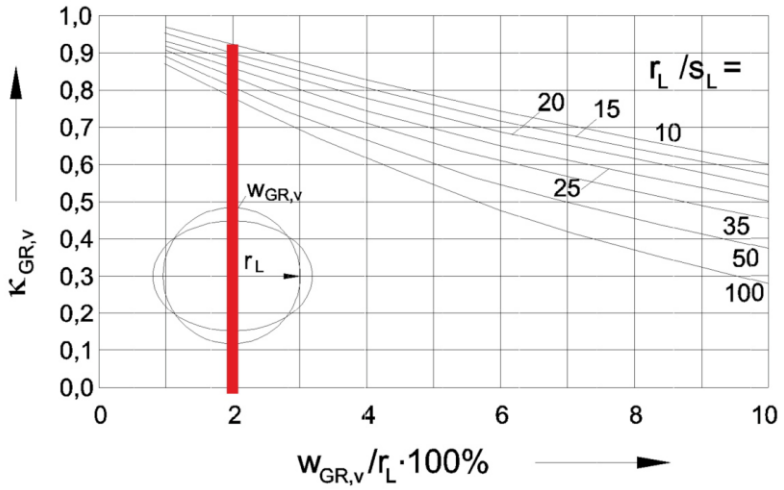
- κV – współczynnik zmniejszający uwzględniający deformację początkową zgodnie z rys. 6,
- κGr,v – współczynnik zmniejszający uwzględniający owalizację zgodnie z rys. 5,
- κS – współczynnik zmniejszający uwzględniający szczelinę pierścieniową zgodnie z rys. 4,
- rL – średni promień wykładziny,
- tL – grubość ścianki wykładziny,
- EL – moduł sprężystości wykładziny,
- γM – częściowy współczynnik zmniejszający wg DWA-A 143-2,
- μ – współczynnik Poissona dla materiału wykładziny.

Współczynniki zmniejszające, uwzględniające lokalną deformację początkową w postaci szczeliny pierścieniowej, owalizacji oraz lokalnej deformacji, wyznaczane są na podstawie wykresów pokazanych na rys. 4, 5, 6.



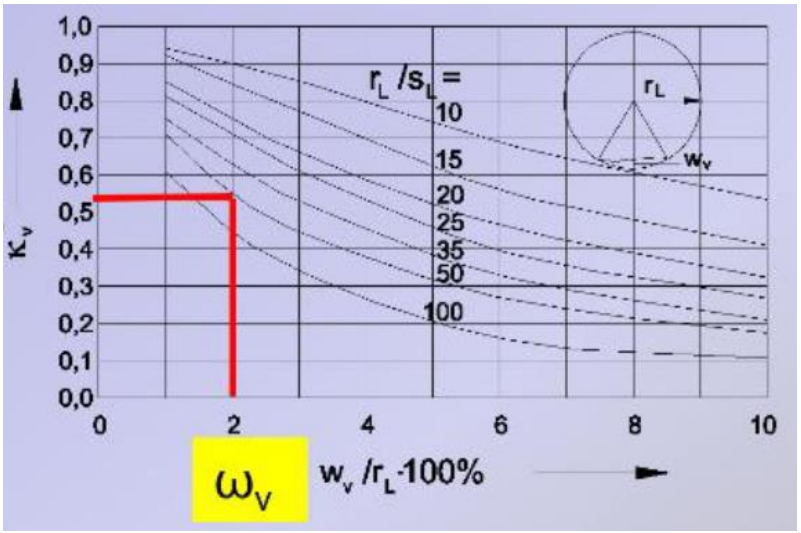

Rys. 4. Współczynnik zmniejszający dla uwzględnienia lokalnej deformacji początkowej w postaci szczeliny pierścieniowej (na podstawie [5]): $w_s$ - wielkość prześwitu pomiędzy wykładziną a istniejącym przewodem, $s_L$ – grubość ścianki wykładziny, $r_L$ - średni promień wykładziny

Fig. 4. Derating factor to take into account local deformations in the original form of the annular gap (based on [5])




Rys. 5. Współczynnik zmniejszający dla uwzględnienia lokalnej deformacji początkowej na przegubach - owalizacji (na podstawie [5]): $w_{GR,v}$ - ugięcie przekroju istniejącego przewodu na przegubach, $s_L$ – grubość ścianki wykładziny, $r_L$ - średni promień wykładziny

Fig. 5. Derating factor to take into account the local deformation of the initial wrists – ovalization (based on [5])




Rys. 6. Współczynnik zmniejszający przy uwzględnieniu lokalnej deformacji początkowej (na podstawie [5]): $w_v$ - głębokość lokalnej deformacji wykładziny, $s_L$ – grubość ścianki wykładziny, $r_L$ - średni promień wykładziny

Fig. 6. Derating factor to take into account the local initial deformation (based on [5])

## 7. Tabelaryczne wartości sztywności obwodowej rur a warunki realizacji zadania

Wielu inwestorów, odpowiedzialnych za procedury przetargowe, zasadniczo jest przekonanych, że stosując tabelaryczne wartości sztywności zamieszczone w DWA-M 144-3 [4] i innych wytycznych lub katalogach produktów, nie trzeba sprawdzać warunków stateczności w analizowanej konstrukcji. Założenie to jest równie fałszywe, jak zdanie, że ponieważ dla rur istnieją regularne lub typowe wartości sztywności, w trakcie projektowania kanału nie jest konieczne dokonanie obliczeń statycznych.

Typowe (katalogowe) sztywności obwodowe służą jedynie obliczaniu warunków brzegowych dla konkretnego przypadku. Jeśli warunki brzegowe są inne, warunek stateczności typowej nie ma zastosowania. Ponieważ każdy istniejący obiekt znajduje się w określonym, koniecznym do zdefiniowania, stanie technicznym, należy dobór parametrów statyczno-wytrzymałościowych oraz warunków brzegowych przeprowadzać indywidualnie dla każdego przypadku.

Wiedza o typowych parametrach wytrzymałościowych stosowanego materiału nie zdejmuje z inwestora odpowiedzialności za zapewnienie stabilności rękawa ściśle pasowanego. Tabele typowej sztywności [4] mają za podstawę II stan techniczny rury istniejącej i minimalne wartości przyjmowanych nieprawidłowości zgodnie z DWA-A 143-2 [6] (dawniej ATV-M 127P-2 [3]), a więc lokalną deformację początkową od 2%, owalizację od 3% i szczelinę pierścieniową od 0,5% każdorazowo w stosunku do promienia rękawa. Powyżej przytoczone warunki brzegowe, jak pokazuje doświadczenie autora, w takiej właśnie korelacji, praktycznie nie występują, co za tym idzie tracą ważność założenia katalogowe, umożliwiające tabelaryczny dobór parametrów technicznych.

Poniżej przytoczono przykład, który pokazuje jak istotny wpływ na dobór grubości wykładziny ma błędne oszacowanie warunków brzegowych.

Przy minimalnym ciśnieniu zewnętrznym równym 1,5 m słupa wody nad dnem rury oraz przy założeniu odpowiedniej grupy materiałowej istniejącej rury wymagana grubość rękawa ściśle pasowanego przy średnicy DN 500 wynosi zgodnie z tabelami stateczności typowej w DWA–M 144-3 [4] 3,3 mm. Należy pamiętać o tym, że chodzi tu o grubość ściany zespalającej, bez folii i warstw żywicy, a nie o grubość ściany wbudowanej. Zamieszczona tabela 2 pokazuje, jak zmienia się wymagana grubość ściany zespalającej przy zmienionych warunkach brzegowych. Kolumny 2 i 3 określają wymagane grubości ściany zespalającej, jakie można odczytać w tabelach typowej stateczności każdorazowo dla danego poziomu wód gruntowych, przy przyjęciu wartości minimalnych uszkodzeń. W kolumnie 4 ustalona jest wymagana grubość zespolenia zgodnie z DWA-A 143-2 [6] dla większych uszkodzeń.

Tabela 2. Zmiana grubości wykładziny w zależności od warunków brzegowych.

Table 2. Changing the thickness of the liner depending on the boundary conditions.

| | **Według wytycznych** | **Według wytycznych** | **Wartość obliczeniowa** |
|---|---|---|---|
| Lokalna deformacja początkowa | 2% z $r_L$ | 2% z $r_L$ | 2% z $r_L$ |
| Owalizacja | 2% z $r_L$ | 2% z $r_L$ | 2% z $r_L$ |
| Szczelina pierścieniowa | 2% z $r_L$ | 2% z $r_L$ | 2% z $r_L$ |
| Poziom wód gruntowych | 1,5 m | 2,5 m | 2,5 m |
| Wymagana grubość rękawa | 3,3 mm | 3,8 mm | 4,9 mm |

Powyższy przykład pokazuje, że w przypadku niedoszacowania uszkodzeń (porównaj kolumnę 3 i 4), przy zastosowaniu wartości tabelarycznych rękaw byłby za cienki o 1,1 mm. Dlatego w fazie planowania i określania warunków przetargu należy przykładać jak największą uwagę do tego, by dokładnie ustalić warunki brzegowe. Uzyskanie pełnowartościowej informacji na temat warunków brzegowych umożliwia jedynie dokładna inwentaryzacja obiektu i dokonanie oceny jego stanu technicznego. Niewłaściwy dobór parametrów rękawa, w tym przypadku jego grubości mającej bezpośredni wpływ na sztywność, może powodować przeciążenie statyczne, ponadnormatywną deformację i w konsekwencji awarię.

## 8. Podsumowanie

Poprawność statycznych obliczeń rękawa ściśle pasowanego ma istotne znaczenie z punktu widzenia kosztów planowanych prac renowacyjnych. Posługiwanie się katalogowymi wartościami typowej sztywności obwodowej, bez szczegółowej analizy rzeczywistych warunków brzegowych, może prowadzić do błędnych rezultatów. Wartości tabelaryczne odnoszą się do typowych, standardowych warunków brzegowych i nie są miarodajne przy większych, nietypowych uszkodzeniach oraz dla III stanu technicznego. W takich przypadkach należy zawsze dokonać indywidualnych obliczeń statycznych, po to by dobrany rękaw osiągnął oczekiwaną długość okresu użytkowania. Ponadto właściwy dobór parametrów wytrzymałościowych projektowanego rękawa wpływa na optymalizację poniesionych przez inwestora kosztów, a potencjalnym wykonawcom zapewnia bezpieczeństwo w zakresie gwarancji na wykonane prace.

## Literatura

[1] Kolonko A., Kujawski W., Przybyła B., Roszkowski A., Rybarski S.: Podstawy bezwykopowej rehabilitacji technicznej przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach zurbanizowanych, Izba Gospodarcza Wodociągi Polskie, Bydgoszcz 2011.

[2] Madryas C., Przybyła B., Wysocki L.: Badania i ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2010.

[3] Materiały Pomocnicze ATV-DVWK – M127P: część 2: Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla rehabilitacji technicznej przewodów kanalizacyjnych przez wprowadzenie linerów lub metodą montażową, styczeń 2000.

[4] Materiały Pomocnicze DWA-M 144-3: Dodatkowe Techniczne Warunki Umowy (DTWU) dla renowacji systemów odprowadzania wody poza budynkami, część 3: Renowacja metodą rękawa elastycznego (rękaw elastyczny utwardzany na miejscu) w kanałach ściekowych, listopad 2011.

[5] Wacker R.: Statische berechnung von schlauchlinern nach DWA-A 143-2, Konference SOVAK CR, Roztoky u Prahy 2016.

[6] Wytyczne DWA-A 143-2: Renowacja systemów odprowadzania wody na zewnątrz budynków, część 3: Rękawy utwardzane na miejscu, maj 2014.

## STABILITY ANALYSIS OF COMPOSITE PIPE-CLOSE FIT LINING IN ACCORDANCE WITH THE GUIDELINES DWA-A 143-2

**S u m m a r y**

The paper will deal with those prevailing on the Polish market of trenchless pipe rehabilitation technologies. Discussed will be no-dig renovation technologies available on the market of gravity sewers and their applicability depending on the technical condition of the renovated section of the network. The main issue raised is the process of selection of lining strength carried out in accordance with the guidelines DWA-A 143-2. The main stage of the design process is to analyze the stability of lining inside the pipe. The condition of properly selected static parameters is properly carried out assessment of the technical condition as a result, the adoption of appropriate boundary conditions. Renovation should ensure optimization of economic and construction of the proposed solution.

**Keywords:** static analysis, no-dig technologies, renovations, rehabilitations, pipelines

DOI:10.7862/rb.2016.147

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 21-38

**Marek BOGACKI**[1]
**Mateusz RZESZUTEK**[2]
**Kamil HEBA**[3]

# MODELOWANIE DYSPERSJI ZANIECZYSZCZEŃ POWIETRZA W KANIONIE ULICZNYM NA PRZYKŁADZIE ALEI KRASIŃSKIEGO W KRAKOWIE

W artykule przedstawiono ocenę wpływu na jakość powietrza emisji z transportu drogowego w kanionie ulicznym aleja Krasińskiego w Krakowie ze względu na poziomy stężeń dwutlenku azotu ($NO_2$) oraz pyłu zawieszonego $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$. Ocenę przeprowadzono na podstawie wyników obliczeń z zastosowaniem modelu OSPM (*Operational Street Pollution Model*). Wielkość emisji zanieczyszczeń do powietrza z transportu drogowego oszacowano zgodnie z metodyką CORINAIR opracowaną przez Europejską Agencję Ochrony Środowiska. W procesie obliczeniowym wykorzystano dane pochodzące ze stacji meteorologicznej zlokalizowanej w rejonie Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie, a tło zanieczyszczeń pozyskano ze stacji monitoringu jakości powietrza zlokalizowanej przy ul. Bujaka w Krakowie. W pracy zawarto również porównanie wyników modelowania ze stężeniami mierzonymi na stacji monitoringu jakości powietrza zlokalizowanej w kanionie ulicznym alei Krasińskiego. Wyniki analiz potwierdziły znaczącą rolę emisji z transportu drogowego w kształtowaniu wysokich poziomów stężeń $NO_2$ oraz pyłu zawieszonego $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$ w powietrzu kanionu ulicznego. Stwierdzono, że wpływ transportu drogowego na poziom stężeń $NO_2$, $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$ w powietrzu zmienia się sezonowo, a największy wpływ obserwowany jest latem. W okresie tym udział emisji z transportu drogowego w kształtowaniu poziomów stężeń $NO_2$, $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$ w powietrzu w kanionie ulicznym wynosi odpowiednio 62, 35 i 31%.

**Słowa kluczowe:** emisja, transport drogowy, ocena wpływu na jakość powietrza, kanion uliczny, modelowanie dyspersji zanieczyszczeń powietrza, model OSPM

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Marek Bogacki, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska, al. A. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. + 48 12 6174503, e-mail: bogacki@agh.edu.pl
[2] Mateusz Rzeszutek, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, e-mail: rzeszut@agh.edu.pl
[3] Kamil Heba, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, e-mail: kamil.heba@o2.pl

## 1. Wstęp

Na obszarze strefy „Aglomeracja Krakowska" od wielu lat występują przekroczenia średniorocznych i średniodobowych poziomów dopuszczalnych stężeń dwutlenku azotu ($NO_2$), pyłu zawieszonego ($PM_{10}$) i benzo(a)pirenu (b(a)p). W związku z tym strefa ta zaliczana jest do klasy C oceny jakości powietrza atmosferycznego [1]. Wysokie stężenia $NO_2$ i $PM_{10}$ obserwowane są również na stacji monitoringu jakości powietrza zlokalizowanej w kanionie ulicznym alei Krasińskiego w Krakowie. Częstość przekroczeń poziomów średniodobowych stężenia $PM_{10}$ w kanionie ulicznym alei Krasińskiego w latach 2005-2015 wynosiła od 158 do 262 dni i była dwukrotnie wyższa niż rejestrowana w tym samym okresie na stacji tła miejskiego (ul. Bujaka w Krakowie), gdzie mieściła się w przedziale od 100 do 157 dni [2]. Ostatni raport Europejskiej Agencji Ochrony Środowiska (EEA) wskazuje, że podobna sytuacja występuje w wielu większych miastach Europy. Rejestrowane w tych miastach przekroczenia poziomów dopuszczalnych stężeń średniodobowych $PM_{10}$ i średniorocznych $NO_2$ występują najczęściej na stacjach mierzących oddziaływanie transportu drogowego, ulokowanych w kanionach ulicznych [3].

Wpływ transportu drogowego na jakość powietrza w kanionie ulicznym jest większy niż w innych rejonach miasta, ponieważ występują w nim gorsze warunki dyspersji wyemitowanych do powietrza zanieczyszczeń (słaba cyrkulacja i wentylacja powietrza) [4]. Wiatry równoległe do osi drogi powodują nakładanie się smug zanieczyszczeń wyemitowanych w kanionie, co potęguje oddziaływania transportu na stan jakości powietrza. W tym specyficznym obszarze o jakości powietrza w dużej mierze decydują parametry meteorologiczne [5-7] oraz geometria kanionu, turbulencje mechaniczne oraz efekty termiczne ogrzewania kanionu [8]. Złożoność czynników determinujących proces dyspersji zanieczyszczeń powietrza w kanionie ulicznym jest bardzo duża, stąd do obliczeń poziomów stężeń w powietrzu stosuje się z reguły wyspecjalizowane narzędzia przystosowane wyłącznie do tego typu obszarów [9, 10]. Wyróżnić można dwie zasadnicze grupy modeli dyspersji zanieczyszczeń powietrza stosowane dla kanionów ulicznych. Pierwszą grupę stanowią parametryczne (operacyjne) modele dyspersji w tym empiryczne i pół-empiryczne. Przedstawicielami parametrycznych modeli są CALINE3, CALINE4, STREET, CPBM, ADMS, OSPM i AEOLIUS [10]. Drugą grupę stanowią numeryczne techniki modelowania, do których zaliczamy modele CFD [11], często stosowane obok modeli operacyjnych w obliczeniach dyspersji zanieczyszczeń powietrza w kanionach ulicznych [12].

Dotychczasowe obliczenia modelowe dyspersji zanieczyszczeń emitowanych z transportu drogowego na terenie Krakowa prowadzone były przy zastosowaniu modeli CALINE3, CALINE4 [13-15]. Zastosowanie tego narzędzia w środowisku miejskim, dla obszaru kanionu ulicznego budzi pewne wątpliwości, gdyż gaussowska formuła modelu CALINE4 pozwala wykonywać oblicze-

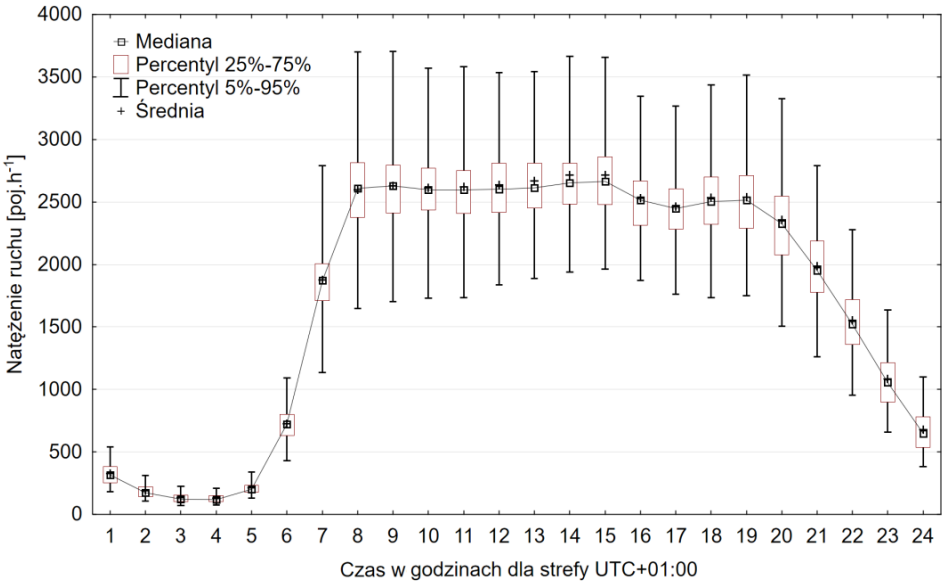
nia w kanionie ulicznym tylko dla wiatrów równoległych do osi drogi [16]. Badania walidujące ten model wykazały, że jest on nieodpowiedni do symulacji dyspersji zanieczyszczeń w kanionie ulicznym w przypadku wiatrów o kierunku odchylonym względem osi kanionu o więcej niż ±30 stopni. Do obliczeń propagacji zanieczyszczeń w kanionach ulicznych zdecydowanie lepszym rozwiązaniem jest zastosowanie innych modeli np.: STREET, CPBM, OSPM [17]. Badania porównawcze modeli dyspersji zanieczyszczeń powietrza pochodzących z transportu drogowego, opracowane na podstawie dwóch eksperymentów polowych wskazują, że istnieją obecnie znacznie lepsze modele niż CALINE4. Należą do nich: R-LINE, ADMS, AERMOD [18].

W pracy przedstawiono wyniki obliczeń modelowych wpływu emisji z transportu drogowego na poziom stężeń w powietrzu kanionu ulicznego takich zanieczyszczeń jak: NO, $NO_2$, $NO_x$ oraz $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$. Obliczenia dyspersji zanieczyszczeń powietrza przeprowadzono za pomocą modelu OSPM (*Operational Street Pollution Model*) opracowanego w Narodowym Instytucie Badań Środowiska w Dani [19, 20]. Model ten jest dedykowany do wykonywania obliczeń dyspersji zanieczyszczeń w kanionach ulicznych. Należy on do grupy modeli operacyjnych, charakteryzuje się wysoką reprezentatywnością uzyskiwanych wyników, niskimi kosztami obliczeniowymi oraz relatywnie niskimi wymaganiami w zakresie niezbędnych danych wejściowych [20–23]. W pracy obliczenia modelowe wykonano wyłącznie dla kanionu ulicznego alei Krasińskiego, wewnątrz którego prowadzone są również pomiary stężeń wybranych zanieczyszczeń powietrza, co pozwoliło zweryfikować uzyskiwane wyniki obliczeń.

## 2. Charakterystyka obiektu badań

Obiektem badań był odcinek drogi alei Krasińskiego położony w Krakowie pomiędzy skrzyżowaniami z aleją Focha i ul. Kościuszki. Składa się on z dwóch jezdni rozdzielonych szerokim pasem zieleni. Każda z jezdni na badanym odcinku składa się z 3 pasów ruchu. Dwa pasy wewnętrzne przeznaczone są dla wszystkich rodzajów pojazdów, a trzeci pas ruchu zarezerwowany jest dla autobusów, taksówek, policji oraz prawoskrętu. Analizowany obszar jest przykładem typowego kanionu ulicznego o stosunku wysokości zabudowy (H) do szerokości kanionu (B) na poziomie 0,42 ($H \approx 20$ m, $B \approx 48$ m) i orientacji drogi względem północy - 159º. Rozpatrywany odcinek drogi jest elementem II obwodnicy Krakowa, która charakteryzuje się jedną z najwyższych przepustowości pojazdów w Krakowie oraz nietypową zmiennością dobową natężenia ruchu. Nie występują na niej wyraźne szczyty poranne i popołudniowe natężenia ruchu. Okres od godziny $8^{00}$ do $15^{00}$ charakteryzuje się równomiernym natężeniem ruchu. Zależność tę przedstawiono na rysunku 1. Zawiera on godzinowe wartości natężenia ruchu dla alei Mickiewicza stanowiącej przedłużenie alei Krasińskiego uśrednione dla dni roboczych (dane z 2012 r.). Prowadzone w Krakowie badania do-

tyczące natężenia ruchu na różnych drogach wskazują, że zmienność dobowa natężenia ruchu jest podobna dla wszystkich dni roboczych (poniedziałek - piątek). Soboty i niedziele należy traktować jako osobne okresy, charakteryzujące się odmiennym profilem dobowych zmian natężenia ruchu [24]. Średnie godzinowe natężenie ruchu uśrednione dla okresu doby, charakterystyczne dla II obwodnicy Krakowa wynosiło w roku 2012 dla dni roboczych oraz sobót i niedziel odpowiednio 1780, 1670 i 1380 poj. $h^{-1}$.




Rys. 1. Dobowy rozkład godzinowego natężenia ruchu w dni robocze na alei Mickiewicza w Krakowie w 2012 roku

Fig. 1. Daily distribution of hourly averaged traffic volume values during working days for the Mickiewicza alley in Krakow in 2012

Okresowo prowadzone przez Zarząd Infrastruktury Komunalnej i Transportu w Krakowie (ZIKiT) na tym odcinku drogi badania struktury ruchu wskazują, że około 85% poruszających się po niej pojazdów stanowią samochody osobowe, ok. 6% samochody dostawcze i tyle samo środki transportu publicznego (mikrobusy i autobusy). Samochody ciężarowe i motocykle stanowią najmniej liczną grupę pojazdów (ok. 2%). Ostatnie wyniki analiz głównego urzędu statystycznego dla gminy Kraków wskazują, że na przestrzeni ostatniego 10-lecia nastąpił silny wzrost liczby pojazdów osobowych charakteryzujących się dużą masą całkowitą, większą niż 1900 kg (11-krotny wzrost w stosunku do roku 2003), oraz samochodów o pojemności większej niż 2000 $cm^3$ (2-krotny wzrost w stosunku do roku 2003). Zjawisko to jest niepokojące, ponieważ mimo od-

mładzającej się floty pojazdów spełniającej wyższe normy jakości spalin, emisja z transportu drogowego może nie ulec zmniejszeniu. Z powodu istotnego wzrostu liczby pojazdów oraz zwiększenia udziałów samochodów o dużej masie całkowitej i dużej pojemności silnika może nastąpić wzrost emisji zanieczyszczeń do powietrza z transportu drogowego [25].

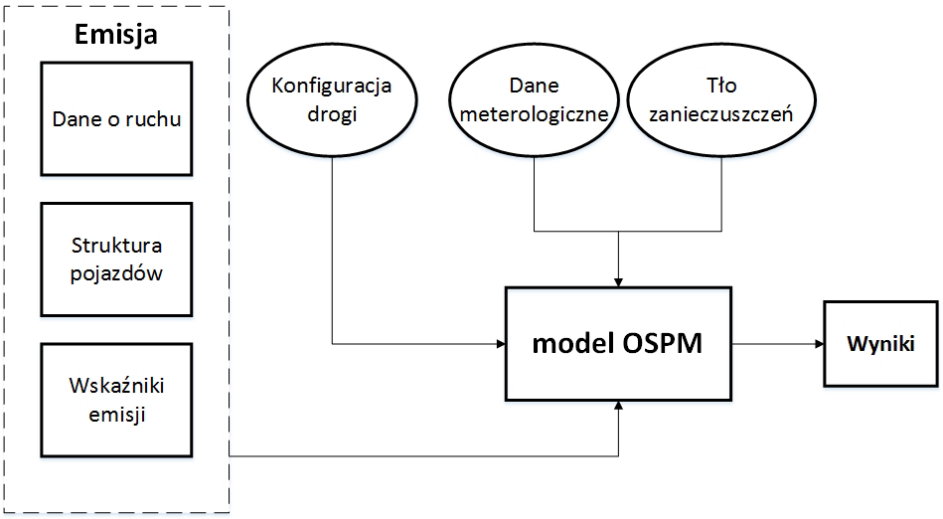
## 3. Charakterystyka modelu OSPM oraz metodyka obliczeń

Obliczenia poziomów stężeń zanieczyszczeń gazowych (NO, $NO_2$, $NO_x$) i pyłowych $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$ w kanionie alei Krasińskiego wykonano operacyjnym modelem OSPM (*Operational Street Pollution Model*). Model ten ma charakter hybrydowy. Oparty jest na trzech komplementarnych formułach obliczeniowych: a) gaussowskim modelu smugi odpowiedzialnym za transport zanieczyszczeń od źródła do receptora, b) modelu pudełkowym (*box model*) opisującym recyrkulację zanieczyszczonego powietrza w kanionie ulicznym, c) mechanizmie odzwierciedlającym poziom tła zanieczyszczeń powietrza w oparciu o dane ze stacji monitorujących tło miejskie lub regionalne zanieczyszczeń powietrza [19, 20].

Przedstawiony na rysunku 2 schemat modelu OSPM wskazuje, że model ten składa się z 4 zasadniczych modułów odpowiedzialnych za ustawienia wejściowe modelu (moduły: emisji, konfiguracji drogi, danych meteorologicznych i tła zanieczyszczeń powietrza). W obliczeniach wykorzystywano wszystkie wyżej wymienione moduły. Obliczenia emisji zanieczyszczeń z transportu drogowego wymagały określenia natężenia i struktury ruchu pojazdów poruszających się w kanionie ulicznym. Dane te opracowano na podstawie ciągłych oraz okresowych danych pomiarowych dotyczących natężenia i struktury ruchu. Dane dotyczące struktury ruchu ograniczone były do 7 kategorii pojazdów, które były monitorowane przez Zarząd Infrastruktury Komunalnej i Transportu w Krakowie w obrębie II obwodnicy Krakowa. Szczegółową strukturę pojazdów opracowano na podstawie statystyk udostępnionych przez Wydział Ewidencji Pojazdów i Kierowców Urzędu Miasta Krakowa. Na podstawie wyżej opisanych danych wykonano obliczenia emisji zanieczyszczeń do powietrza z transportu drogowego z zastosowaniem modułu szacowania wielkości emisji WinOSPM. Moduł ten szacuje emisję na podstawie metodyki zawartej w przewodniku do krajowych inwentaryzacji emisji Europejskiej Agencji Ochrony Środowiska (EEA) [26].

Dane meteorologiczne wykorzystane w obliczeniach pochodziły ze stacji pomiarowej zlokalizowanej na wysokości 20 m n.p.t. (dach budynku należącego do Wydziału Fizyki i Informatyki Stosowanej AGH), położonej w odległości ok. 1,5 km od badanego kanionu. Punkt ten spełniał wymagania stawiane przez model w zakresie miejsca pomiarów prędkości i kierunku wiatru. Wysokość warstwy mieszania wyznaczono za pomocą modelu CALMET [27]. Natomiast informacje o poziomie tła zanieczyszczeń powietrza z rozdzielczością godzino-

wą pochodziły ze stacji monitoringu jakości powietrza tła miejskiego w Krakowie, zlokalizowanej przy ul. Bujaka (os. Kurdwanów).




Rys. 2. Schemat modelu dyspersji zanieczyszczeń powietrza w kanionie ulicznym (OSPM)

Fig. 2. Schematic representation of air pollutant dispersion model in a street canyon (OSPM)

Obliczenia dyspersji zanieczyszczeń powietrza w kanionie ulicznym przeprowadzono dla okresu jednego roku kalendarzowego tj. 2012 r. Model zasilany jest dużą ilością danych pomiarowych w formie szeregów czasowych, które z powodów technicznych (np. usterki urządzeń pomiarowych) mogą być niekompletne. W takim przypadku model OSPM pomija brakujące okresy w obliczeniach (dane nie są sztucznie uzupełniane).

W pracy przeprowadzono porównanie wyników modelowania z wartościami stężeń rejestrowanymi na stacji jakości powietrza położonej w analizowanym kanionie ulicznym. Analizę porównawczą wykonano względem wartości stężeń średnich miesięcznych oraz uśrednionych dla okresu letniego i zimowego (grzewczego). Porównanie wyników przeprowadzono wyłącznie względem istniejących par danych (obserwacje-modelowanie).

## 4. Wyniki i dyskusja

### 4.1. Wyniki obliczeń poziomów stężeń zanieczyszczeń powietrza

W tabeli 1 zestawiono wyniki modelowania dyspersji zanieczyszczeń w postaci wartości średnich miesięcznych i maksymalnych 1-godzinnych stężeń

w powietrzu wybranych zanieczyszczeń gazowych i pyłowych powodowanych przez transport drogowy w kanionie ulicznym aleja Krasińskiego w 2012 roku.

Tabela 1. Obliczone średnie miesięczne i maksymalne 1-godzinne stężenia wybranych zanieczyszczeń powietrza w µg $m^{-3}$ powodowane przez transport drogowy w kanionie ulicznym aleja Krasińskiego

Table 1. Calculated monthly averaged and 1-hour maximum concentrations of selected air pollutants expressed in µg $m^{-3}$ originating from the road transport in the Krasinskiego alley street canyon

| Miesiąc | NO | | $NO_2$ | | $NO_x$ | | $PM_{10}$ | | $PM_{2,5}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | śr. | maks. | śr. | maks. | śr. | maks. | śr. | maks. | śr. | maks. |
| **I** | 44,2 | 125 | 29,0 | 74 | 96,7 | 232 | 8,6 | 18 | 4,5 | 10 |
| **II** | 46,9 | 110 | 34,6 | 82 | 106,3 | 207 | 11,5 | 18 | 6,1 | 10 |
| **III** | 57,9 | 138 | 36,6 | 109 | 121,1 | 253 | 8,3 | 16 | 4,3 | 9 |
| **IV** | 55,1 | 126 | 43,3 | 98 | 128,6 | 243 | 11,3 | 22 | 5,8 | 12 |
| **V** | 56,2 | 125 | 46,0 | 100 | 132,0 | 235 | 11,2 | 22 | 5,6 | 12 |
| **VI** | 53,0 | 116 | 49,6 | 112 | 131,6 | 220 | 9,9 | 21 | 5,2 | 12 |
| **VII** | 53,1 | 116 | 49,6 | 124 | 131,5 | 233 | 11,0 | 20 | 5,6 | 10 |
| **VIII** | 54,6 | 118 | 47,9 | 126 | 136,3 | 250 | 11,8 | 22 | 6,1 | 12 |
| **IX** | 55,2 | 132 | 40,2 | 111 | 128,0 | 256 | 12,5 | 26 | 7,1 | 15 |
| **X** | 52,2 | 122 | 33,3 | 74 | 115,7 | 230 | 11,5 | 24 | 6,4 | 14 |
| **XI** | 76,7 | 143 | 35,5 | 84 | 153,6 | 265 | 13,8 | 26 | 7,4 | 15 |
| **XII** | 73,1 | 143 | 33,7 | 71 | 145,5 | 272 | 13,5 | 28 | 7,1 | 15 |

Wartości średniomiesięczne stężeń $NO_2$ w powietrzu, powodowane przez transport drogowy w kanionie ulicznym w miesiącach chłodniejszych kształtują się na poziomie 30-35 µg $m^{-3}$, a w wiosennych i letnich osiągają prawie 50 µg $m^{-3}$, czyli są wyższe niż średnioroczny poziom dopuszczalny dwutlenku azotu w powietrzu atmosferycznym, który wynosi 40 µg $m^{-3}$ [28]. Podobną sezonową zależność wykazują również maksymalne 1-godzinne stężenia $NO_2$, gdzie zdecydowanie najwyższe wartości występują w okresie letnim. Wyemitowane z pojazdów samochodowych tlenki azotu w formie tlenku azotu (NO) pod wpływem między innymi ozonu ($O_3$) ulegają konwersji do $NO_2$ [20]. Wyższe w okresie letnim stężenia dwutlenku azotu w porównaniu do okresu chłodnego są wynikiem innego chemizmu atmosfery w obu okresach, a tym samym innego udziału w atmosferze substancji śladowych, odpowiedzialnych między innymi za tworzenie się ozonu. Zarejestrowany na stacji tła miejskiego w Krakowie przy ul. Bujaka średniomiesięczny poziom stężeń ozonu w okresie zimowym

wynosił 35-50 µg $m^{-3}$, a w letnim 60-80 µg $m^{-3}$ [2], co potwierdza silny związek pomiędzy stężeniami $NO_2$ i $O_3$ w powietrzu. Stosunek średnich miesięcznych stężeń NO do $NO_2$ zestawionych w tabeli 1 jest w każdym przypadku wyższy od 1. Jest to sytuacja charakterystyczna dla obszaru kanionu ulicznego, gdzie w wyniku procesu spalania paliw w silnikach pojazdów emitowany jest do powietrza głównie tlenek azotu [3]. W okresie letnim stosunek ten ulega zmniejszeniu, co wynika z intensyfikacji procesu konwersji NO do $NO_2$ na drodze reakcji fotochemicznych.

Obliczona wartość stężenia średniorocznego $NO_2$ powodowana przez emisję z transportu drogowego w roku 2012 wyniosła 39,9 µg $m^{-3}$, co oznacza, że sam transport drogowy w analizowanym kanionie ulicznym powoduje stężenia na poziomie średniorocznego poziomu dopuszczalnego. Informacja ta jest niezwykle ważna w kontekście działań zmierzających do poprawy jakości powietrza, gdyż umniejszenie roli komunikacji w programach naprawczych może doprowadzić do nieosiągnięcia zamierzonych celów. Wyniki modelowania wskazują, że 1-godzinny poziom dopuszczalny stężenia $NO_2$ wynoszący 200 µg $m^{-3}$ nie został przekroczony [28]. W związku z powyższym można stwierdzić, że 1-godzinny standard jakości powietrza dla $NO_2$, jest mniej rygorystyczny w porównaniu do średniorocznego poziomu stężenia dopuszczalnego. Wspomniane tendencje występujące w Krakowie są charakterystyczne również dla obszarów miejskich w Europie, na co wskazuje ostatni raport EEA w sprawie jakości powietrza [3].

Zestawione w tabeli 1 wyniki obliczeń stężeń średniomiesięcznych $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$ w powietrzu wynikające z emisji z transportu drogowego nie powodują przekroczeń dopuszczalnego stężenia średniorocznego określonego w rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 24 sierpnia 2012 r. w sprawie poziomów niektórych substancji w powietrzu [28]. Wahania (niewielkie) wartości średniomiesięcznych stężeń zanieczyszczeń pyłowych (tabela 1), są determinowane głównie zmiennym w poszczególnych miesiącach natężeniem ruchu [13] oraz zmianami warunków meteorologicznych [24]. Obliczone maksymalne 1-godzinne stężenia $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$ w powietrzu występują na niskim poziomie wynoszącym ok. 16-28 µg $m^{-3}$, co stanowi zaledwie kilka procent maksymalnych stężeń $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$ obserwowanych na stacji pomiarowej. Prawdopodobnie dodatkowy, a zarazem istotny wkład w mierzone stężenia pyłu $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$ może mieć emisja wtórna pyłu unoszonego z nawierzchni drogi, nie uwzględniona w niniejszej pracy [29]. Wyniki obliczeń wskazują, że emisja z silników samochodowych w niewielkim stopniu przyczynia się do występowania epizodów bardzo wysokich stężeń pyłów zawieszonych.

### 4.2. Porównanie wyników modelowania z obserwacjami

W tabeli 2 zamieszczono wartości średnich zamodelowanych i obserwowanych stężeń w okresie zimowym i letnim dla takich substancji jak: NO, $NO_2$,

$NO_x$, $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$. Dla zilustrowania skuteczności prognostycznej modelu obliczono dodatkowo iloraz odpowiednich wartości zamodelowanych i obserwowanych stężeń. Uzyskane wyniki wskazują, że model OSPM gorzej odzwierciedla stężenia obserwowane w okresie zimowym, gdzie tło miejskie określone na podstawie danych ze stacji monitoringu jakości powietrza może nie być do końca reprezentatywne. W okresie zimowym poza dobrym odwzorowaniem stężenia $NO_2$ w powietrzu mamy do czynienia z niedoszacowaniem wartości średnich stężeń pozostałych analizowanych substancji. Pomijając sam błąd szacowania emisji, prawdopodobnie w okresie tym stacja przy alei Krasińskiego znajdowała się pod silnym wpływem innych, nie uwzględnionych w obliczeniach źródeł emisji, np. z sektora energetyki zawodowej, przemysłu lub sektora komunalno-bytowego.

Tabela 2. Zestawianie średnich stężeń zamodelowanych ($S_{mod.}$) i obserwowanych w kanionie ulicznym aleja Krasińskiego ($S_{obs.}$) oraz stosunku ww. wartości ($S_{mod.}/S_{obs}$) z podziałem na sezon zimowy i letni

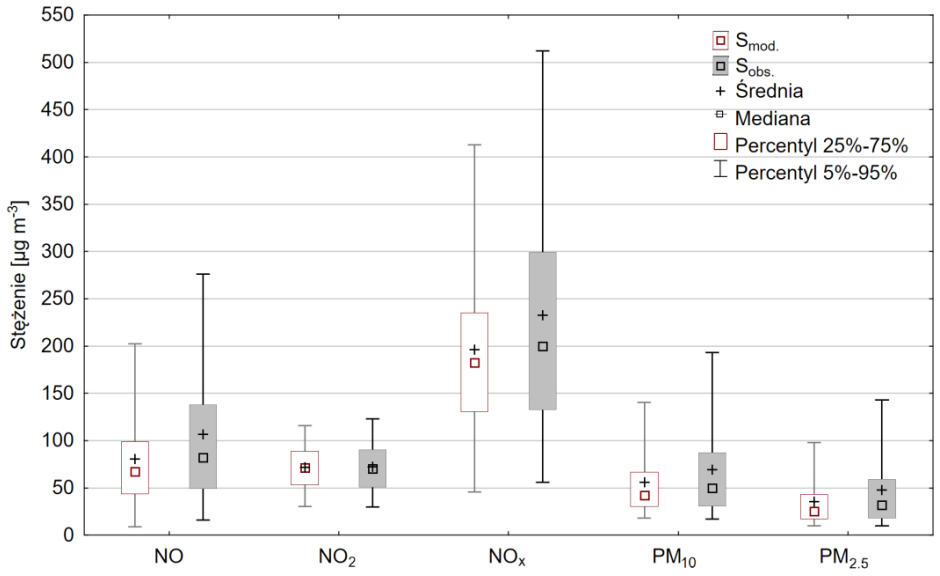
Table 2. Comparison of the average modelled ($S_{mod}$) and observed concentrations in the Krasinski alley street canyon ($S_{obs}$) and their ratios ($S_{mod}/S_{obs}$) with seasonal division (summer and winter)

| **Substancja** | **Sezon zimowy** | | | | **Sezon letni** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **n** | **$S_{mod.}$** | **$S_{obs.}$** | **$S_{mod.}/S_{obs.}$** | **n** | **$S_{mod.}$** | **$S_{obs.}$** | **$S_{mod.}/S_{obs.}$** |
| | - | **[µg m$^{-3}$]** | **[µg m$^{-3}$]** | - | - | **[µg m$^{-3}$]** | **[µg m$^{-3}$]** | - |
| **NO** | 3278 | 93,7 | 130,9 | 0,72 | 3137 | 67,6 | 82,6 | 0,82 |
| **$NO_2$** | 3474 | 69,5 | 67,0 | 1,04 | 3304 | 74,7 | 77,0 | 0,97 |
| **$NO_x$** | 3404 | 213,2 | 264,7 | 0,81 | 3330 | 181,0 | 203,2 | 0,89 |
| **$PM_{10}$** | 2251 | 74,5 | 97,3 | 0,77 | 3217 | 39,3 | 43,9 | 0,89 |
| **$PM_{2.5}$** | 2431 | 49,8 | 69,6 | 0,71 | 3433 | 22,6 | 27,1 | 0,84 |

Na rysunku 3 przedstawiono wartości mediany i średniej rocznej wraz z percentylem 25%-75% (ramka) oraz 5%-95% (wąsy) zamodelowanych stężeń 1-godzinnych porównane ze stężeniami zmierzonymi na stacji monitoringu jakości powietrza zlokalizowanej przy alei Krasińskiego.

Model OSPM bardzo dobrze odzwierciedla wartości stężeń średnich 1-godzinnych $NO_2$, jednak zarówno w przypadku NO i $NO_x$ stężenia zamodelowane są niższe od obserwowanych. Może to wynikać z uproszczonego schematu konwersji NO do $NO_2$ zastosowanego w modelu OSPM. Schemat ten oparty został na założeniu istnienia równowagi fotochemicznej pomiędzy $NO\text{-}NO_2\text{-}O_3$. Założenie to sprawdza się stosunkowo dobrze w sytuacji modelowania przemian fotochemicznych dla krótkich przedziałów czasowych (np. do 1-godziny) w dobrze wymieszanej atmosferze, stąd duża część modeli dyspersji implementuje ten mechanizm. Rozdzielczość czasowa 1-godzinna w jakiej były wykony-

wane obliczenia modelowe oraz obszar kanionu, w którym występują turbulencje mechaniczne intensyfikujące mieszanie zanieczyszczeń, teoretycznie powinny gwarantować uzyskiwanie wysokich skuteczności prognostycznych modelu. Przeprowadzona walidacja wyników obliczeń w zakresie stężeń tlenków azotu w powietrzu wskazuje jednak na istnienie innych czynników, które w badanej przestrzeni wpływają na zmniejszenie skuteczności prognostycznej modelu w zakresie stężeń NO i $NO_x$. Czynnikami tymi mogą być zarówno nie uwzględnione w procesie modelowania substancje śladowe znajdujące się w rzeczywistej atmosferze (np. węglowodory, które w istotny sposób podnoszą potencjał fotochemiczny powietrza), czy niepewność danych emisyjnych, która obejmuje nie tylko niepewność wynikającą z szacowania natężenia ruchu, jak również struktury pojazdów poruszających się w analizowanym kanionie.



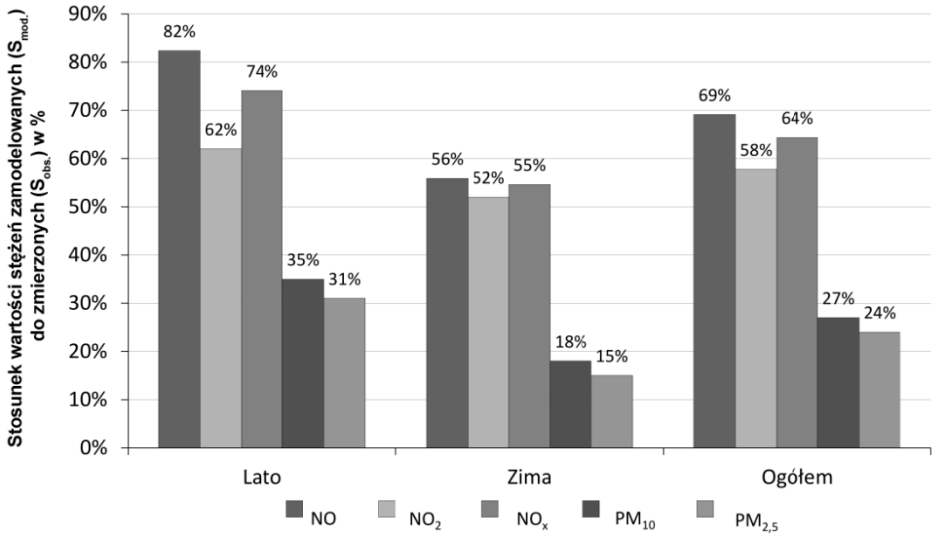

Rys. 3. Porównanie wyników zamodelowanych stężeń ($S_{mod.}$) z wartościami stężeń ($S_{obs.}$) zmierzonych na stacji monitoringu jakości powietrza zlokalizowanej w kanionie ulicznym aleja Krasińskiego w Krakowie w 2012 roku

Fig. 3. Comparison of the modelled results ($S_{mod}$) and the concentration values ($S_{obs}$) measured at the air quality monitoring station located in the Krasinski alley street canyon in Krakow in 2012

## 4.3. Wpływ emisji z transportu drogowego na jakość powietrza

Na rysunku 4 przedstawiono stopień oddziaływania emisji z transportu drogowego na jakość powietrza, wyrażony w postaci udziału procentowego stężeń powodowanych przez poruszające się pojazdy względem stężeń zmierzonych na stacji monitoringu jakości powietrza dla wybranych zanieczyszczeń gazowych

i pyłowych. Przedstawione udziały procentowe (rys. 4) wskazują, że transport drogowy w dużym stopniu przyczynia się do występowania wysokich stężeń NO, $NO_2$ i $NO_x$ w powietrzu kanionu alei Krasińskiego. Średnioroczny udział transportu drogowego w kształtowaniu poziomów stężeń $NO_2$ w kanionie alei Krasińskiego jest bardzo wysoki i wynosi 58%, w okresie letnim 62% a w okresie zimowym 52%. Udziały procentowe stężeń NO i $NO_x$ przedstawiają podobne tendencje jednak charakteryzują się wyższymi wartościami. Biorąc pod uwagę fakt, że wyniki obliczeń stężeń NO i $NO_x$ w powietrzu (tabela 1) wynikające z emisji z transportu drogowego mogą być niedoszacowane, realne oddziaływanie emisji NO i $NO_x$ z transportu drogowego na jakość powietrza w analizowanym kanionie ulicznym jest proporcjonalnie większe.




Rys. 4. Zestawienie procentowych udziałów zamodelowanych stężeń NO, $NO_2$, $NO_x$, $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$ wynikających z emisji z transportu drogowego w odniesieniu do wartości stężeń zmierzonych na stacji monitoringu jakości powietrza zlokalizowanej w kanionie ulicznym alei Krasińskiego z podziałem na okres letni, zimowy i ogółem

Fig. 4. Percentage shares of modelled NO, $NO_2$, $NO_x$, $PM_{10}$ and $PM_{2.5}$ concentrations originating from the road transport emission in relation to the measured concentrations from the air quality monitoring station located in the Krasinski alley street canyon during summer, winter and total period

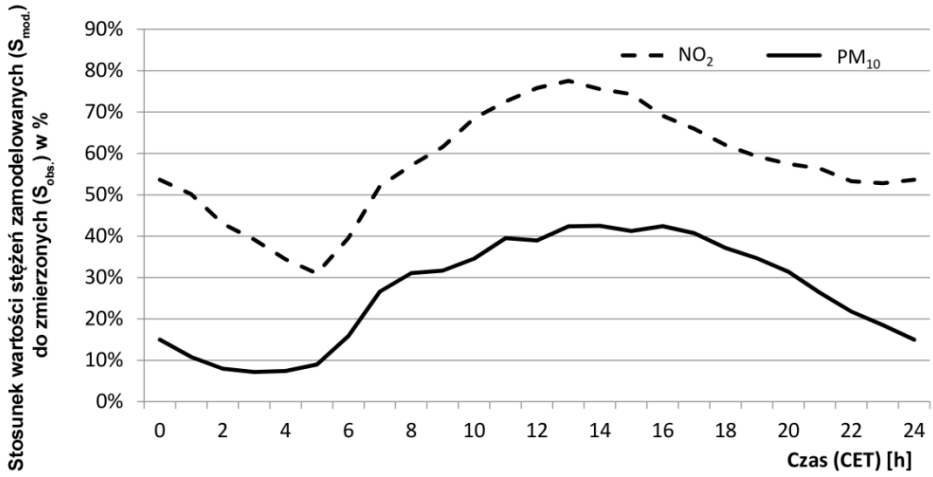
Emisja z silników pojazdów samochodowych w mniejszym stopniu kształtuje poziomy stężeń $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$ w powietrzu atmosferycznym w porównaniu do tlenków azotu. Wyraźna jest natomiast różnica pomiędzy udziałami w okresie letnim i zimowym. Ta różnica wynika ze zwiększonej emisji pyłów z sektora komunalnego oraz przemysłowego, w tym głównie energetyki zawodowej

w okresie zimowym. Podobny efekt zaobserwowano również w badaniach prowadzonych na terenie aglomeracji górnośląskiej [29, 30]. Autorzy tych prac stwierdzili również, że emisja cząstek stałych z innych źródeł niż komunikacyjne może przyczyniać się do maskowania oddziaływania z transportu drogowego. Istotne mogą być również efekty tworzenia się wtórnych zanieczyszczeń pyłowych z prekursorów nieorganicznych i organicznych. Udział transportu drogowego w kształtowaniu poziomu stężeń $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$ w powietrzu może być jeszcze większy niż przedstawia to rysunek 4. Przyjmując, zgodnie z wynikami badań [31], że udział pyłu wtórnego ($PM_{2.5}$) unoszonego z nawierzchni drogi na poziom stężenia sumarycznego powodowanego przez transport drogowy wynosi ok. 20-25%, to w sytuacji, gdy w okresie letnim faktyczny udział transportu drogowego w kształtowaniu poziomu stężenia $PM_{2,5}$ w powietrzu przekracza 40%, wówczas ogólny udział pyłu unoszonego z drogi przekracza 30% sumarycznego stężenia powodowanego przez transport drogowy.

Na rysunku 5 przedstawiono procentowe wartości udziałów stężeń zamodelowanych w stosunku do stężeń zmierzonych dla okresu doby. Wartości te tylko w pewnym stopniu korelują z dobową zmiennością natężenia ruchu przedstawioną na rysunku 1. W rzeczywistości nie występuje silna korelacja pomiędzy tymi parametrami, gdyż determinanty meteorologiczne są głównym czynnikiem kształtującym poziomy stężeń zanieczyszczeń w powietrzu. Należy podkreślić, że większość parametrów meteorologicznych również charakteryzuje się cyklicznością dobową i sezonową np.: prędkość wiatru, wysokość warstwy mieszania czy temperatura powietrza [5, 7]. Mierzone na pobliskiej stacji meteorologicznej (AGH) prędkości wiatru są z reguły większe w ciągu dnia niż w porze nocnej. Tendencja ta dotyczy także wysokości warstwy mieszania [6] oraz klas stabilności atmosferycznej. Parametry meteorologiczne odpowiadające niekorzystnym warunkom dyspersyjnym i minimalna emisja wynikająca z małego natężenia ruchu powodować może wyższe stężenia zanieczyszczeń w powietrzu niż miało by to miejsce przy korzystnych warunkach meteorologicznych i wysokiej emisji substancji do powietrza. Należy nadmienić, że zachodzące w atmosferze procesy transformacji zanieczyszczeń, szczególnie tlenków siarki i azotu do siarczanów i azotanów powodują w efekcie końcowym powstawanie wtórnych cząstek stałych. W zależności od dostępności reagentów (prekursorów tworzenia się aerozolu) i warunków atmosferycznych (szczególnie wilgotności i temperatury) wystąpić mogą w określonych porach doby wzrosty stężeń pyłów, wynikające z przemian chemicznych zachodzących w atmosferze [32, 33].

Efekt zmian udziału emisji z transportu drogowego w kształtowaniu poziomów stężeń zanieczyszczeń powietrza w kanionie ulicznym alei Krasińskiego przedstawiony na rysunku 5 wskazuje, że w godzinach popołudniowych stężenia $NO_2$ i $PM_{10}$ mogą być nawet odpowiednio w 80% i 40% determinowane przez emisję z transportu drogowego. Przedstawiona na rysunku 5 zależność wskazuje, że wzrost udziału stężeń pyłów pochodzących z transportu drogowego następuje w godzinach porannych i utrzymuje się do późnego popołudnia. Oznacza to, że

w okresie wzmożonego ruchu pieszego następuje najsilniejsze oddziaływanie emisji z transportu drogowego na zdrowie ludzi. Dotychczasowe badania wskazują, że w tym okresie ma miejsce wyraźny wzrost liczby bardzo drobnych (<100 nm) cząstek w powietrzu, charakteryzujących się dużym, negatywnym wpływem na zdrowie ludzi [32-35].




Rys. 5. Zestawienie procentowych udziałów zamodelowanych stężeń godzinowych $NO_2$ i $PM_{10}$ wynikających z emisji z transportu drogowego w odniesieniu do wartości stężeń godzinowych zmierzonych w cyklu dobowym na stacji monitoringu jakości powietrza zlokalizowanej w kanionie ulicznym alei Krasińskiego w 2012 r.

Fig. 5. Percentage shares of modelled hourly averaged $NO_2$ and $PM_{10}$ concentrations originating from the road transport in relation to hourly averaged concentrations measured in the daily cycles at the air quality monitoring station located in the Krasinski alley street canyon in 2012

## 5. Podsumowanie

Przedstawione w pracy wyniki badań modelowych oraz porównawczych wskazują, że stężenia zanieczyszczeń powietrza powodowane wyłącznie przez emisję z silników spalinowych pojazdów poruszających się w rejonie kanionu ulicznego alei Krasińskiego mogą prowadzić do występowania przekroczeń średniorocznego poziomu dopuszczalnego stężenia $NO_2$ i nie są w istotny sposób odpowiedzialne za wysokie poziomy stężeń w powietrzu pyłów $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$. Wydaje się, że na poziom stężeń pyłu $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$ w powietrzu kanionu ulicznego może w zdecydowanie większym stopniu wpływać emisja wtórna pyłu z dróg [32]. Emisja ta nie została jednak uwzględniona w obliczeniach, gdyż nie została zaimplementowana w oprogramowaniu WinOSPM, które służyło do oszacowania emisji z pojazdów samochodowych. Wyniki oceny modelu

wykazały również, że emisja NO z transportu drogowego może być niedoszacowana. W przyszłości należy poświęcić tym zagadnieniom więcej uwagi poczynając od badań zmierzających do określenia ilości pyłu znajdującego się na drogach w celu oszacowania wtórnej emisji pyłu z dróg [36], a kończąc na lepszym rozpoznaniu struktury pojazdów poruszających się po nich.

Badania modelowe wykazały, że udział transportu drogowego (emisje z silników oraz ścierania opon, okładzin i nawierzchni jezdni) w kształtowaniu średnich stężeń zanieczyszczeń powietrza w kanionie ulicznym w odniesieniu do: $NO_2$, $PM_{10}$ i $PM_{2.5}$ wynosi odpowiednio: 58, 27 i 24%. Jak można zauważyć emisje z silników samochodowych powodują w głównej mierze wzrost stężenia $NO_2$ w powietrzu, natomiast w mniejszym stopniu wpływają na poziom stężenia pyłu $PM_{10}$ i $PM_{2,5}$. Jednak należy mieć na uwadze, że emisje z silników spalinowych są odpowiedzialne za emisję ultra drobnych cząstek pyłu - mniejszych od 100 nm [32-35], których wpływ na zdrowie ludzi jest największy w bezpośrednim sąsiedztwie drogi [37]. Wprowadzając działania naprawcze w zakresie poprawy jakości powietrza atmosferycznego w Krakowie ze względu na stężenia pyłów zawieszonych, należy mieć więc na uwadze fakt, że nie tylko poziom stężenia pyłu w powietrzu stanowi zagrożenie dla zdrowia ludzi lecz również: wielkość, kształt, właściwości fizykochemiczne pyłów oraz zawartość substancji kancerogennych zaadsorbowanych na ich powierzchni [34].

***Praca powstała w ramach badań statutowych AGH nr 11.11.150.008 i grantu dziekańskiego.***

## Literatura

[1] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Krakowie (WIOŚ).: Pięcioletnia ocena jakości powietrza pod kątem jego zanieczyszczenia: $SO_2$, $NO_2$, $NO_x$, CO, benzenem, $O_3$, pyłem $PM_{10}$, pyłem $PM_{2,5}$ oraz As, Cd, Ni, Pb i B(a)P w województwie małopolskim uwzględniająca wymogi dyrektyw: 2008/50/WE i 2004/107/WE oraz decyzji 201. Kraków 2014. http://www.krakow.pios.gov.pl/publikacje /2014/5letnia_ocena_jakosci_powietrza_2013.pdf {dostęp: 20.04.2016 r.}.

[2] Główny Inspektor Ochrony Środowiska (GIOŚ): Bank danych pomiarowych jakości powietrza, http://powietrze.gios.gov.pl/pjp/home {dostęp: 10.04.2016 r.}.

[3] European Environment Agency (EEA): Air quality in Europe - 2015 report, Luxembourg: Publications Office of the European Union 2015. http://www.eea.europa.eu/publications/air-quality-in-europe-2015 {dostęp: 26.04.2016 r.}.

[4] Lo K.W., Ngan K.: Characterising the pollutant ventilation characteristics of street canyons using the tracer age and age spectrum, Atmospheric Environment, vol. 122, 2015, pp. 611-621.

[5] Oleniacz R., Bogacki M., Rzeszutek M., Kot A.: Meteorologiczne determinanty jakości powietrza w Krakowie, (w:) Ochrona powietrza w teorii i praktyce, praca zbiorowa pod red. J. Konieczyński, Instytut Podstaw Inżynierii Środowiska PAN, Zabrze 2014, s. 163-178.

[6] Wagner P., Schäfer K.: Influence of mixing layer height on air pollutant concentrations in an urban street canyon, Urban Climate, vol. XX, 2015, pp. 1-13, http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2212095515300328 {dostęp: 26.04.2016 r.}.

[7] Elminir H.K.: Dependence of urban air pollutants on meteorology, Science of the Total Environment, vol. 350, 2005, pp. 225-37.

[8] Tong N.Y.O., Leung D.Y.C.: Effects of building aspect ratio, diurnal heating scenario, and wind speed on reactive pollutant dispersion in urban street canyons, Journal of Environmental Sciences (China), vol. 24, no. 12, 2012, pp. 2091-2103.

[9] Holmes N.S., Morawska L.: A review of dispersion modelling and its application to the dispersion of particles: An overview of different dispersion models available, Atmospheric Environment, vol. 40, 2006, pp. 5902-5928.

[10] Vardoulakis S., Fisher B.E., Pericleous K., Gonzalez-Flesca N.: Modelling air quality in street canyons: A review, Atmospheric Environment, vol. 37, 2003, pp. 155-182.

[11] Tominaga Y., Stathopoulos T.: CFD modeling of pollution dispersion in a street canyon: Comparison between LES and RANS, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 99, 2011, pp. 340-348.

[12] Murena F., Favale G., Vardoulakis S., Solazzo E.: Modelling dispersion of traffic pollution in a deep street canyon: Application of CFD and operational models, Atmospheric Environment, vol. 43, 2009, pp. 2303-2311.

[13] Rzeszutek M., Kasietczuk M., Bogacki M.: Impact assessment of road transport on air quality in the selected area of Krakow, Logistyka, nr 4, 2014, s. 4864-4873.

[14] Méline J., Wicherek S., Julien-Laferrière B., Oudinet J.: Assessment of exposure to air pollution from road traffic: use of air dispersion model CALINE4 at a fine scale in Cracow, Prace Geograficzne, vol. 127, 2011, pp. 87-113.

[15] Oudinet J.P., Méline J., Obtulowicz K., Wicherek S., Piotrowicz K., Julien-Laferrière B.: Assessment of interactions between quality of urban landscape and human health , the case study in a Central European city, The Problems of Landscape Ecology, vol. 30, 2011, pp. 279-292.

[16] Benson P.E.: CALINE4-a Dispersion Model for Predicting Air Pollution Concentration Near Roadways, Report no. FHWA/CA/TL-84/15,California Department of Transportation, Sacramento 1989, http://www.dot.ca.gov/research/researchreports/1981-1988/84-15.pdf {dostęp: 26.04.2016 r.}.

[17] Gualtieri G.: A street canyon model intercomparison in Florence, Italy, Water, Air, & Soil Pollution, vol. 212, 2010, pp. 461-482.

[18] Heist D.K., Isakov V., Perry S.G., Snyder M.G., Venkatram A., Hood C., et al.: Estimating near-road pollutant dispersion: A model inter-comparison, Transportation Research Part D: Transport and Environment, vol. 25, 2013, pp. 93-105.

[19] Berkowicz R.: OSPM - a parameterised street pollution model, Environmental Monitoring and Assessment, vol. 65, 2000, pp. 323-31.

[20] Berkowicz R., Ketzel M., Jensen S.S., Hvidberg M., Raaschou-Nielsen O.: Evaluation and application of OSPM for traffic pollution assessment for a large number of street locations, Environmental Modelling and Software, vol. 23, 2008, pp. 296-303.

[21] Ketzel M., Berkowicz R., Lohmeyer A.: Comparison of numerical street dispersion models with results from wind tunnel and field measurements, Environmental Modelling and Software, vol. 65, 2000, pp. 363-370.

[22] Elbir T., Kara M., Bayram A., Altiok H., Dumanoglu Y.: Comparison of predicted and observed PM10 concentrations in several urban street canyons Air Quality, Atmosphere and Health, vol. 4, 2011, pp. 121-131.

[23] Vardoulakis S., Valiantis M., Milner J., ApSimon H.: Operational air pollution modelling in the UK-Street canyon applications and challenges, Atmospheric Environment, vol. 41, 2007, pp. 4622-4637.

[24] Bogacki M, Kot A, Rzeszutek M. Model of averaging traffic flow variability profiles based on the examples of selected streets in Krakow, Logistyka, vol. 4 2015, pp. 8694-8702.

[25] Główny Urząd Statystyczny (GUS): Bank Danych Lokalnych, https://bdl.stat.gov.pl/BDL/start {dostęp: 26.04.2016 r.}.

[26] European Environment Agency (EEA). EMEP/EEA air pollutant emission inventory guidebook 2013, Technical guidance to prepare national emission inventories. Luxembourg: Publications Office of the European Union 2013, http://www.eea.europa.eu/publications/emep-eea-guidebook-2013 {dostęp: 26.04.2016 r.}.

[27] Scire J.S., Robe F.R., Fernau M.E., Yamartino RJ.: A user's guide for the CALMET meteorological model (Version 5). Earth Tech, Inc. Concord, MA 2000, http://www.src.com/calpuff/download/CALMET_UsersGuide.pdf {dostęp: 26.04.2016 r.}.

[28] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 sierpnia 2012 r. w sprawie poziomów niektórych substancji w powietrzu, Dz.U. 2013 poz. 1031.

[29] U.S. EPA: AP 42, Fifth Edition, Compilation of Air Pollutant Emission Factors. Section 13.2.1, Paved Roads. EPA contract No. 68-D0-0123, Work Assignment no. 44, 2011, https://www3.epa.gov/ttn/chief/ap42/ch13/final/c13s01.pdf {dostęp: 26.04.2016 r.}.

[30] Rogula-Kozłowska W., Rogula-Kopiec P., Klejnowski K., Błaszczyk J.: Wpływ emisji komunikacyjnej na stężenie dwóch form węgla i rozkład ich masy względem wielkości cząstek w aerozolu atmosferycznym obszaru miejskiego, Rocznik Ochrony Środowiska, vol. 15, 2013, pp. 1623-1644.

[31] Kozielska B., Rogula-Kozłowska W., Pastuszka J.S.: Wpływ ruchu drogowego na stężenia $PM_{2,5}$, $PM_{10}$ i WWA w warunkach wysokiej i niskiej emisji komunalnej, (w:) Polska Inżynieria Środowiska pięć lat po wstąpieniu do Unii Europejskiej, praca zbiorowa pod red. J. Ozonka, M. Pawłowskiej, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol. 58, tom 1, 2009, s. 129-37.

[32] Mancilla Y., Mendoza A.: A tunnel study to characterize PM2.5 emissions from gasoline-powered vehicles in Monterrey, Mexico, Atmospheric Environment, vol. 59, 2012, pp. 449-460.

[33] Weber S., Kordowski K., Kuttler W.: Variability of particle number concentration and particle size dynamics in an urban street canyon under different meteorological conditions, Science of the Total Environment, vol. 449, 2013, pp. 102-114.

[34] Wehner B., Birmili W., Gnauk T., Wiedensohler A.: Particle number size distributions in a street canyon and their transformation into the urban background: Measurements and a simple model study, Atmospheric Environment, vol. 36, 2002, pp. 2215-2223.

[35] Chłopek Z, Suchocka K. Zagrożenia dla zdrowia ludzi i ich środowiska przez cząsteczki stałe w okolicach tras komunikacyjnych, Archiwum Motoryzacji, tom 63, nr 1, 2010, s. 109-129.

[36] Imhof D., Weingartner E., Prévôt A.S.H., Ordóñez C., Kurtenbach R., Wiesen P., et al.: Aerosol and NOx emission factors and submicron particle number size distributions in two road tunnels with different traffic regimes, Atmospheric Chemistry and Physics Discussions, vol. 5, 2005, pp. 5127-5166.

[37] Baldauf R., Thoma E., Hays M., Shores R., Kinsey J., Gullett B., et al.: Traffic and meteorological impacts on near-road air quality: summary of methods and trends from the Raleigh Near-Road Study, Journal of the Air & Waste Management Association, vol. 58, no. 7, 2008, pp. 865-578.

## AIR POLLUTANTS DISPERSION MODELLING IN THE STREET CANYON: CASE STUDY OF THE KRASINSKI ALLEY IN KRAKOW

**S u m m a r y**

The paper presents an impact assessment of the road transport emission on air quality in the street canyon within the Krasinski alley in Krakow with particulate matter ($PM_{10}$ and $PM_{2,5}$) and nitrogen dioxide ($NO_2$) concentration levels taken into consideration. The assessment was based on the results of mathematical modelling using the OSPM model (Operational Street Pollution Model). The emissions of air pollutants from road transport were estimated accordingly to the CORINAIR methodology developed by the European Environment Agency, For the calculation process the meteorological data were derived from the station located in the region of AGH University of Science and Technology in Krakow and the background pollution data were obtained from the air quality measurement station at the Bujaka street in Krakow. Additionally, the paper presents a comparison between modelling results and measured concentrations from air quality monitoring station located in the street canyon within the Krasinski alley. The results obtained confirmed a significant role of the road transport emission in air quality within the street canyon area and an association with the occurrence of excessive $NO_2$ and particulate matter ($PM_{10}$ and $PM_{2,5}$) concentrations in the air. It was found that the impact of road transport on the concentration levels of $NO_2$, $PM_{10}$ and $PM_{2.5}$ in the air varies seasonally with the biggest influence observed in the summer. During this period, the road transport emission is shaping $NO_2$, $PM_{10}$ and $PM_{2.5}$ concentration levels in the street canyon in 62, 35 and 31%, respectively.

**Keywords:** emission, road transport, air quality impact assessment, street canyon, air pollutant dispersion modelling, OSPM model

DOI:10.7862/rb.2016.148

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 39-52

**Dorian CZARNIECKI**[1]
**Daniel SŁYŚ**[2]

# ANALIZA TECHNICZNA I FINANSOWA PODGRZEWANIA MURAWY BOISKA SPORTOWEGO

W ostatnich latach w Polsce nadrobione zostały wieloletnie zaległości w budowie infrastruktury sportowej, dedykowanej w głównej mierze dzieciom i młodzieży oraz zapewnieniu społeczeństwu szerokiego i bezpłatnego dostępu do nowoczesnych obiektów sportowych. Niezbędna staje się potrzeba poszukiwania nowych rozwiązań, których zastosowanie przyczyni się do znacznej poprawy warunków uprawiania sportu w kraju. Należy przy tym dać pierwszeństwo wszystkim proekologicznym systemom przyczyniającym się do racjonalizacji wykorzystania energii, a dzięki temu również do ochrony powietrza atmosferycznego. Odpowiedzią na taki trend jest ogrzewanie boisk i muraw stadionów przy użyciu pompy ciepła. W artykule przedstawiono wyniki analizy technicznej ogrzewania płaszczyznowego płyty boiska przy użyciu tego urządzenia, jak również analizy finansowej jego zastosowania w ustalonych uwarunkowaniach. Znajomość tych analiz daje możliwość wyboru najkorzystniejszego wariantu systemu dla obecnej i nowobudowanej infrastruktury sportowej, co w znacznym stopniu może przyczynić się do zmniejszenia kosztów eksploatacyjnych.

**Słowa kluczowe:** boisko sportowe, ogrzewanie płaszczyznowe, pompa ciepła, odnawialne źródła energii

## 1. Wprowadzenie

Obserwowany w ostatnich latach znaczący wzrost zainteresowania nowoczesnymi systemami ogrzewania, których innowacyjność często dyktowana jest Względami ekonomiczno-ekologicznymi, sprawia, że nasz kraj może się pochwalić infrastrukturą sportową na światowym poziomie. W ciągu dekady

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Dorian Czarniecki, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 7432409, e-mail: doriancz@prz.edu.pl
[2] Daniel Słyś, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651784, e-mail: daniels@prz.edu.pl

w Polsce przybyło obiektów spełniających dość rygorystyczne wymagania FIFA i UEFA, a co cieszy jeszcze bardziej, ogólnodostępnych boisk sportowych wybudowanych w ramach programu „Moje Boisko – Orlik 2012".

Mecze piłkarskie są rozgrywane na tych większych obiektach do późnej jesieni, gdy możliwe są opady śniegu oraz pierwsze przymrozki, z kolei kapryśna aura może również sprawiać niespodzianki w trakcie kalendarzowej wiosny. Natomiast Orliki w większości przypadków umożliwiają grę w piłkę przez cały rok, nawet w okresie zimowym. W celu zapewnienia bezpieczeństwa piłkarzy, jak również umożliwienia rozgrywania meczów w tych okresach, niezbędna staje się potrzeba zastosowania ogrzewania i odpowiedniego drenażu murawy [12].

Niskotemperaturowe systemy grzewcze są powszechnie stosowane w ogrzewaniu płaszczyznowym typu podłogowego, sufitowego czy ściennego, mogą one być również stosowane do ogrzewania powierzchni otwartych. Bez wątpienia mogą być wykorzystane do podgrzewania boisk i muraw stadionów, ogrzewania dróg i ciągów komunikacyjnych, schodów, podjazdów czy tarasów, stykających się z powietrzem zewnętrznym. W tym pierwszym przypadku, wykonanie instalacji ogrzewania płaszczyznowego jest bardziej skomplikowane niż w przypadku budynków, głównie z uwagi na trawę, która wymaga odpowiedniej temperatury dla prawidłowej wegetacji, aby nie ulegała zniszczeniu [8].

System ogrzewania płyty boiska sportowego spełnia następujące funkcje:

- zapobieganie powstawaniu warstwy lodu na powierzchni boiska,
- umożliwianie utrzymywania założonej temperatury na jej płycie,
- zachowanie sprężystości sztucznej murawy,
- ułatwienie rozmrażania powstałego lodu i śniegu,
- zapewnienie suchej i czystej nawierzchni.

Ogrzewanie powierzchni otwartych, mających kontakt z powietrzem zewnętrznym, realizowane jest przez montaż rur typu PEX w podłożu bezpośrednio pod powierzchnią. Aby nie dopuścić do zamarznięcia instalacji, nawet przy nieużytkowaniu systemu w okresie zimowym, jako czynnik grzejny stosowany jest wodny roztwór glikolu [8].

W tradycyjnych instalacjach podgrzewanie płyty boiska realizowane jest w większości przypadków za pomocą specjalistycznych elektrycznych kabli grzejnych i mat, przy użyciu węzłów cieplnych, jak również z lokalnych kotłowni opalanych paliwem gazowym lub płynnym. Z uwagi na to, że systemy te nie wymagają wysokiej temperatury roboczej, występuje możliwość stosowania do ich zasilania alternatywnych źródeł energii, tj. pomp ciepła, instalacji słonecznych, itp. Mając na uwadze znaczne nakłady inwestycyjne na instalacje tego typu, istotne jest dokonanie analizy finansowej takiej inwestycji. Ze względu na zastosowany czynnik grzejny instalacja łączona jest ze źródłem ciepła za pomocą wymiennika ciepła.

Płyta boiska powinna być również zaopatrzona w odpowiedni drenaż umożliwiający odprowadzanie wód opadowych oraz wód powstałych po roztopieniu śniegu i lodu. Dodatkowym elementem jest system nawadniający trawę w sezonie wiosennym i letnim [11, 14].

Obecnie obserwuje się wzrost zainteresowania systemami ogrzewania powierzchni otwartych, zwłaszcza systemami do ogrzewania muraw boisk sportowych. Pojawia się więc konieczność dokładnego przeanalizowania celowości zastosowania pompy ciepła jako alternatywnego źródła energii.

## 2. Projektowanie systemu podgrzewania płyty boiska sportowego z wykorzystaniem pompy ciepła

Systemy podgrzewania płyty boiska umożliwiają roztopienie warstwy śniegu zalegającej na powierzchni, jednakże w praktyce nie ma to większego sensu. Celowe jest w takim przypadku wcześniejsze usunięcie zalegającego na powierzchni śniegu, a następnie uruchomienie instalacji. Zadaniem funkcji grzewczej jest przyczynienie się do roztopienia tego, co pozostało na powierzchni, i nie dopuszczenie do powstawania bryłek lodu. W związku z powyższym projektowanie systemu podgrzewania murawy boiska sportowego opiera się na założeniu, że temperatura płyty grzewczej mieści się w granicach od +1 do +5°C [8]. Działanie całego systemu wspierane jest przez czujniki śniegu, oblodzenia i temperatury, które współpracują z cyfrowymi regulatorami.

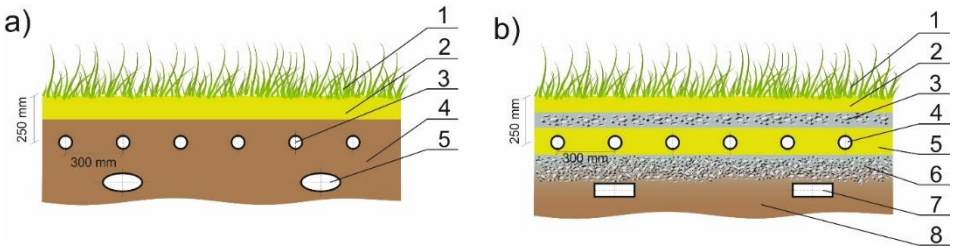
Wymiennik poziomy ma postać równoległych pętli o równej długości najczęściej z jednym nawrotem, pojedynczym zasilaniem i powrotem. Dzięki temu zapewniony zostaje jednakowy przepływ przez poszczególne pętle oraz równomierny rozkład temperatury w całej ogrzewanej powierzchni. Wykonane z sieciowanego polietylenu pętle grzewcze instaluje się na głębokości 25-30 cm w warstwie pospółki – w zależności od indywidualnych uwarunkowań klimatyczno-gruntowych [9]. Kolektory z króćcami przyłączeniowymi wykonane z rur polietylenowych (PE-RT) układane są standardowo wzdłuż dłuższego boku boiska w układzie Tichelmanna.

Schemat przekroju przez płytę boiska piłkarskiego przedstawiono na rysunku 1.

Zaproponowano system ogrzewania płaszczyznowego płyty boiska sportowego z wykorzystaniem pompy ciepła (rys. 2). Jako źródło dolne może być wykorzystany grunt, woda, powietrze, ciepło odpadowe, itp. [13].

W analizowanym przykładzie podgrzewanie murawy następuje przy użyciu jednostopniowej pompy ciepła pracującej w układzie ciecz-ciecz, współpracującej z układem przewodów cieczowych rozmieszczonych pod płytą boiska. Czynnikiem grzewczym jest woda o temperaturze 17°C, która odpływa ze skraplacza pompy ciepła, przepływa przez przeciwprądowy wymiennik ciepła, gdzie oddaje zdeponowane w niej ciepło ochładzając się do temperatury 13°C

i ponownie jest wtłaczana do skraplacza. Jednocześnie następuje podgrzanie krążącego w obiegu zamkniętym wodnego roztworu glikolu etylenowego z 11°C do 16°C. Dolnym źródłem dla pompy ciepła jest woda, która stanowi korzystne źródło niskotemperaturowe, z uwagi na jej dużą pojemność cieplną [4]. W zimie woda jest tłoczona przez pompę głębinową do parownika pompy ciepła. Po przejściu przez parownik woda ochładza się z temperatury 6°C do 2°C, a następnie jest wtłaczana ponownie do zbiornika wodnego. W parowniku czynnik chłodniczy odbiera ciepło od wody. Gorący czynnik chłodniczy skrapla się w skraplaczu i oddaje ciepło do wodnej instalacji grzewczej. W okresie letnim zaproponowano wyłączenie instalacji pompy ciepła.



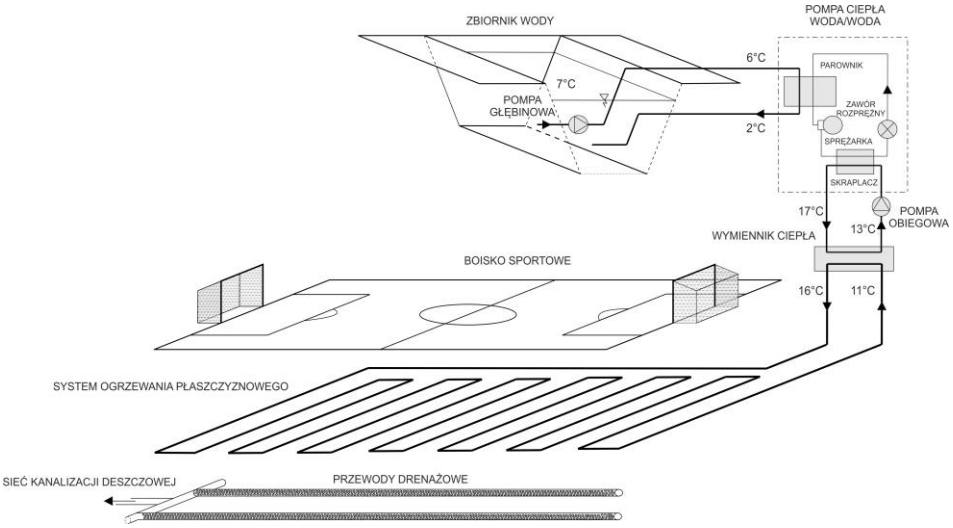

Rys. 1. Schematyczny przekrój płyty boiska sportowego: a) nawierzchnia naturalna: 1 – murawa, 2 – podkład wymienny (piasek), 3 – rury grzewcze, 4 – grunt rodzimy, 5 – drenaż; b) nawierzchnia sztuczna: 1 – sztuczna murawa, 2 – podsypka (np. piasek i zmielona guma), 3 – żwir, 4 – rury grzewcze, 5 – piasek, 6 – żwir, 7 – drenaż, 8 – grunt rodzimy (na podstawie [12])

Fig. 1. Schematic cross-section through board sports field: a) natural surface: 1 - turf, 2 - primer removable (sand), 3 - heating pipes, 4 - subsoil, 5 - drainage; b) artificial surface: 1 - artificial turf, 2 - ballast (eg. sand and crumb rubber), 3 - gravel, 4 - heating pipes, 5 - sand, 6 - gravel, 7 - drainage, 8 - subsoil (based on the [12])

Instalacja dolnego źródła ciepła składa się z pompy głębinowej tłoczącej wodę do parownika, zaworów odcinających usytuowanych na zasilaniu i powrocie instalacji oraz filtra eliminującego zanieczyszczenia umieszczonego na zasilaniu instalacji [10].

Instalacja grzewcza składa się z pomp obiegowych wymuszających przepływ czynników grzewczych (woda, wodny roztwór glikolu etylenowego), zaworów zwrotnych chroniących pompy przed niepożądaną zmianą kierunku przepływu obu mediów, filtrów eliminujących zanieczyszczenia, naczyń wzbiorczych i zaworów bezpieczeństwa chroniących instalację przed nadmiernym ciśnieniem oraz przeciwprądowego płytowego wymiennika ciepła [10].

Na rysunku 2 przedstawiono schemat analizowanego systemu podgrzewania murawy boiska sportowego przy użyciu pompy ciepła.




Rys. 2. Schemat systemu ogrzewania murawy boiska sportowego przy użyciu pompy ciepła

Fig. 2. Diagram of the hydronic turf heating system using a heat pump

Współczynnik przenikania ciepła $U_b$ od pętli grzewczych do otoczenia obliczono dla nawierzchni naturalnej ze wzoru (1).

$$U_b = \frac{1}{\frac{h_p}{\lambda_p}+\frac{h_g}{\lambda_g}+\frac{1}{\alpha_p}}, \frac{W}{m^2 \cdot K} \tag{1}$$

gdzie: $h_p$ – grubość warstwy podkładu wymiennego, m;
$\lambda_p$ – współczynnik przewodzenia ciepła warstwy podkładu wymiennego, W/(m·K);
$h_g$ – grubość warstwy gruntu rodzimego, m;
$\lambda_g$ – współczynnik przewodzenia ciepła warstwy gruntu rodzimego, W/(m·K);
$\alpha_p$ – współczynnik wnikania ciepła z nawierzchni boiska do otoczenia, W/(m·K).

Z kolei dla nawierzchni sztucznej wartość współczynnika przenikania ciepła $U_b$ można obliczyć z zależności (2).

$$U_b = \frac{1}{\frac{h_{pw}}{\lambda_{pw}}+\frac{h_{\dot{z}w}}{\lambda_{\dot{z}w}}+\frac{h_p}{\lambda_p}+\frac{1}{\alpha_p}}, \frac{W}{m^2 \cdot K} \tag{2}$$

gdzie: $h_{pw}$ – grubość warstwy podkładu wymiennego, m;
$\lambda_{pw}$ – współczynnik przewodzenia ciepła warstwy podkładu wymiennego, W/(m·K);
$h_{\dot{z}w}$ – grubość warstwy żwiru, m;

$\lambda_{żw}$ – współczynnik przewodzenia ciepła warstwy żwiru, W/(m·K);
$h_p$ – grubość warstwy piasku, m;
$\lambda_p$ – współczynnik przewodzenia ciepła warstwy piasku, W/(m·K);
$\alpha_p$ – współczynnik wnikania ciepła z nawierzchni boiska do otoczenia, W/(m·K).

Strumień ciepła $Q$ doprowadzony do pętli grzewczych obliczono na podstawie wzoru (3) [10].

$$Q = U_b \cdot A \cdot (T_g - T_w), W \tag{3}$$

gdzie: $A$ – powierzchnia płyty boiska sportowego, m$^2$;
$T_g$ – temperatura pętli grzewczych, °C;
$T_w$ – temperatura powietrza zewnętrznego, °C.

Strumień przepływu wody grzewczej $V_g$ kierowanej do wymiennika ciepła oblicza się dla okresu zimowego, przyjmując temperaturę początkową wody $T_p$ i temperaturę końcową wody $T_k$. Korzysta się ze wzoru (4) [10].

$$V_g = \frac{Q}{\rho_w \cdot c_w \cdot (T_p - T_k)}, \frac{m^3}{s} \tag{4}$$

gdzie: $\rho_w$ – gęstość wody, kg/m$^3$;
$c_w$ – ciepło właściwe wody, kJ/(kg·K);
$T_p$ – temperatura początkowa (na wyjściu ze skraplacza), °C;
$T_k$ – temperatura końcowa (na wejściu ze skraplacza), °C.

Z kolei strumień przepływu wody $V_z$ pobierany z niskotemperaturowego źródła ciepła obliczono z zależności (5) [10].

$$V_z = \frac{Q_{ch}}{\rho_w \cdot c_w \cdot (T_1 - T_2)}, \frac{m^3}{s} \tag{5}$$

gdzie: $Q_{ch}$ – wydajność chłodnicza pompy ciepła, kW;
$\rho_w$ – gęstość wody, kg/m$^3$;
$c_w$ – ciepło właściwe wody, kJ/(kg·K);
$T_1$ – temperatura wody na wejściu do parownika, °C;
$T_2$ – temperatura wody na wyjściu z parownika, °C.

Pompę ciepła należy dobrać do wielkości strumienia ciepła doprowadzanego do pętli grzewczych ułożonych w warstwie sypkiej $Q$ oraz według wytycznych producenta. Dobór pozostałych elementów systemu ogrzewania płaszczyznowego (pomp obiegowych, zaworów odcinających, zaworów zwrotnych, filtrów, naczyń wzbiorczych oraz zaworów bezpieczeństwa) również prowadzi się w oparciu o wytyczne producentów [10].

Przykład obliczeniowy wykonano dla boiska piłkarskiego z nawierzchnią naturalną dokonując wstępnych założeń i bazując na danych wejściowych, którymi są:

- wymiary boiska: 30 x 62 m (pole gry 26 x 56 m),
- temperatura powietrza atmosferycznego: -8°C,
- temperatura początkowa na wyjściu ze skraplacza 17°C, a końcowa na wejściu do skraplacza 13°C,
- temperatura początkowa na wejściu do parownika 6°C, a końcowa na wyjściu z parownika 2°C,
- temperatura gruntu: 10°C,
- warstwa podkładu wymiennego: piasek o współczynniku przewodzenia ciepła $\lambda = 1{,}2$ W/(m$^2$·K), na którym występuje nawierzchnia trawiasta; grubość warstwy 15 cm.
- warstwa gruntu rodzimego: glina o współczynniku przewodzenia ciepła $\lambda = 1{,}4$ W/(m$^2$·K), w której ułożono bezpośrednio rury grzewcze; grubość warstwy 10 cm.

Wyniki obliczeń dla rozpatrywanego boiska sportowego zestawiono w tabeli 1.

Na podstawie danych z tabeli 1 oraz danych technicznych dostępnych w katalogach producentów dobrano przykładową pompę ciepła oraz przeciwprądowy wymiennik dostępne na rynku [5, 6] (tabela 1).

## 3. Ocena efektywności finansowej inwestycji

W przypadku instalacji z pompami ciepła i innych źródeł niekonwencjonalnych horyzont czasowy, w którym zauważa się korzyści ekonomiczne, jest stosunkowo długi, wobec tego uzasadnione jest stosowanie w obliczeniach metod dyskontowych [2].

W celu oceny efektywności finansowej zastosowania omówionego systemu ogrzewania płyty boiska sportowego przy użyciu pompy ciepła przeprowadzono analizę finansową zgodnie z metodą kosztów rocznych [7]. Metoda ta z założenia umożliwia obliczenie kosztów wytwarzania ciepła, w skład których wchodzą koszty bieżące (eksploatacyjne) oraz koszty pochodzące od zwrotu nakładów inwestycyjnych naliczane w przedziale czasowym jednego roku, który jest rokiem reprezentatywnym dla analizowanego horyzontu czasowego ekonomicznej eksploatacji obiektu – liczącego $N$ lat [3].

W tabeli 2 zamieszczono wyniki obliczeń kosztów poszczególnych elementów układu składających się na całkowite koszty inwestycyjne. Założono, że koszt pozostałych elementów dla instalacji wynosi 20% według propozycji [7]. Zgodnie z informacją uzyskaną od producentów pomp ciepła przyjęto koszt instalacji dolnego i górnego źródła ciepła na poziomie 30% całkowitych nakładów inwestycyjnych.

Tabela 1. Tabelaryczne zestawienie wyników obliczeń systemu ogrzewania powierzchniowego płyty boiska sportowego

Table 1. Summary calculation results for the hydronic turf heating system

| **Zestawienie wyników obliczeń systemu ogrzewania powierzchniowego płyty boiska sportowego** | |
|---|---|
| Współczynnik przenikania ciepła $U_b$, W/m$^2$·K | 3,37 |
| Powierzchnia płyty boiska $A$, m$^2$ | 1860 |
| Strumień ciepła doprowadzony do pętli grzewczych $Q$, kW | 112,94 |
| Dobrana pompa ciepła | Viessmann Vitocal 300-W Pro, Typ WW 301.A125 [6] |
| Moc grzewcza dobranej pompy ciepła $Q_{pc}$, kW | 113,0 |
| Wydajność chłodnicza $Q_d$, kW | 94 |
| Pobór mocy elektrycznej $P$, kW | 19 |
| Stopień efektywności $\varphi$, - | 5,9 |
| Dobrany wymiennik ciepła | Danfoss HGF 100-050M-1-41 [5] |
| Moc wymiennika $Q_w$, kW | 111,98 |
| Temperatura na wlocie do wymiennika po stronie wody grzewczej, ˚C | 17 |
| Temperatura na wylocie z wymiennika po stronie wody grzewczej, ˚C | 13 |
| Temperatura na wlocie do wymiennika po stronie glikolu etylenowego, ˚C | 11 |
| Temperatura na wylocie z wymiennika po stronie glikolu etylenowego, ˚C | 16 |
| *LMTD*, K | 1,44 |
| Strumień przepływu wody grzewczej $V_g$, m$^3$/s | 0,0067 |
| Strumień przepływu wody pobierany z niskotemperaturowego źródła ciepła $V_z$, m$^3$/s | 0,0056 |

Analizując dane z tabeli 2 można zauważyć, że nakłady inwestycyjne związane z zakupem samej pompy ciepła dużej mocy są bardzo wysokie i przewyższają koszty wykonania samej instalacji dolnego źródła ciepła oraz ogrzewania płaszczyznowego.

Tabela 2. Nakład inwestycyjny na instalację pompy ciepła

Table 2. Cost of the heat pump installation

| **Nakłady inwestycyjne na poszczególne elementy instalacji pompy ciepła** | |
|---|---|
| Pompa ciepła $K_{ipc}$, zł | 184149,96 |
| Instalacja dolnego i górnego źródła ciepła $K_{wym}$, zł | 110489,98 |
| Pozostałe elementy instalacji: wymiennik ciepła, rurociągi, armatura, układ automatyki oraz robocizna i uruchomienie instalacji $K_{ip}$, zł | 73659,98 |
| Sumaryczny nakład inwestycyjny $K_{inpc}$, zł | 368299,92 |

Założono, że analizowane boisko sportowe będzie funkcjonowało w okresie od listopada do marca w godzinach od $8^{00}$ do $18^{00}$. Czas eksploatacji opisanego systemu, który odpowiada czasowi bezawaryjnej pracy sprężarek pomp ciepła, przyjęto na $N = 20$ lat, zgodnie z zaleceniami producentów (wymiana informacji w rozmowach z przedstawicielami różnych przedsiębiorstw). Do obliczeń przyjęto aktualną cenę energii elektrycznej w taryfie G11, która w Rzeszowie wynosi $c_{el}$ = 0,59 zł/kWh [1]. Natomiast obliczenia wartości zaktualizowanej netto przedsięwzięcia przeprowadzono przy założeniu wartości stopy dyskontowej na poziomie p = 8% zalecanej dla obiektów energetyki odnawialnej [7].

Charakterystycznymi składowymi metody kosztów rocznych są:

- rata zwrotu kapitałowego $r$,
- rata kosztów stałych $r + r_{ce}$,
- roczne koszty stałe $K_{rst}$,
- roczne koszty eksploatacyjne zmienne $K_{ezm}$,
- koszty roczne wytwarzania ciepła $K_{rpc}$,
- ilość ciepła użytecznego dostarczonego w ciągu roku przez pompę ciepła $Q_{apc}$,
- jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła $q_{pc}$.

Ratę zwrotu kapitałowego (rozszerzonej reprodukcji) $r$ obliczono ze wzoru (6) [7].

$$r = \frac{p \cdot (1+p)^N}{(1+p)^N - 1} \tag{6}$$

gdzie: $p$ – stopa dyskontowa, %;

$N$ – obliczeniowy okres eksploatacji obiektu, lata.

Ratę kosztów stałych $r + r_{ce}$ (suma raty rozszerzonej reprodukcji i raty kosztów eksploatacyjnych stałych) obliczono z zależności (7) [7].

$$r + r_{ce} = 0{,}12 \tag{7}$$

gdzie: $r_{ce}$ – stopa stałych kosztów eksploatacyjnych, %; przyjęto 2% według propozycji [7].

W celu obliczenia rocznych kosztów stałych $K_{rst}$ posłużono się zależnością (8) [7].

$$K_{rst} = K_{rr} + K_{est} = K_{inpc} \cdot r + K_{inpc} \cdot r_{ce} = (r + r_{ce}) \cdot K_{inpc} \tag{8}$$

gdzie: $K_{rr}$ – suma kosztów zwrotu kapitałowego, zł/rok;
$K_{est}$ – suma stałych kosztów eksploatacyjnych, zł/rok;
$K_{inpc}$ – całkowite nakłady inwestycyjne na instalację z pompą ciepła, zł.

Roczne koszty eksploatacyjne zmienne – składowa zmienna kosztów rocznych $K_{ezm}$ obliczono ze wzoru (9) [7].

$$K_{ezm} = \frac{Q_{pc} \cdot T_{ipc} \cdot c_{el} \cdot k_{mr}}{\varphi \cdot \eta_{sil}} \tag{9}$$

gdzie: $Q_{pc}$ – moc zainstalowana pompy ciepła, kW;
$T_{ipc}$ – czas użytkowania mocy zainstalowanej pompy ciepła, h/rok;
$c_{el}$ – cena energii elektrycznej, zł/kWh;
$k_{mr}$ – współczynnik kosztu materiałów ruchowych dla pompy ciepła, -; przyjęto 1,02 według propozycji [7];
$\varphi$ – średni roczny współczynnik wydajności grzejnej, -;
$\eta_{sil}$ – sprawność silnika elektrycznego napędzającego sprężarkę pompy ciepła, wartość średnia roczna, %; przyjęto 80% według propozycji [7].

Koszty roczne wytwarzania ciepła $K_{rpc}$, jako suma składowej stałej i składowej zmiennej, obliczono z zależności (10) [7].

$$K_{rpc} = K_{rst} + K_{ezm} \tag{10}$$

Ilość ciepła użytecznego dostarczanego w ciągu roku przez pompę ciepła obliczono ze wzoru (11) [7].

$$Q_{apc} = Q_{pc} \cdot T_{ipc} \tag{11}$$

Jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła $q_{pc}$ jest ilorazem kosztów rocznych i rocznie wytwarzanego ciepła użytecznego, można go określić w oparciu o wzór (12) [7].

$$q_{pc} = \frac{K_{rpc}}{Q_{apc}} \tag{12}$$

Korzystając z zależności (13) obliczono zmniejszenie kosztów uzyskania ciepła $O$ na ogrzewanie płyty boiska sportowego za 1 kWh w stosunku do kosztów energii elektrycznej [7].

$$O = c_{el} - q_{pc} \tag{13}$$

Oszczędności uzyskane przez użytkownika w wyniku eksploatacji pompy ciepła w ciągu roku określono z zależności (14) [9].

$$\Delta K = O - Q_{apc} \tag{14}$$

gdzie: $O$ – zmniejszenie kosztów uzyskania ciepła na ogrzewanie płyty boiska sportowego za 1 kWh w stosunku do kosztów energii elektrycznej, zł/kWh,
$Q_{apc}$ – ilość ciepła użytecznego dostarczona w ciągu roku przez pompę ciepła, kWh/rok.

Oznacza to, że prosty okres zwrotu nakładów *SPBT* poniesionych na realizację inwestycji można obliczyć ze wzoru (15) [9].

$$SPBT = \frac{K_{inpc}}{\Delta K} \tag{15}$$

Wyniki obliczeń przeprowadzonej oceny efektywności finansowej inwestycji zestawiono w tabeli 3.

Analiza finansowa metodą kosztów rocznych wykazała, że ogrzewanie płyty boiska sportowego przy użyciu pompy ciepła jest bardziej opłacalne w odniesieniu do ogrzewania elektrycznego. Inwestycja nie tylko umożliwi zwrot nakładów początkowych, ale przyniesie dodatkowo zysk z uwzględnieniem zmiany wartości pieniądza w czasie. Jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła $q_{pc}$ wynosi 0,22 zł/kWh i jest niższy od ceny 1 kWh energii elektrycznej o 0,37 zł/kWh. Obliczenia prostego okresu zwrotu nakładów inwestycyjnych *SPBT* wykazały, że środki finansowe przewidziane na realizację inwestycji ulegną zwrotowi po niecałych 6 latach.

## 4. Podsumowanie i wnioski

Reasumując, można stwierdzić, że ogrzewanie płaszczyznowe znajduje zastosowanie nie tylko w budynkach mieszkalnych, ale jest również praktycznie jedynym rozwiązaniem dla otwartych przestrzeni, takich jak boiska. Wzrost cen energii wymusza na użytkownikach stosowanie instalacji i urządzeń grzewczych nowoczesnych, a jednocześnie ekonomicznych, wytwarzanych i eksploatowanych w zgodzie z wymogami ochrony środowiska. Ogrzewanie murawy przy użyciu pompy ciepła pozwala na utrzymanie płyty boiska wolnej od śniegu i lodu.

Tabela 3. Zestawienie wyników analizy finansowej

Table 3. Summary of the results of the financial analysis

| **Wyniki oceny efektywności finansowej analizowanej inwestycji** | |
|---|---|
| Rata zwrotu kapitałowego $r$ | 0,10 |
| Rata kosztów stałych $r + r_{ce}$ | 0,12 |
| Roczne koszty stałe $K_{rst}$, zł/rok | 44878,16 |
| Roczne koszty eksploatacyjne zmienne $K_{ezm}$, zł/rok | 21755,33 |
| Roczne koszty wytwarzania ciepła $K_{rpc}$, zł/rok | 66633,48 |
| Ilość ciepła użytecznego $Q_{apc}$, kWh/rok | 170630 |
| Jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła $q_{pc}$, zł/kWh | 0,22 |
| Zmniejszenie kosztów uzyskania ciepła $O$, zł/kWh | 0,37 |
| Oszczędności uzyskane przez użytkownika w wyniku eksploatacji pompy ciepła $\Delta K$, zł/rok | 63525,50 |
| *SPBT*, lata | 5,80 |

Układ ten charakteryzuje się dużą efektywnością oraz niskimi kosztami eksploatacyjnymi. Znaczną wadą tego systemu jest duża korozyjność glikolu, co stwarza ryzyko powstawania wycieków sięgających niekiedy do kilkuset litrów na dobę.

Wykonana analiza finansowa wykazuje jednoznacznie, że ogrzewanie płyty boiska sportowego przy użyciu pompy ciepła jest technicznie możliwe, ale również opłacalne finansowo. Czas zwrotu inwestycji na instalację tego typu jest bardzo krótki, bowiem wynosi on mniej niż 6 lat. Wykazano, że jednostkowy koszt wytwarzanej przez pompę ciepła energii cieplnej $q_{pc}$ wynosi 0,22 zł/kWh.

## Literatura

[1] Ceny prądu w Polsce, http://zaklad.energetyczny.w.interia.pl. [dostęp: 3 stycznia 2016].

[2] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa odzysku ciepła odpadowego ze ścieków w miasteczku akademickim Politechniki Rzeszowskiej, Technologia Wody, nr 4, 2015, s. 73-81.

[3] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewania wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 61(3/I), 2014, s. 33-51.

[4] Czarniecki D., Słyś D.: Wykorzystanie wód w instalacjach z pompami ciepła, [w:] Workshop o Vode, Harbulakova V., Zelenakova M., red., s. 10-24, Koszyce 2015.

[5] Katalog firmy Danfoss, http://danfoss.pl [dostęp: 3 stycznia 2016].

[6] Katalog firmy Viessmann, http://viessmann.pl [dostęp: 3 stycznia 2016].

[7] Kusto Z.: Uwarunkowania ekonomicznej efektywności pomp ciepła, IMP PAN, Gdańsk 2006.

[8] Niełacna D., Koczyk H.: Wpływ temperatury zewnętrznej oraz prędkości wiatru na rozkład temperatury w przekroju poprzecznym ogrzewanej murawy boiska sportowego, Ciepłownictwo, Ogrzewnictwo, Wentylacja, nr 3, 2007, s. 18-21.

[9] Onyszczuk G., Siuta-Olcha A.: Systemy ogrzewania otwartych przestrzeni na przykładzie projektu instalacji podgrzewanej murawy boiska sportowego, [w:] „Polska Inżynieria Środowiska pięć lat po wstąpieniu do Unii Europejskiej", Tom 3, Dudzińska M.R., Pawłowski L., red., Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol. 60, 2009.

[10] Pisarev V.: Projektowanie instalacji grzewczych z pompami ciepła, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.

[11] Pochwat K.: Analysis of critical rainfall for dimensioning of sewage networks and storage reservoirs, IX Karpat-Medencei Kornyezettudomanyi Konferencia, 2013, s. 453-458.

[12] Rybka K.: Ogrzewana murawa – stadion zgodny z wymaganiami FIFA i UEFA, Rynek Instalacyjny, nr 1-2, 2014, s. 30-32.

[13] Słyś D., Kordana S.: Odzysk ciepła odpadowego w instalacjach i systemach kanalizacyjnych, Wydawnictwo i Handel Książkami „KaBe", Krosno 2013.

[14] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2013.

## TECHNICAL AND FINANCIAL ANALYSIS OF HEATING TURF ON THE SPORTS FIELD

**S u m m a r y**

In recent years, Poland has made up for the many years of backlog in the construction of sports infrastructure, dedicated primarily for children and young people and ensure that society wide and free access to modern sports facilities. Imperative need to seek new solutions, the use of which contribute to a significant improvement in terms of sports in the country. It is important to give priority to all ecological systems contributing to the rationalization of energy use and thereby also to protect air. The answer to this trend is heating sports fields and stadiums using a heat pump. The article presents the results of technical analysis surface heating the pitch by using this device as well as financial analysis of its use in the agreed conditions. Knowledge of these analyzes gives the opportunity to choose a preferred embodiment, the system for existing and newly built sports infrastructure, which can contribute significantly to the reduction of operating costs.

**Keywords:** sports field, turf heating installation, heat pump, renewable energy sources

DOI: 10.7862/rb.2016.149

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 53-76

**Dorian CZARNIECKI**[1]
**Daniel SŁYŚ**[2]

# ANALIZA TECHNICZNA I FINANSOWA SUSZENIA SKÓR PRZY UŻYCIU POMPY CIEPŁA Z ZASTOSOWANIEM RÓŻNYCH DOLNYCH ŹRÓDEŁ CIEPŁA

Skóra zwierząt zalicza się do jednego z pierwszych surowców stosowanych przez człowieka. Początkowo używane były skóry w nieprzetworzonej formie. Działanie wilgoci, pleśni oraz bakterii skutkowało szybkim zniszczeniem wyrobów wykonanych z nieprzetworzonej skóry. Z upływem lat człowiek nauczył się w jaki sposób wydłużyć trwałość, podnieść wytrzymałość mechaniczną oraz zwiększyć walory estetyczne skóry. Wyprawiona skóra stała się wszechstronnym materiałem o ogromnym znaczeniu dla rozwoju cywilizacji. Ze skóry upolowanych zwierząt wytwarzane były przede wszystkim przedmioty codziennego użytku, tj. obuwie, odzież, torby, namioty, uprzęże dla zwierząt pociągowych, księgi, elementy zbroi i broni itp. Wraz z rozwojem technicznym skóra znajdowała coraz szersze zastosowanie. W ostatnim wieku można zaobserwować tendencje do wypierania skóry jako materiału technicznego przez gumę, tworzywa sztuczne oraz tworzywa skóropodobne. Ogólnoświatowe trendy wykazują jednak, że wyprawiona skóra jeszcze długo będzie luksusowym i poszukiwanym materiałem do produkcji obuwia, odzieży, wyrobów kaletniczych, etc. Poznanie i opanowanie procesu garbowania umożliwiło udział wyrobów skórzanych w codziennym życiu człowieka. Technika garbowania skóry jest niezwykle złożona, składa się z wielu procesów i operacji technologicznych, w których bardzo ważną rolę pełni suszenie. Celem niniejszego artykułu jest porównanie systemów wykorzystania alternatywnych źródeł energii przy użyciu pompy ciepła, w celu zaopatrzenia w ciepło nagrzewnicy powietrza w procesie suszenia skór. Przeprowadzono wielowariantową analizę techniczną i finansową tych układów w ustalonych uwarunkowaniach. Instalację dla suszarni tunelowej przeanalizowano dla pięciu wariantów.

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Dorian Czarniecki, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 7432409, e-mail: doriancz@prz.edu.pl

[2] Daniel Słyś, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651784, e-mail: daniels@prz.edu.pl

**Słowa kluczowe:** pompa ciepła, dolne źródło ciepła, gruntowy wymiennik ciepła, ciepło odpadowe, ścieki garbarskie

## 1. Wprowadzenie

Garbowanie jest procesem wyprawy skóry, przekształcającym odpowiednio przygotowaną surową skórę w wyprawioną, charakteryzującą się nowymi lepszymi własnościami użytkowymi. Istotną funkcję w całym procesie pełnią operacje wykończeniowe, podzielone na wykańczanie kąpielowe (mokre) oraz wykańczanie właściwe. Celem wspomnianych etapów jest podniesienie walorów użytkowych oraz nadanie pożądanego wyglądu skórom po wygarbowaniu. Technika tych procesów jest niezwykle złożona, składa się bowiem z wielu procesów oraz operacji technologicznych, których nieodłącznym elementem jest suszenie [1, 6, 18].

Suszenie jest niezwykle energochłonnym procesem cieplnym polegającym na uwalnianiu materiałów stałych lub roztworów od zawartej w nich wody przez jej odparowanie [11]. Jest to jeden z najbardziej rozpowszechnionych procesów, mający szerokie zastosowanie w różnych gałęziach przemysłu, m.in. chemicznego, spożywczego, garbarskiego, włókienniczego, ceramicznego, samochodowego, budowlanego, itp.

Procesowi suszenia poddawane są ciała wilgotne charakteryzujące się różnymi właściwościami fizyko-chemicznymi, strukturalno-mechanicznymi, biochemicznymi i innymi [22]. Rozróżniane są następujące typy materiałów suszonych [22]:

- ciała typowo koloidalne – podczas suszenia zmieniają swoje wymiary liniowe, zaczynają się kurczyć, zachowując przy tym właściwości ciał elastycznych, np. żelatyna, agar,
- ciała kapilarno-porowate – w trakcie suszenia stają się kruche, mogą przekształcać się w proszek, np. materiały ceramiczne, węgiel drzewny,
- ciała kapilarno-porowate koloidalne – ciała te posiadają cechy wymienionych wcześniej grup; w trakcie suszenia w wyniku pochłaniania wilgoci ścianki kapilar pęcznieją, zachowując przy tym elastyczność, np. skóra, drewno, glina.

Skóry są ciałami stałymi pochodzenia organicznego. W tego typu materiałach wilgoć stanowi nierozerwalną część struktury ciała stałego lub zamknięta jest we włóknach oraz drobnych porach wewnętrznych. Ruch wilgoci jest w tym przypadku powolny i odbywa się na zasadzie dyfuzji cieczy przez wewnętrzną strukturę ciała [22].

Idea zrównoważonego rozwoju kładzie nacisk na poszukiwanie nowych rozwiązań systemów zaopatrzenia w ciepło, takich jak rozwój niskoemisyjnych technologii wytwarzania energii – zwłaszcza ze źródeł odnawialnych czy odpadowych oraz poprawa sprawności wytwarzania energii [2, 20]. Odpowiedzią na

taki trend jest wykorzystanie niskotemperaturowych źródeł energii przy użyciu pompy ciepła.

## 2. Warianty rozwiązań systemu suszenia skór z zastosowaniem pompy ciepła z uwzględnieniem różnych dolnych źródeł ciepła

W tradycyjnych suszarniach podgrzewanie strumienia powietrza realizowane jest w nagrzewnicach elektrycznych, kotłach gazowych oraz na paliwo stałe. Biorąc pod uwagę rosnące zapotrzebowanie na energię rozpatruje się różne niekonwencjonalne metody jej uzyskiwania, stąd do tego celu mogą być również wykorzystywane instalacje z pompami ciepła. Zwłaszcza w przypadku dużych garbarń szczególnie widoczne jest duże zainteresowanie możliwościami ich zastosowania, co jest całkowicie zgodne z ideą Czystej Produkcji. Profesjonalne doradztwo w tej dziedzinie powinno stanowić w najbliższych latach istotny element działalności każdej organizacji wspierającej przedsiębiorców branży garbarskiej [17]. Ze względu na znaczne nakłady inwestycyjne, istotne jest dokonanie analizy finansowej takiej inwestycji.

Wilgotne skóry w celu uniknięcia kurczenia się rozwieszane są na specjalnych drążkach (żerdziach) lub mocowane na drewnianych ramach w ogrzewanych komorach, zwanych suszarniami, gdzie poddawane są działaniu przepływającego gorącego powietrza. Podgrzany przez pompę ciepła strumień powietrza przepływając przez suszarnię oddaje swoje ciepło suszonym materiałom, przejmując od nich wilgoć. Najefektywniejszym sposobem jest suszenie skór powietrzem o temperaturze 30-50°C [11]. Cały proces odbywa się przez cały rok. Opisany sposób suszenia skór jest czasochłonny i wymaga, w zależności od rozmiaru zakładu, znacznej przestrzeni [14].

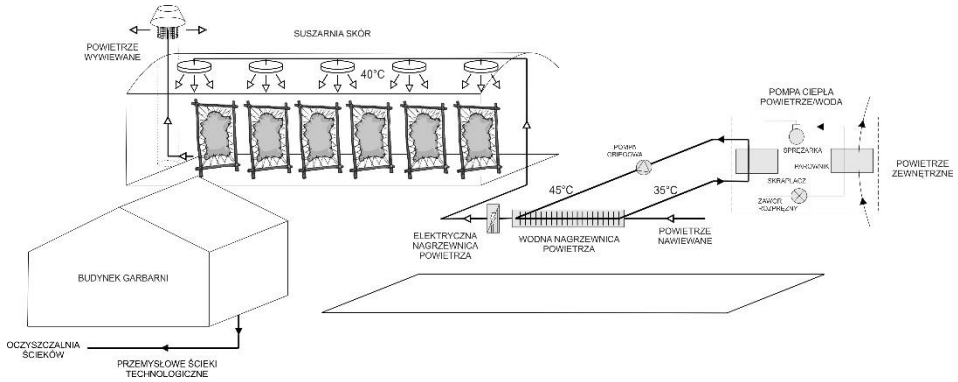
W omawianym w artykule przykładzie do suszenia skór przy użyciu pompy ciepła wykorzystano suszarnię tunelową. Jako źródło dolne może być wykorzystany grunt, woda, powietrze, ciepło odpadowe, itp. [20].

Analizę techniczno-finansową przeprowadzono dla następujących wariantów:

- Wariant I – pompa ciepła typu powietrze-woda,
- Wariant II – pompa ciepła typu solanka-woda współpracująca z poziomym gruntowym wymiennikiem ciepła,
- Wariant III – pompa ciepła typu solanka-woda współpracująca z pionowym wymiennikiem gruntowym,
- Wariant IV – pompa ciepła typu woda-woda pracująca w układzie bezpośrednim,
- Wariant V – pompa ciepła typu solanka-woda współpracująca ze ściekowym wymiennikiem ciepła.

## 2.1. Opis wariantu I

Na opracowanym schemacie (rys. 1) przedstawiono instalację służącą do podgrzewania powietrza z użyciem pompy ciepła typu powietrze-powietrze w procesie suszenia skór. Powietrze atmosferyczne, mimo wielu wad jest obecnie bardzo popularnym źródłem ciepła niskotemperaturowego. Dzieje się tak między innymi dlatego, że jest źródłem energii odnawialnej charakteryzującym się łatwą dostępnością w dowolnych ilościach oraz stosunkowo niskimi kosztami inwestycyjnymi związanymi z jego ujęciem. Nie bez znaczenia pozostaje również fakt, że jego wykorzystanie nie powoduje żadnych zakłóceń równowagi cieplnej otoczenia [14].




Rys. 1. Schemat systemu podgrzewania powietrza przy użyciu pompy ciepła typu powietrze-woda w procesie suszenia skór (wariant I)

Fig. 1. Diagram of air heating system with air-to-water heat pump in the drying process (variant I)

Powietrze atmosferyczne zasysane jest przez pompę ciepła, następnie schładzane w parowniku i ponownie odprowadzane do otoczenia. W przypadku występowania niskich temperatur zewnętrznych wymagane jest stosowanie okresowego odszraniania parownika, związane jest to jednak z dostarczaniem dodatkowej energii do tego celu. W takich przypadkach współczynniki wydajności grzewczej są bardzo niskie i strumień powietrza zewnętrznego kierowany do suszarni musi być dogrzewany do wymaganej temperatury przez elektryczną nagrzewnicę powietrza. W parowniku czynnik chłodniczy odbiera ciepło inicjując zmianę jego stanu skupienia z cieczy w gaz. Po przejściu przez parownik podnosi się także jego temperatura. W dalszej kolejności czynnik chłodniczy dochodzi do sprężarki, gdzie wzrastają jego ciśnienie i temperatura. Gorący czynnik chłodniczy skrapla się w skraplaczu i oddaje ciepło do wodnej instalacji grzewczej, czyli z powrotem zmienia swój stan skupienia z gazu na ciecz. Ostatnim etapem obiegu termodynamicznego jest rozprężenie w zaworze rozprężnym, gdzie ciśnienie zostaje zredukowane do poziomu wyjściowego, a czynnik chłod-

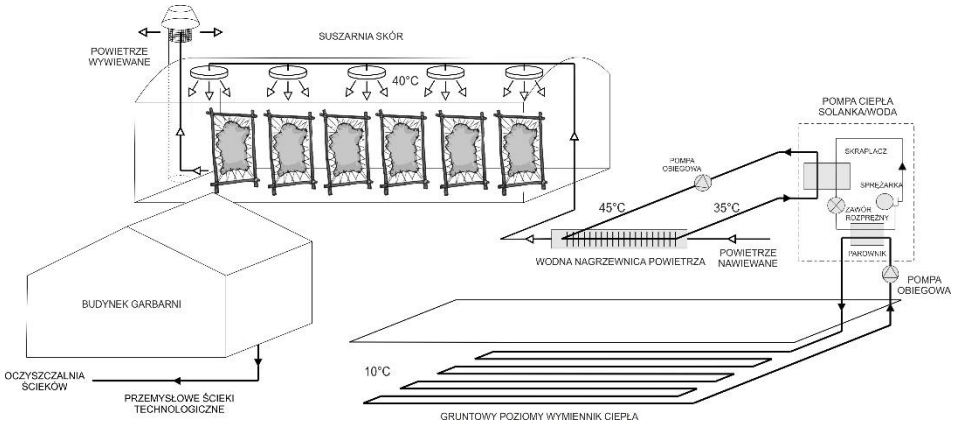
niczy w stanie ciekłym dochodzi ponownie do parownika. Przyjęto, że powietrze nawiewane jest do budynku suszarni kanałem z wodną nagrzewnicą powietrza przy użyciu wentylatora nawiewnego. W nagrzewnicy zostaje ogrzane wodą, podłączoną do obiegu skraplacza pompy ciepła. Uzyskana temperatura powietrza nawiewanego do suszarni wynosi 40°C. W obiekcie tym rozwieszony na specjalnych ramach materiał układany jest wzdłuż kanału, przez który transportowany jest czynnik suszący. Następnie zużyte powietrze wyrzucane jest kanałem powietrznym na zewnątrz przy użyciu wentylatora wywiewnego. Instalacja pomiędzy pompą ciepła a wymiennikami jest wykonana z rur z tworzyw sztucznych, kanały powietrzne zaś z blachy stalowej ocynkowanej. Przepływ czynnika grzewczego realizowany jest przy pomocy pomp obiegowych [14].

## 2.2. Opis wariantu II

Grunt jest odwiecznym akumulatorem energii cieplnej. Według aktualnego stanu wiedzy, w wierzchniej warstwie gruntu (ok. 10 m), poniżej strefy przemarzania, zakumulowana jest energia cieplna pochodząca niemal wyłącznie od energii słonecznej i wymiany ciepła z atmosferą. Doświadczenia wykazały, że z jednego metra kwadratowego można oczekiwać wydajności poboru ciepła $q_E$ wynoszącej od 10 do 50 W/m$^2$, jako średniej wartości rocznej przy całorocznej eksploatacji [4, 14].

W opracowanym systemie podgrzewania powietrza dla tunelowej suszarni skór energia cieplna pobierana jest ze źródła dolnego – gruntu o temperaturze 10°C, za pośrednictwem poziomego gruntowego wymiennika ciepła (rys. 2).

Nośnik ciepła krążący w wymienniku gruntowym pobiera zakumulowaną w gruncie energię cieplną i oddaje ją w parowniku ciekłemu czynnikowi chłodniczemu, w związku z czym następuje jego odparowanie przy stałym ciśnieniu. W dalszej kolejności chłodna para czynnika o niskim ciśnieniu przepływa do sprężarki, w której podnosi się jej temperatura i ciśnienie w wyniku procesu sprężania. W wymienniku tym gorąca para charakteryzująca się wysokim ciśnieniem oddaje ciepło wodzie krążącej między wodną nagrzewnicą powietrza a skraplaczem. W związku z tym do nagrzewnicy trafia woda o wysokiej temperaturze, która podgrzewa powietrze płynące z zewnątrz, kierowane następnie do suszarni skór. Opuszczający skraplacz przechłodzony ciekły czynnik o wysokim ciśnieniu kierowany jest do zaworu rozprężnego, w którym następuje obniżenie jego ciśnienia i temperatury w wyniku dławienia izentalpowego, jak również zmienia się jego stan skupienia. Ochłodzona mieszanina dwufazowa pary oraz ciekłego czynnika chłodniczego przepływa następnie do parownika, a cały cykl się powtarza [14].




Rys. 2. Schemat systemu podgrzewania powietrza przy użyciu pompy ciepła typu solanka-woda współpracującej z gruntowym poziomym wymiennikiem ciepła w procesie suszenia skór (wariant II)

Fig. 2. Diagram of air heating system using brine-to-water heat pump in cooperation with horizontal ground heat exchanger in the drying process (variant II)

## 2.3. Opis wariantu III

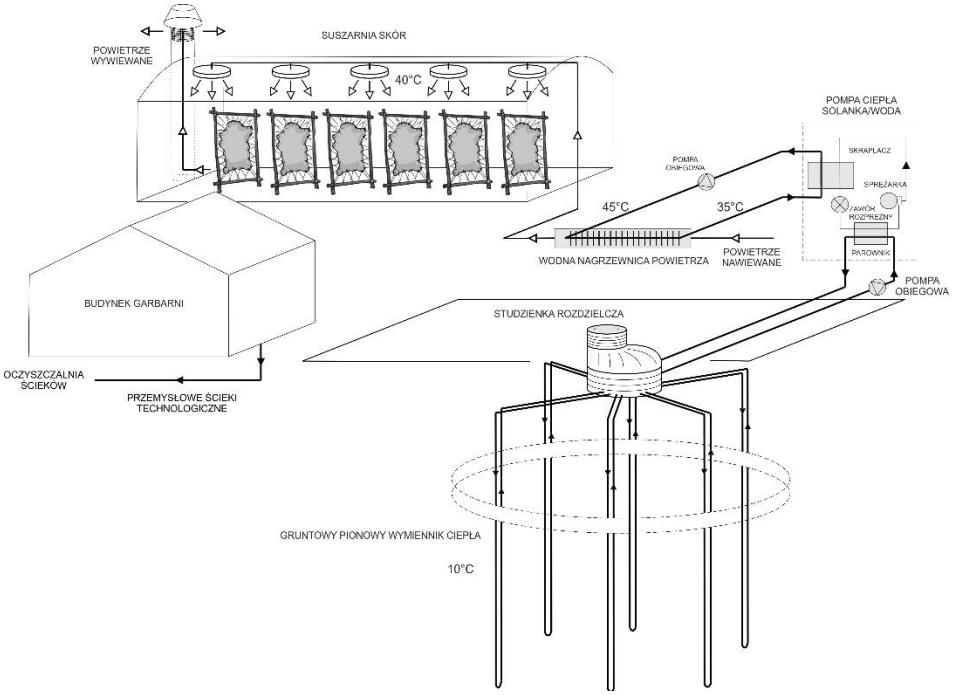
Zaproponowany wariant podgrzewania powietrza w procesie suszenia skór z użyciem pompy ciepła różni się rozwiązaniem obiegu dolnego. Ciepło również jest pobierane ze źródła niskotemperaturowego, jakim jest grunt o temperaturze 10°C, ale za pośrednictwem pionowego gruntowego wymiennika ciepła. W tego typu wymiennikach orientacyjne strumienie energii cieplnej możliwe do osiągnięcia z jednego metra długości wynoszą ok. 25-70 W. Zakumulowana w głębszych warstwach ziemi (poniżej 20 m) energia cieplna pochodzi nie tylko od promieniowania słonecznego, ale również od wnętrza ziemi. Zarówno wewnętrzny obieg termodynamiczny, jak również obieg górnego źródła ciepła przebiega w analogiczny sposób jak w wariancie poprzednim.

Rysunek 3 przedstawia schemat opisanej instalacji suszenia skór przy pomocy pompy ciepła współpracującej z pionowym wymiennikiem gruntowym.

## 2.4. Opis wariantu IV

Zilustrowany na rysunku 4 system zaopatrzenia w ciepło wodnej nagrzewnicy powietrza przy pomocy pompy ciepła w procesie suszenia skór wykorzystuje jako dolne źródło ciepła wodę powierzchniową. Medium to stanowi szczególnie korzystne źródło niskotemperaturowe, z uwagi na jego dużą pojemność cieplną [5, 14]. Woda powierzchniowa z powodzeniem może transportować znaczną ilość energii cieplnej, nie powodując przy tym zachwiania równowagi termicznej środowiska.

Woda ze zbiornika jest tłoczona przy użyciu pompy głębinowej do parownika pompy ciepła. Następnie po przejściu przez parownik medium wtłaczane jest ponownie do zbiornika. W wymienniku tym czynnik chłodniczy odbiera energię cieplną od wody. Gorący czynnik chłodniczy ulega skropleniu w skraplaczu pompy ciepła i oddaje ciepło wodzie zasilającej wodną nagrzewnicę powietrza.



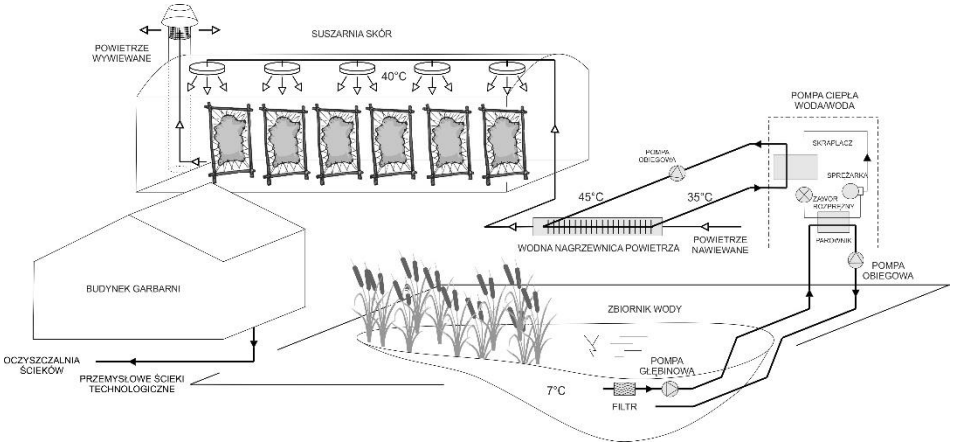

Rys. 3. Schemat systemu podgrzewania powietrza przy użyciu pompy ciepła typu solanka-woda współpracującej z gruntowym pionowym wymiennikiem ciepła w procesie suszenia skór (wariant III)

Fig. 3. Diagram of air heating system using brine-to-water heat pump in cooperation with vertical ground heat exchanger in the drying process (variant III)

W skład instalacji dolnego źródła ciepła wchodzi pompa głębinowa tłocząca wodę do parownika, zawory odcinające usytuowane na zasilaniu i powrocie instalacji oraz filtr zapobiegający przed dostawaniem się zanieczyszczeń, który umieszczony jest na zasilaniu.

Głównymi elementami składowymi instalacji grzewczej są: pompa obiegowa wymuszająca przepływ czynnika grzewczego, zawór zwrotny chroniący pompę przed niekorzystną zmianą kierunku przepływu wody, zawory odcinające usytuowane na zasilaniu i powrocie instalacji, filtr eliminujący zanieczyszczenia, naczynie wzbiorcze oraz zawór bezpieczeństwa chroniące instalację przed

nadmiernym wzrostem ciśnienia, jak również wodna nagrzewnica powietrza [14].




Rys. 4. Schemat systemu podgrzewania powietrza przy użyciu pompy ciepła typu woda-woda w procesie suszenia skór (wariant IV)

Fig. 4. Diagram of air heating system with water-to-water heat pump in the drying process (variant IV)

## 2.5. Opis wariantu V

Proces garbowania wymaga zastosowania m.in. kąpieli wodnych skór, które należą do niezwykle wodochłonnych etapów technologicznych, a zużycie wody niezbędnej do produkcji skór zależy generalnie od wielkości zakładu oraz wykorzystywanej technologii. Ilość wody zużywana przeciętnie w krajowych garbarniach wynosi około 20-65 $m^3$ na 1 tonę skór surowych [8, 12, 16]. W związku z powyższym wiąże się to z powstawaniem bardzo dużej ilości ścieków powstałych w procesach: moczenia, wapnienia, odwapniania, garbowania oraz wykańczania [24]. Często dodatkowym źródłem ścieków okazuje się wykorzystanie pozaprocesowe, tj. mycie i chłodzenie maszyn oraz różne prace porządkowe [17]. Jednym z awangardowych zastosowań jest wykorzystanie energetyczne przemysłowych ścieków technologicznych po procesie garbowania skór, jako sztucznego źródła ciepła.

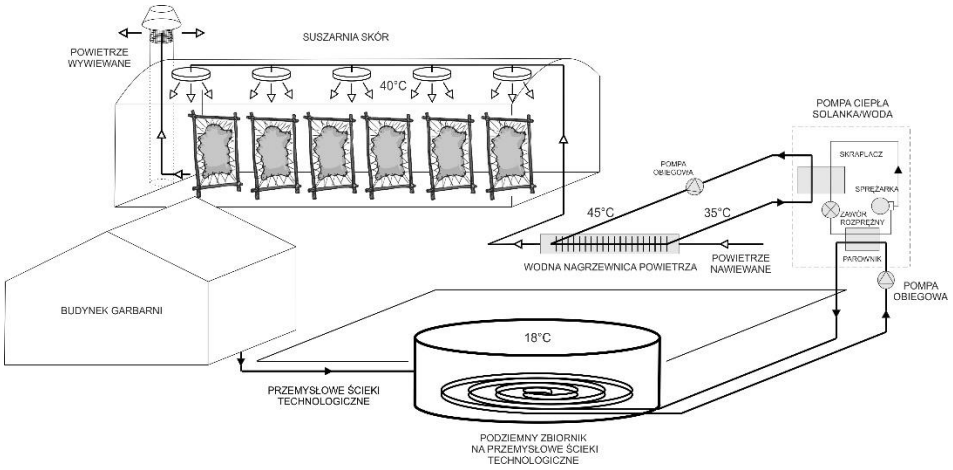
Zakłady garbarskie są zaopatrzone w duże gabarytowo zbiorniki na ścieki przemysłowe. Dzięki temu możliwe jest uniknięcie znacznych kosztów inwestycyjnych na ich budowę myśląc o wykorzystaniu energetycznym tego źródła odpadowego [25].

Temperatura przemysłowych ścieków technologicznych jest wyższa od temperatury źródeł odnawialnych, a ich dostępność zgodna z czasem i wielkością zapotrzebowania na energię. Stwarza to dogodne warunki do wykorzystania

ich w pompach ciepła. Przykładowo, według informacji uzyskanych od specjalistów, temperatura usuwanych ścieków technologicznych powstałych w procesie garbowania skór wynosi około 18°C.

Na rysunku 5 przedstawiono schemat instalacji podgrzewania powietrza przy użyciu pompy ciepła współpracującej z wymiennikiem ściekowym w procesie suszenia skór.

Instalacja pobiera ciepło odpadowe z przemysłowych ścieków technologicznych za pomocą ściekowego wymiennika ciepła, który usytuowany został w zamkniętym zbiorniku pod powierzchnią terenu. Do przekazania energii cieplnej ze ścieków do parownika służy niskokrzepnąca ciecz, roztwór na bazie glikolu etylenowego. Obieg nośnika ciepła wymuszony jest działaniem pompy obiegowej.




Rys. 5. Schemat systemu podgrzewania powietrza przy użyciu pompy ciepła typu solanka-woda współpracującej z wymiennikiem ściekowym w procesie suszenia skór (wariant V)

Fig. 5. Diagram of air heating system using brine-to-water heat pump in cooperation with a wastewater heat exchanger in the drying process (variant V)

## 3. Zastosowanie wykresów i-x powietrza wilgotnego do określenia parametrów technologicznych suszarni skór

Przebieg zmian stanu powietrza na wykresie i-x powietrza wilgotnego w procesie suszenia z pracującą pompą ciepła w okresie zimowym (rys. 6) rozpoczęto od naniesienia parametrów powietrza zewnętrznego (punkt 1). Z punktu 1 poprowadzono prostą po linii $x$ = const. do przecięcia się z linią temperatury 40°C (punkt 2), czyli założoną początkową temperaturą strumienia powietrza przed suszarnią tunelową. Punkt ten charakteryzuje parametry technologiczne powietrza ogrzanego przy pomocy pomy ciepła oraz wodnej nagrzewnicy po-

wietrza. W dalszej kolejności, podczas przeprowadzania procesu suszenia skór, z punktu 2 wzdłuż stałej linii $i$ = const. (proces teoretyczny suszenia) przeprowadzono prostą, do przecięcia się z linią $\varphi$ = 70% (według danych z praktyki eksploatacji suszarni konwekcyjnych). W ten sposób otrzymano parametry powietrza po procesie suszenia (punkt 3). Etap 1-2 charakteryzuje proces ogrzania strumienia powietrza przy użyciu pompy ciepła, z kolei etap 2-3 przedstawia zmiany stanu powietrza w suszarni w procesie suszenia skór [14].

W okresie letnim (miesiąc czerwiec) przebieg zmian stanu powietrza na wykresie i-x powietrza wilgotnego w procesie suszenia skór z pracującą pompą ciepła jest analogiczny (rys. 7). Obraz przemiany powietrza rozpoczęto opracowywać od naniesienia parametrów powietrza zewnętrznego (punkt 1). Z punktu 1, przyjmując stałą zawartość wilgoci $x$ = const. (ogrzewanie strumienia powietrza do suszenia skór przy użyciu pompy ciepła), poprowadzono prostą aż do przecięcia się z linią temperatury 40°C (punkt 2). W dalszej kolejności, z punktu 2, przy stałej entalpii właściwej $i$ = const. (proces teoretyczny suszenia) wyznaczono prostą. W miejscu jej skrzyżowania się z linią $\varphi$ = 70% otrzymano parametry powietrza po procesie suszenia (punkt 3), a odcinek 2-3 charakteryzuje zmiany stanu powietrza w procesie suszenia skór [14].

## 4. Obliczenie wariantów systemu

Na podstawie przyjętych założeń dokonano obliczenia poszczególnych wariantów. W obliczeniach bazowano na danych wyjściowych, którymi są:

- temperatura suszenia skór: $t_N$ = 40°C [11],
- parametry suszonego materiału: masa początkowa $G_p$ = 600 kg, wilgotność początkowa $w_p$ = 65% [14], wilgotność końcowa $w_k$ = 5% [14],
- parametry obliczeniowe powietrza zewnętrznego:
  <u>okres zimowy, III strefa klimatyczna, miesiąc grudzień [15]:</u>
  temperatura termometru suchego $t_Z$ = -20˚C, zawartość wilgoci $x_Z$ = 0,8 g/kg, wilgotność względna $\varphi_Z$ = 100%, entalpia właściwa $i_Z$ = -18,4 kJ/kg,
  <u>okres letni, II strefa klimatyczna, miesiąc czerwiec [15]:</u>
  temperatura termometru suchego $t_Z$ = 28,2˚C, zawartość wilgoci $x_Z$ = 12,4 g/kg, wilgotność względna $\varphi_Z$ = 52%, entalpia właściwa $i_Z$ = 60,8 kJ/kg,
- dolne źródło ciepła: powietrze atmosferyczne dla okresu zimowego $T_{pz}$ = -11˚C [7] (dolna granica zakresu pracy dolnego źródła ciepła pompy ciepła w trybie grzania) i dla okresu letniego $T_{pl}$ = 28,2˚C [15] (wariant I), grunt o temperaturze $T_g$ = 10˚C [14, 19] (wariant II i III), woda powierzchniowa o temperaturze $T_w$ = 7˚C [14] (wariant IV), przemysłowe ścieki technologiczne o temperaturze $T_{ść}$ = 18˚C (wariant V),

- wymienniki gruntowe usytuowane są w wilgotnym gruncie piaszczystym o jednostkowym poborze ciepła z gruntu: poziomy $q_E$ = 20 W/m [14, 19, 21] (wariant II), pionowy $q_E$ = 40 W/m [14, 19, 21] (wariant III),
- temperatura zasilania wodnej nagrzewnicy powietrza: $t_{ZN}$ = 45˚C.

Ilość usuwanej wilgoci *W* obliczono ze wzoru (1), przy założeniu, że proces suszenia będzie odbywał się w przeciągu doby [13].

$$W = G_p \cdot \frac{w_p - w_k}{100 - w_k} \tag{1}$$

gdzie: $G_p$ – masa początkowa wilgotnego materiału, kg;
$w_p$ – początkowa wilgotność materiału, %;
$w_k$ – końcowa wilgotność materiału, %.

Właściwe zużycie powietrza suchego *l* obliczono w oparciu o wzór (2) [13].

$$l = \frac{1}{x_w - x_z} \tag{2}$$

gdzie: $x_w$ – zawartość wilgoci w powietrzu po procesie suszenia, g/kg;
$x_z$ – zawartość wilgoci w powietrzu przed procesem suszenia, g/kg.

Ze wzoru (3) obliczono natężenie przepływu powietrza *L* [13].

$$L = l \cdot W \tag{3}$$

gdzie: $l$ – właściwe zużycie powietrza suchego, kg/kg;
$W$ – ilość usuwanej wilgoci, kg/h.

Właściwe zużycie ciepła *q* obliczono według zależności (4) [13].

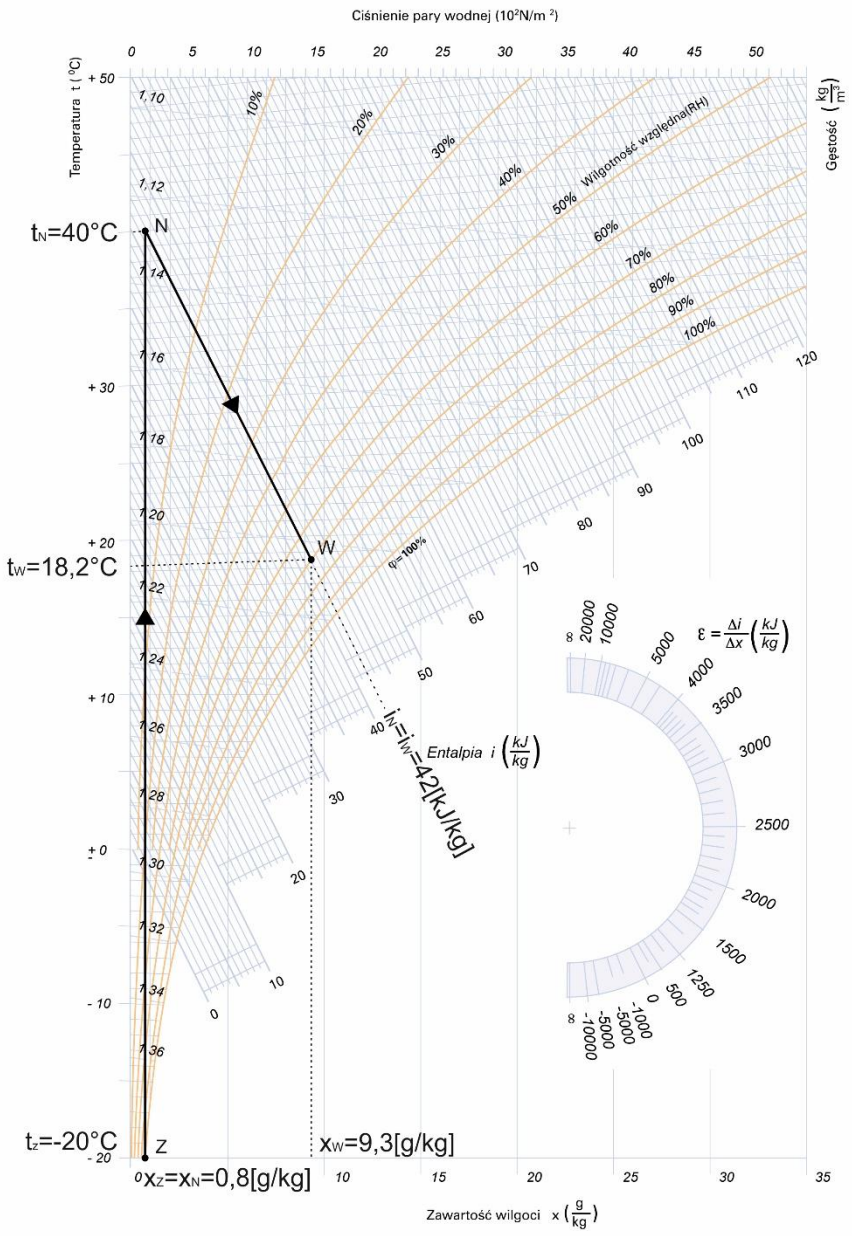
$$q = \frac{i_w - i_z}{x_w - x_z} \tag{4}$$

gdzie: $i_w$ – entalpia właściwa powietrza po procesie suszenia, kJ/kg;
$i_z$ – entalpia właściwa powietrza przed procesem suszenia, kJ/kg.

Natężenie przepływu ciepła obliczono z poniższej zależności (5) [13].

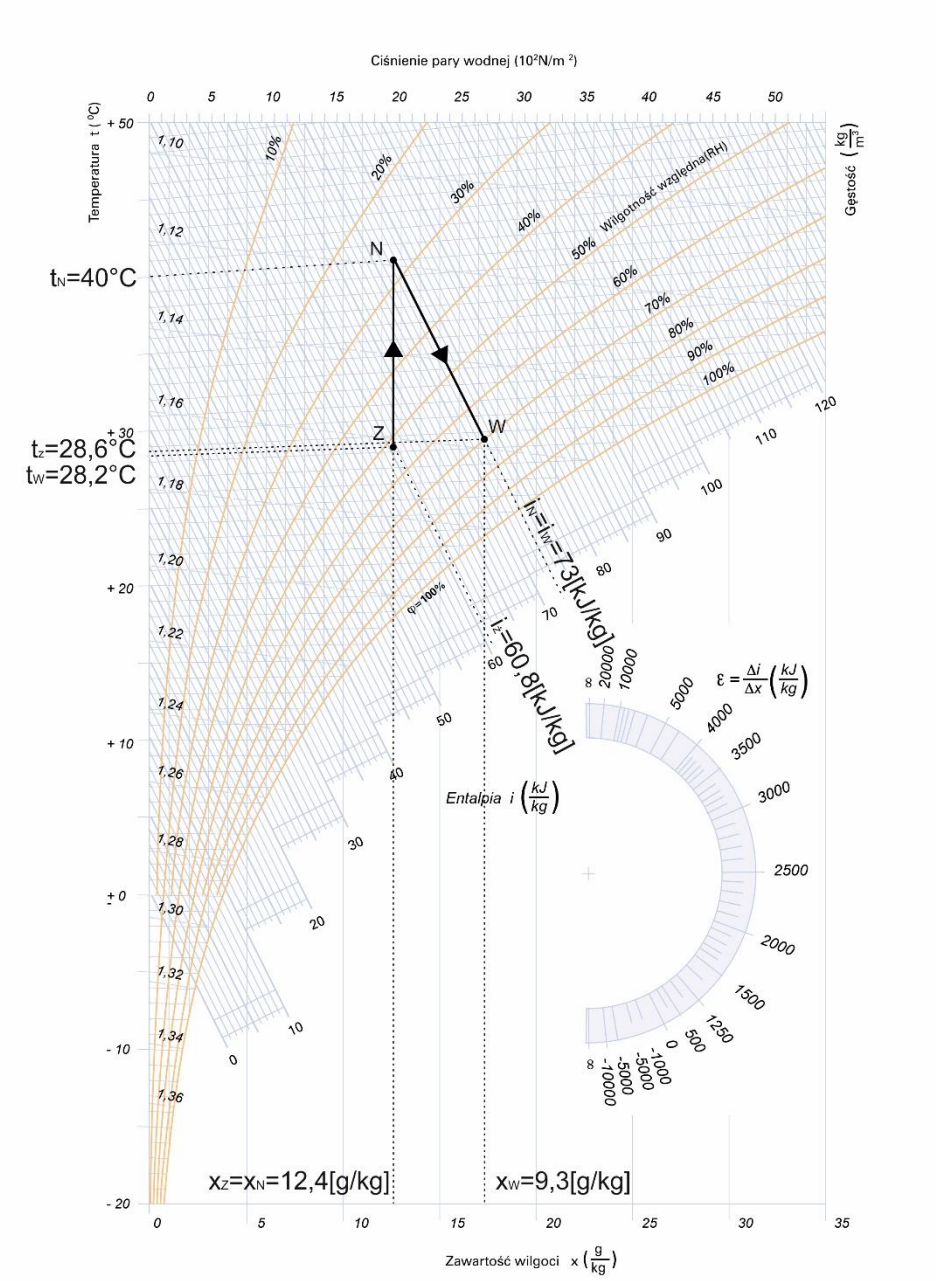
$$Q = W \cdot q \tag{5}$$

gdzie: $W$ – ilość usuwanej wilgoci, kg/h;
$q$ – właściwe zużycie ciepła, kJ/kg odp. wilgoci.




Rys. 6. Proces suszenia skór na wykresie i-x powietrza wilgotnego w okresie zimowym (na podstawie [14])

Fig. 6. Leather drying process in the winter, shown on the i-x chart for humid air (based on [14])




Rys. 7. Proces suszenia skór na wykresie i-x powietrza wilgotnego w okresie letnim (na podstawie [14])

Fig. 7. Leather drying process in the summer, shown on the i-x chart for humid air (based on [14])

Wyniki przeprowadzonych obliczeń przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie wyników obliczeń parametrów technologicznych suszarni skór dla okresu letniego i zimowego

Table 1. Summary of the results of calculations of technological parameters of drying leather for the summer and winter period

| **Zestawienie wyników obliczeń parametrów technologicznych suszarni skór** | | |
|---|---|---|
| Okres | letni | zimowy |
| Ciężar początkowy wilgotnego materiału $G_p$, kg | 600 | |
| Ilość usuwanej wilgoci $W$, kg/h | 15,8 | |
| Właściwe zużycie powietrza suchego $l$, kg/kg odp. wilgoci | 192,31 | 117,65 |
| Natężenie przepływu powietrza $L$, kg/h | 3036,44 | 1857,59 |
| Właściwe zużycie ciepła $q$, kJ/kg odp. wilgoci | 2346,15 | 7105,88 |
| Natężenie przepływu ciepła $Q$, kJ/h | 37044,53 | 112198,14 |
| Obliczona moc układu do przygotowania ciepłej wody technologicznej $Q_z$, kW | 10,29 | 31,17 |

Na podstawie sporządzonych obliczeń oraz danych technicznych dostępnych w katalogach producentów dobrano przykładowe pompy ciepła dostępne na rynku [7] (tabela 2).

Ilość ciepła $Q_d$, którą należy pozyskać ze źródła niskotemperaturowego, obliczono ze wzoru (6) [14].

$$Q_d = Q \cdot \frac{\varphi - 1}{\varphi} \tag{6}$$

gdzie: $Q$ – moc grzejna pompy ciepła (moc oddawana na skraplaczu), kW;
$\varphi$ – znamionowy współczynnik wydajności grzejnej pompy ciepła COP odczytany z karty katalogowej producenta [7], -.

Korzystając ze wzoru (7) oraz z wielkości podanych w tabeli 1, obliczono wymaganą długość wymiennika $L$ konieczną do odebrania ciepła ze źródła niskotemperaturowego [14].

$$L_w = \frac{Q_d}{q_E} \tag{7}$$

gdzie: $Q_d$ – moc cieplna pozyskana ze źródła niskotemperaturowego, kW;
$q_E$ – jednostkowa moc cieplna pobierana ze źródła niskotemperaturowego, W/m.

Ściekowy wymiennik ciepła (wariant V) zaprojektowano w postaci klatek energetycznych GEO CALIX firmy UPONOR [23] usytuowanych w podziemnym zamkniętym zbiorniku na przemysłowe ścieki technologiczne powstające na terenie zakładu garbarskiego. Jednostkowy odbiór ciepła ze ścieków $q_e$ założono na bezpiecznym poziomie 40 W/m.

Wyniki powyższych obliczeń przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Porównanie technologiczne instalacji podgrzewania powietrza przy użyciu pompy ciepła w procesie suszenia skór

Table 2. Technological comparison of air heating system installations using heat pump in the drying process

| **Porównanie technologiczne instalacji dla tunelowej suszarni skór** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Wariant obliczeniowy | I | | II | III | IV | V |
| | zima | lato | | | | |
| Typ pompy ciepła | Dimplex typ LA 60TUR+ | | Dimplex typ SI 26TU | | Dimplex typ WI 35TU | Dimplex typ SI 22TU |
| Źródło ciepła | powietrze zewnętrzne | | grunt | | Woda powierzchniowa | ścieki technologiczne |
| Moc grzewcza pompy ciepła $Q_{pc}$, kW | 35 | 49 | 32 | | 32 | 32 |
| Moc chłodnicza pompy ciepła $Q_{ch}$, kW | 20 | 38,8 | 25,2 | | 25 | 25,5 |
| Pobór mocy elektrycznej $P$, kW | 15 | 10,2 | 6,8 | | 7 | 6,5 |
| Stopień efektywności $\varphi$, - | 2,34 | 4,8 | 4,7 | | 4,6 | 4,9 |
| Czynnik chłodniczy | R417A | | R410A | | R410A | R407C |
| Obliczona ilość ciepła jaką należy pobrać ze źródła niskotemperaturowego $Q_d$, kW | 17,8 | | 24,5 | | 24,4 | 24,8 |
| Wymagana długość wymiennika $L$, m | - | | 1260 | 630 | - | 637 |

Analizując dane z tabeli 2 można zauważyć, że najwyższym współczynnikiem wydajności (COP) charakteryzuje się pompa ciepła typu solanka-woda, wykorzystująca jako źródło ciepła niskotemperaturowego ścieki technologiczne, zastosowana w wariancie V. W wariancie II obliczona wymagana długość wymiennika jest największa, z uwagi na niższy jednostkowy pobór ciepła z gruntu $q_E$ charakterystyczny dla poziomych wymienników gruntowych.

W pompach ciepła do rzadkości należy tzw. modulacja mocy, czyli dopasowanie do bieżących potrzeb, zatem przez znaczny okres czasu pracują z nadmiarem mocy, wykorzystywanym tylko w okresie zimowym. Zatem w naszym obecnym klimacie wybierając pompę ciepła o mocy wystarczającej do podgrzania powietrza w procesie suszenia przy -11°C na zewnątrz, wykorzystującą jako dolne źródło ciepła powietrze atmosferyczne, decydujemy się na urządzenie z dużym zapasem mocy dla temperatur panujących w okresie letnim. Ponoszone są w takiej sytuacji wyższe koszty za urządzenie o większej (za dużej) mocy i pompa ciepła pracuje przez okres letni ze znacznym nadmiarem mocy, a więc w warunkach dalekich od optymalnych.

W związku z powyższym, należałoby rozpatrzyć rozwiązanie, w którym jako dolne źródło ciepła wykorzystywane jest nie powietrze zewnętrzne, a powietrze usuwane z budynku suszarni tunelowej charakteryzujące się znacznie wyższymi temperaturami w okresie zimowym, opisane w literaturze [14].

## 5. Ocena efektywności finansowej inwestycji

Instalacje z pompami ciepła oraz inne źródła niekonwencjonalne to systemy, w przypadku których horyzont czasowy pozwalający na zaobserwowanie korzyści ekonomicznych jest stosunkowo długi. W wyniku tego uzasadnione jest zastosowanie w obliczeniach metod dyskontowych [3].

Wykonując ocenę efektywności finansowej zastosowania omówionych wariantów podgrzewania powietrza w procesie suszenia skór w zakładzie garbarskim przeprowadzono analizę finansową według metody kosztów rocznych opisanej w [9]. Istotą tej metody jest umożliwienie obliczenia kosztów wytwarzania ciepła, w skład których wchodzą koszty bieżące (eksploatacyjne), jak również koszty wywodzące się od zwrotu nakładów inwestycyjnych naliczane w przedziale czasowym jednego roku. Jest on rokiem reprezentatywnym dla analizowanego horyzontu czasowego ekonomicznej eksploatacji obiektu – liczącego $N$ lat [9].

W całkowitych nakładach inwestycyjnych znaczny udział przypada pompie ciepła oraz wymiennikowi niskotemperaturowemu. Szacując wysokość nakładów inwestycyjnych na poszczególne składniki instalacji grzewczej z pompą ciepła oparto się na informacjach uzyskanych od producentów pomp ciepła oraz w literaturze [9].

Tabela 3 przedstawia wyniki obliczeń kosztów poszczególnych elementów układu wchodzących w skład całkowitych kosztów inwestycyjnych. Założono,

że koszt pozostałych elementów instalacji wynosi 20% (wariant I, II, IV i V) oraz 16% (wariant III) zgodnie z propozycją [9].

Tabela 3. Nakład inwestycyjny instalacji dla poszczególnych wariantów

Table 3. Cost of the installation for the individual variants

| **Nakłady inwestycyjne dla poszczególnych wariantów** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Wariant | I | II | III | IV | V |
| Pompa ciepła, zł | 139900,0 | 48300,0 | | 44900,0 | 31700,0 |
| Wymiennik ciepła, zł | - | 62100,0 | 91603,4 | 26940,0 | 40757,1 |
| Pozostałe elementy instalacji: wodna nagrzewnica powietrza, rurociągi, armatura, układ automatyki oraz robocizna i uruchomienie instalacji, zł | 34975,0 | 27600,0 | 26648,3 | 17960,0 | 18114,3 |
| Sumaryczny nakład inwestycyjny ($K_{inpc}$), zł | 174875,0 | 138000,0 | 166551,7 | 89800,0 | 90571,4 |

Analizując dane z tabeli 3 można zauważyć, że najwyższe koszty inwestycyjne uzyskał wariant I z pompą ciepła typu powietrze-woda. Z kolei najniższe koszty inwestycyjne wymagane są na realizację wariantu IV, w którym pompa ciepła wykorzystuje jako źródło ciepła niskotemperaturowego wodę powierzchniową. Układ ten pracuje w systemie bezpośrednim, stąd koszt wykonania ujęcia jest niższy w porównaniu do wymienników gruntowych. Dla rozpatrywanej suszarni tunelowej koszt wykonania pionowego gruntowego wymiennika ciepła byłby około 32% wyższy w odniesieniu do poziomego, pomijając koszt zakupu gruntu pod jego powierzchnię.

Założony czas eksploatacji opisanego systemu, który odpowiada czasowi bezawaryjnej pracy sprężarek pomp ciepła, przyjęto na poziomie $N$ = 15 lat, zgodnie z zaleceniami producentów (wymiana informacji w rozmowach z przedstawicielami różnych przedsiębiorstw). Średnią cenę energii elektrycznej założono zgodnie z informacją Prezesa Regulacji Energetyki równą $c_{el}$ = 0,606 zł/kWh [10]. Natomiast obliczenia wartości zaktualizowanej netto przedsięwzięcia przeprowadzono dla wartości stopy dyskontowej p = 6% zalecanej dla obiektów energetyki odnawialnej [9].

Ratę zwrotu kapitałowego (rozszerzonej reprodukcji) $r$ obliczono z zależności (8) [9].

$$r = \frac{p \cdot (1+p)^N}{(1+p)^N - 1} \tag{8}$$

gdzie: $p$ – stopa dyskontowa, %;

$N$ – obliczeniowy okres eksploatacji systemu, lata.

Ratę kosztów stałych $r + r_{ce}$, czyli sumę raty rozszerzonej reprodukcji i raty kosztów eksploatacyjnych stałych, obliczono ze wzoru (9) [9].

$$r + r_{ce} = 0{,}12 \tag{9}$$

gdzie: $r_{ce}$ – stopa stałych kosztów eksploatacyjnych, %; przyjęto 2% na podstawie propozycji [9].

W celu obliczenia rocznych kosztów stałych $K_{rst}$ wykorzystano wzór (10) [9].

$$K_{rst} = K_{rr} + K_{est} = K_{inpc} \cdot r + K_{inpc} \cdot r_{ce} = (r + r_{ce}) \cdot K_{inpc} \tag{10}$$

gdzie: $K_{rr}$ – suma kosztów zwrotu kapitałowego, zł/rok;
$K_{est}$ – suma stałych kosztów eksploatacyjnych, zł/rok;
$K_{inpc}$ – całkowite nakłady inwestycyjne na instalację z pompą ciepła, zł.

Roczne koszty eksploatacyjne zmienne – składowa zmienna kosztów rocznych $K_{ezm}$ obliczono z zależności (11) [9].

$$K_{ezm} = \frac{Q_{pc} \cdot T_{ipc} \cdot c_{el} \cdot k_{mr}}{\varphi \cdot \eta_{sil}} \tag{11}$$

gdzie: $Q_{pc}$ – moc zainstalowana pompy ciepła, kW;
$T_{ipc}$ – czas użytkowania mocy zainstalowanej pompy ciepła, h/rok;
$c_{el}$ – cena energii elektrycznej, zł/kWh;
$k_{mr}$ – współczynnik kosztu materiałów ruchowych dla pompy ciepła, -; przyjęto 1,02 według propozycji [9];
$\varphi$ – średni roczny współczynnik wydajności grzejnej, -;
$\eta_{sil}$ – sprawność silnika elektrycznego napędzającego sprężarkę pompy ciepła, wartość średnia roczna, %; przyjęto 85% według propozycji [9].

Koszty roczne wytwarzania ciepła $K_{rpc}$, jako suma składowej stałej i składowej zmiennej, obliczono w oparciu o wzór (12) [9].

$$K_{rpc} = K_{rst} + K_{ezm} \tag{12}$$

Ilość ciepła użytecznego dostarczanego w ciągu roku przez pompę ciepła obliczono z zależności (13) [9].

$$Q_{apc} = Q_{pc} \cdot T_{ipc} \tag{13}$$

Jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła $q_{pc}$ jest ilorazem kosztów rocznych i rocznie wytwarzanego ciepła użytecznego, można go określić ze wzoru (14) [9].

$$q_{pc} = \frac{K_{rpc}}{Q_{apc}} \tag{14}$$

Wykorzystując zależność (15) obliczono zmniejszenie kosztów uzyskania ciepła *O* na ogrzewanie powietrza w procesie suszenia skór, za 1 kWh w stosunku do kosztów energii elektrycznej [14].

$$O = c_{el} - q_{pc} \tag{15}$$

Oszczędności możliwe do uzyskania przez użytkownika w wyniku eksploatacji pompy ciepła w przeciągu roku określono ze wzoru (16) [14].

$$\Delta K = O - Q_{apc} \tag{16}$$

gdzie: $O$ – zmniejszenie kosztów uzyskania ciepła na ogrzewanie powietrza w procesie suszenia skór za 1 kWh w stosunku do kosztów energii elektrycznej, zł/kWh,
$Q_{apc}$ – ilość ciepła użytecznego dostarczona w ciągu roku przez pompę ciepła, kWh/rok.

Stąd prosty okres zwrotu nakładów *SPBT* poniesionych na realizację inwestycji można obliczyć z zależności (17) [14].

$$SPBT = \frac{K_{inpc}}{\Delta K} \tag{17}$$

Wyniki obliczeń przeprowadzonej oceny efektywności finansowej inwestycji dla poszczególnych wariantów zestawiono w tabeli 4.

Analiza finansowa metodą kosztów rocznych wykazała jednoznacznie, że ogrzewanie powietrza w procesie suszenia skór, przy użyciu pompy ciepła jest bardziej rentowne w porównaniu do ogrzewania elektrycznego. Wszystkie z rozpatrywanych inwestycji nie tylko umożliwią zwrot nakładów początkowych, ale przyniosą dodatkowo zysk z uwzględnieniem zmiany wartości pieniądza w czasie.

Najefektywniejszym wariantem jest wykorzystanie jako źródła energii niskotemperaturowej przemysłowych ścieków technologicznych powstających w procesie garbowania skór (wariant V). Jednostkowy koszt wytwarzania ciepła $q_{pc}$ jest w tym przypadku najniższy i wynosi 0,28 zł/kWh i jest niższy od ceny 1 kWh energii elektrycznej o 0,32 zł/kWh. Jak można zauważyć z danych w tabeli 4, wariant I okazuje się najdroższy w eksploatacji.

Tabela 4. Zestawienie wyników analizy finansowej

Table 4. Summary of the results of the financial analysis

| **Wyniki oceny efektywności finansowej analizowanej inwestycji dla poszczególnych wariantów** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Wariant obliczeniowy | I | II | III | IV | V |
| Rata zwrotu kapitałowego $r$ | 0,10 | | | | |
| Rata kosztów stałych $r + r_{ce}$ | 0,12 | | | | |
| Roczne koszty stałe $K_{rst}$, zł/rok | 21503,11 | 16968,86 | 20479,66 | 11042,06 | 11136,91 |
| Roczne koszty eksploatacyjne zmienne $K_{ezm}$, zł/rok | 23717,35 | 12833,38 | 12833,38 | 13112,36 | 12309,57 |
| Roczne koszty wytwarzania ciepła $K_{rpc}$, zł/rok | 45220,46 | 29802,24 | 33313,04 | 24154,42 | **23446,48** |
| Ilość ciepła użytecznego $Q_{apc}$, kWh/rok | 108864 | 82944 | 82944 | 82944 | 82944 |
| Jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła $q_{pc}$, zł/kWh | 0,42 | 0,36 | 0,40 | 0,29 | **0,28** |
| Zmniejszenie kosztów uzyskania ciepła $O$, zł/kWh | 0,19 | 0,25 | 0,20 | 0,31 | 0,32 |
| Oszczędności uzyskane przez użytkownika w wyniku eksploatacji pompy ciepła $\Delta K$, zł/rok | 20751,12 | 20461,82 | 16951,03 | 26109,64 | 26817,59 |
| *SPBT*, lata | 8,43 | 8,55 | 10,32 | 6,70 | **6,52** |

Obliczenia prostego okresu zwrotu nakładów inwestycyjnych *SPBT* wykazały, że środki finansowe przewidziane na realizację wariantu IV i V inwestycji najszybciej ulegną zwrotowi bo już po niecałych 7 latach. Przewagą ścieków technologicznych jest ich dostępność, ponieważ są one produktem ubocznym w każdym zakładzie garbarskim, co stwarza korzystne warunki do ich wykorzystania w pompach ciepła, w przeciwieństwie do wód powierzchniowych, do których dostęp może być w wielu przypadkach ograniczony.

## 6. Podsumowanie i wnioski

W ostatnich latach daje się zauważyć wzrost zainteresowania zakładów garbarskich możliwością wykorzystania odnawialnych źródeł energii. Przeprowadzone badania wykazują, że w polskim przemyśle garbarskim nadal istnieje ogromny potencjał dla wdrażania proekologicznych technologii, mających na celu zmniejszenie zużycia energii. Zwłaszcza, że wykonany przegląd stosowanych dotychczas metod produkcyjnych wykazuje ogromny potencjał działań w zakresie zmian inwestycyjnych. Umożliwiłoby to również nabranie doświadczeń w bardziej uporządkowanym podejściu do zarządzania środowiskiem, z nastawieniem na redukcję negatywnych oddziaływań na środowisko naturalne.

W klimacie Polski zastosowanie powietrza zewnętrznego jako źródła ciepła do ogrzewania powietrza w procesie suszenia skór jest mało efektywne. W zimie stopień efektywności takiego systemu, przy ujemnych temperaturach na zewnątrz, spada do wartości z zakresu od 2 do 3. Jednocześnie poniżej dolnej granicy zakresu pracy dolnego źródła ciepła pompy ciepła w trybie grzania powietrze zewnętrzne musi być dogrzewane przy użyciu elektrycznej nagrzewnicy powietrza, co w analizie finansowej metodą kosztów rocznych nie zostało ujęte.

Reasumując, można stwierdzić, że wykorzystanie energii cieplnej z przemysłowych ścieków technologicznych, jako odpadowego źródła ciepła w zakładach garbarskich, jest zarówno technicznie możliwe, ale również opłacalne finansowo. Należy zaznaczyć, że ściekowy wymiennik ciepła w postaci klatek energetycznych umieszczonych w zbiorniku na ścieki jest stosunkowo tani i prosty w montażu w odniesieniu do wymienników gruntowych, a może przynieść znaczne oszczędności energii.

Przedstawione w niniejszym artykule wyniki obliczeń efektywności finansowej zastosowania systemów ogrzewania powietrza w procesie suszenia skór z uwzględnieniem różnych dolnych źródeł niskotemperaturowych, uzasadniają celowość ich użycia w celu redukcji ilości zużywanej energii. Wykazano, że najbardziej efektywny pod względem energetycznym i ekonomicznym jest wariant V, w którym jako dolne źródło ciepła wykorzystano przemysłowe ścieki technologiczne. W rozwiązaniu tym jednostkowy koszt wytwarzania ciepła $q_{pc}$ wynosi 0,28 zł/kWh. Okres zwrotu inwestycji na instalację tego typu okazał się najkrótszy, bowiem wynosi on mniej niż 7 lat.

Zmiana spojrzenia na to medium z produktu ubocznego na atrakcyjne źródło niskotemperaturowe dla pomp ciepła, okazuje się niezwykle rentowne, jak również przyjazne środowisku. Co więcej, jest to zgodne z racjonalną gospodarką energetyczną, która dąży do tego, aby ilość niewykorzystanej energii była minimalizowana.

## Literatura

[1] Bieńkiewicz K.J.: Fizykochemia wyprawy skór, Wydawnictwa Naukowo -Techniczne, Warszawa 1986.

[2] Czarniecki D., Pisarev V., Dziopak J., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa instalacji do odzysku ciepła ze ścieków w budynkach wielorodzinnych, Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska, Wrocław 2014, s. 132-148.

[3] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa odzysku ciepła odpadowego ze ścieków w miasteczku akademickim Politechniki Rzeszowskiej, Technologia Wody, nr 4, 2015, s. 73-81.

[4] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewania wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 61(3/I), 2014, s. 33-51.

[5] Czarniecki D., Słyś D.: Wykorzystanie wód w instalacjach z pompami ciepła, [w:] Workshop o Vode, Harbulakova V., Zelenakova M., red., Koszyce 2015, s. 10-24.

[6] Domański W., Surgiewicz J.: Zagrożenia chemiczne w przemyśle garbarskim, Bezpieczeństwo pracy, nr 4, 2001, s. 6-9.

[7] Katalog doboru pomp ciepła firmy Dimplex.

[8] Klepaczewski K.: Źródła substancji rozpuszczonych w ściekach garbarskich oraz ocena możliwości ich ograniczenia, Przegląd Włókienniczy – Włókno Odzież Skóra, nr 11, 2007, s. 25-26.

[9] Kusto Z.: Uwarunkowania ekonomicznej efektywności pomp ciepła, IMP PAN, Gdańsk 2006.

[10] Laskowski P.: Własna elektrownia słoneczna, Murator, nr 2, 2016, s. 126-131.

[11] Lebiediew P.D.: Wymienniki ciepła, urządzenia suszarnicze i chłodnicze, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 1968.

[12] Mendrycka M., Stawarz M.: Zastosowanie biopreparatu wspomagającego oczyszczanie ścieków garbarskich osadem czynnym, Inżynieria Ekologiczna, nr 28, 2012, s. 43-56.

[13] Pawłow K.F., Romankow P.G., Noskow A.A.: Inżynieria chemiczna. Przykłady i zadania z zakresu aparatury i inżynierii chemicznej, Wydawnictwa Naukowo -Techniczne, Warszawa 1963.

[14] Pisarev V.: Projektowanie instalacji grzewczych z pompami ciepła, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.

[15] PN-76/B-03420: Wentylacja i klimatyzacja. Parametry obliczeniowe powietrza zewnętrznego.

[16] Religa P., Gierycz P.: Układy membranowe do oczyszczania toksycznych ścieków garbarskich, Przegląd Włókienniczy – Włókno Odzież Skóra, nr 10, 2010, s. 33-37.

[17] Religa P., Żarłok J., Sobczak A., Gierycz P., Cichy M. J.: Perspektywy wdrażania czystych technologii w polskich garbarniach. Cz. II, Przegląd włókienniczy, nr 1, 2010, s. 31-33.

[18] Rodziewicz O.: Podstawy technologii garbarstwa, Wyższa Szkoła Inżynierska, Radom 1984.

[19] Rubik M.: Pompy ciepła. Poradnik, Ośrodek Informacji: „Technika instalacyjna w budownictwie", Warszawa 2000.

[20] Słyś D., Kordana S.: Odzysk ciepła odpadowego w instalacjach i systemach kanalizacyjnych, Wydawnictwo i Handel Książkami „KaBe", Krosno 2013.

[21] Stec A., Słyś D.: Instalacje ekologiczne w budownictwie mieszkaniowym, Wydawnictwo i Handel Książkami „KaBe", Krosno 2016.

[22] Strumiłło C.: Podstawy teorii i techniki suszenia, Wydawnictwa Naukowo -Techniczne, Warszawa 1975.

[23] System kolektorów gruntowych Uponor. Poradnik techniczny; 2012.

[24] Szuba P.: Ścieki garbarskie i kuśnierskie na Podhalu, Forum Eksploatatora, nr 4, 2009, s. 44-48.

[25] Trznadel B. J.: Zastosowanie pras filtracyjno-odwadniających typu SALSNES FILTER do oczyszczania ścieków garbarskich, Przegląd Włókienniczy – Włókno Odzież Skóra, nr 2, 2005, s. 73-76.

## TECHNICAL AND FINANCIAL ANALYSIS OF AIR HEATING SYSTEM IN THE DRYING PROCESS USING HEAT PUMP WITH THE USE OF VARIOUS LOWER HEAT SOURCES

**S u m m a r y**

Animal skin is of one of the first materials used by man. Initially, the skin was used in unprocessed form. Moisture, mold and bacteria resulted in the rapid destruction of the articles made from the untreated leather. Over the years, men have learned how to extend the life, increase the mechanical strength and increase the aesthetic value of the skin. Tanned skin has become a versatile material of great importance for the development of civilization. Leather hunted animals were made primarily objects of everyday use, i.e. shoes, clothing, bags, tents, harnesses for draft animals, books, pieces of armor and weapons, etc. With the development of technical skin was becoming more widely used. In the last century, one can observe a tendency to displace the skin as technical material for rubber, plastics and artificial leather. Global trends indicate, however, that tanned skin for a long time will be a luxury and sought after material for the production of shoes, garments, leather products, etc. Understanding and mastering the tanning process has opened the leather products in daily life. The technique tanning of the skin is extremely complex, composed of a plurality of processes and processing operations, in which a very important role fully drying. The purpose of this article is to compare the system of alternative sources of energy by using heat pumps to heat supply air heater for drying skins. Multivariate analysis was carried out technical and financial assistance of these systems at fixed conditions. Installation for drying tunnel were analyzed for five variants.

**Keywords:** heat pump, lower heat source, ground heat exchanger, waste heat, tannery waste water

DOI: 10.7862/rb.2016.150

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 77-86

**Magdalena DOMAŃSKA**[1]
**Piotr DRAGAŃSKI**[2]
**Paweł WIERCIK**[3]
**Janusz ŁOMOTOWSKI**[4]
**Tomasz KONIECZNY**[5]

# POWSTAWANIE STRUWITU PODCZAS NANOFILTRACJI ODCIEKÓW Z FERMENTACJI METANOWEJ

Jednym z problemów występujących na oczyszczalniach ścieków jest wytrącanie się struwitu. Kontrola procesu wytrącania się struwitu stwarza możliwości ochrony instalacji technologicznych przed jego negatywnymi skutkami, a powstały struwit może być wykorzystany jako nawóz mineralny. W pracy omówiono przyczyny tworzenia się struwitu w przewodach do transportu odcieków z odwadniania ustabilizowanych beztlenowo osadów ściekowych. W pracy podjęto próbę sprawdzenia, czy w warunkach zmiennego składu odcieków z fermentacji metanowej o obniżonej zawartości amoniaku jest możliwe odzyskiwanie fosforu w postaci struwitu. Badania prowadzono z wykorzystaniem membrany nanofiltracyjnej. Nadawę stanowiły odcieki pochodzące z odwadniania ustabilizowanych na drodze mezofilnej fermentacji metanowej osadów ściekowych, w których jony amonowe usuwano na drodze nitryfikacji w reaktorach SBR. Odcieki przed skierowaniem na membranę nanofiltracyjną były poddane wstępnemu oczyszczaniu z zawiesin w procesie mikrofiltracji. Przeprowadzono dwa eksperymenty z różnym składem nadawy. W obu eksperymentach podczas zatężania odcieków na membranie nanofiltracyjnej odczyn retentatu wzrastał przy równoczesnym obniżaniu się stężenia jonów

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Magdalena Domańska, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, 50-363 Wrocław, pl. Grunwaldzki 24, tel. + 48 (071) 320 5518, magdalena.domanska@up.wroc.pl
[2] Piotr Dragański, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, 50-363 Wrocław, pl. Grunwaldzki 24, tel. + 48 (071) 320 1033, piotr.draganski@up.wroc.pl
[3] Paweł Wiercik, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, 50-363 Wrocław, pl. Grunwaldzki 24, tel. + 48 (071) 320 1033, pawel.wiercik@up.wroc.pl
[4] Janusz Łomotowski, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, 50-363 Wrocław, pl. Grunwaldzki 24, tel. + 48 (071) 320 1034, janusz.lomotowski@up.wroc.pl
[5] Tomasz Konieczny, MPWiK Wrocław, 50-421 Wrocław, ul. Na Grobli 14/16, tel. + 48 (071) 340 9500, e-mail: mpwik@mpwik.wroc.pl

magnezowych, wzroście stężenia ortofosforanów i niskich stężeniach azotu amonowego. Zdjęcia z użyciem mikroskopu skaningowego wykazały, że na membranie wytrąciły się kryształy o barwie lekko brunatnej, kształcie słupkowym i przekrojach rombopodobnych. Badania pilotażowe potwierdziły, że na membranach nanofiltracyjnych istnieje możliwość wytrącania struwitu z odcieków pochodzących z odwadniania osadów ściekowych poddanych stabilizacji beztlenowej. Uwzględniając fakt, że wytrącający się struwit tworzy na membranie placek filtracyjny można, w stosunkowo prosty sposób, usuwać go mechanicznie z membrany pod warunkiem, że zastosowane zostaną moduły do membran płaskich.

**Słowa kluczowe:** przetwarzanie osadów ściekowych, gospodarka osadowa, membrana płaska, mikroskop elektronowy, mapowanie EDS

## 1. Część teoretyczna

Ze względu na kończące się rezerwy złóż fosforytów, a także rosnące zapotrzebowanie m.in. na nawozy fosforowe, odzysk fosforu z osadów ściekowych zalicza się do priorytetowych zagadnień przemysłu fosforowego. Jest to również związane z zasadami zrównoważonego rozwoju, a także polityką ekologiczną państwa, która wspiera działania polegające na ponownym wykorzystaniu odpadów [20, 23]. Ze względu na ryzyko eutrofizacji, na oczyszczalniach ścieków, szczególny nacisk kładzie się na usuwanie ładunków związków azotu i fosforu. Produktem ubocznym oczyszczania ścieków są zawsze osady ściekowe. Źródłem nawozów fosforowych mogą być odcieki uzyskiwane w procesie odwadniania odcieków ustabilizowanych na drodze mezofilnej fermentacji metanowej prowadzonej w wydzielonych komorach fermentacji [10]. Z analizowanych odcieków na czynnych instalacjach bardzo często dochodzi do wytrącania się fosforanu amonowo-magnezowego o wzorze $MgNH_4PO_4 \cdot 6H_2O$ zwanego struwitem. Wytrącanie się struwitu stwarza bardzo często poważne problemy eksploatacyjne instalacji przeróbki osadów ściekowych [5, 6, 7, 23]. Przykładem może być oczyszczalnia w Los Angeles, na której wskutek wytrącania struwitu w rurociągach transportujących odcieki obserwowano zmniejszenie się ich średnicy wewnętrznej z 300 do 150 mm [3]. Wytrącanie się soli fosforowych bardzo często ma miejsce również na polskich oczyszczalniach.

Kontrola procesu wytrącania się struwitu stwarza możliwości ochrony instalacji technologicznych przed jego negatywnymi skutkami. Powstały struwit może być wykorzystany jako nawóz mineralny [19, 21]. Fosfor zawarty w struwicie jest łatwo dostępny dla roślin [16]. Monitorowanie procesu wytrącania struwitu utrudnia fakt, że stężenie amoniaku i fosforanów w odciekach jest zmienne w czasie. Badania przeprowadzone w oczyszczalni w Gdańsku wykazały, że zawartość azotu amonowego zmieniała się w zakresie 353-976 $mg \cdot N\text{-}NH_4\ dm^{-3}$, a zawartość fosforu ogólnego w przedziale 54-545 $mg \cdot P\text{-}PO_4\ dm^{-3}$ [16]. Ograniczenie procesu wytrącania się struwitu jest związane również z limitującą zawartością jonów magnezu w odciekach.

Należy zauważyć, że z roztworów wodnych (ścieków) mogą wytrącać się również inne mineralne związki fosforowe. Równolegle ze struwitem wytrącać się mogą apatyty o ogólnym wzorze $Ca_5[(PO_4)_3(X)]$, gdzie X jest anionem: $OH^-$ (apatyt hydroksylowy), $Cl^-$ (apatyt chlorowy) lub $F^-$ (apatyt fluorowy). Możliwe jest również wytrącanie się fosforanu magnezu $Mg_3(PO_4)_2 \cdot 8H_2O$. Mechanizm wytrącania się mineralnych związków fosforowych jest bardzo złożony.

Wytrącanie się struwitu można opisać uproszczonym równaniem stechiometrycznym [14, 22]:

$$Mg^{2+} + NH_4^+ + PO_4^{3-} + 5H_2O + OH^- \leftrightarrow MgNH_4PO_4 \cdot 6H_2O \quad (1)$$

gdzie: $Mg^{2+}$ $NH_4^+$ $PO_4^{3-}$ $OH^-$ – jony pierwiastków/związków chemicznych;
$MgNH_4PO_4 \cdot 6H_2O$ –struwit.

Materiały źródłowe nie dają jednoznacznej odpowiedzi, przy jakich stężeniach azotu amonowego i fosforanów następuje krystalizacja struwitu. Ilość wykrystalizowanego struwitu zależy głównie od odczynu [5, 6, 7, 11, 13]. Według badań Czajkowskiej i Siwca [7] przy odczynie pH 7,0 struwit w analizowanych warunkach nie wytrącał się, natomiast przy odczynie pH 9,0 obserwowano wytrącanie się struwitu przy dowolnych stężeniach jonów amonowych, fosforanowych i magnezu. Istotny wpływ odczynu na wytrącanie się struwitu potwierdziły również badania Nelsona i in. [15]. Wpływ odczynu na szybkość wytrącania się struwitu wiąże się ze zmniejszaniem się rozpuszczalności struwitu wraz ze wzrostem odczynu [2]. Wpływ stężeń jonów amonowych, magnezowych i ortofosforanowych badała Czajkowska [4, 5]. Oprócz odczynu i stężenia pierwiastków wchodzących w skład struwitu, na tempo przyrostu kryształów ma wpływ stopień nasycenia, temperatura i obecność innych jonów takich, jak np. wapń [8].

W oparciu o stężenia molowe jonów, wchodzących w skład struwitu, w badanym roztworze można wyliczyć indeks stabilności tego minerału. Sposób obliczania indeksu stabilności można znaleźć w pracy Łomotowskiego i Siwonia [12]. W procesie wytrącania struwitu można wyróżnić etap łączenia się jonów i tworzenia zarodków kryształów oraz etap wzrostu kryształów, który trwa do osiągnięcia równowagi. Wartość indeksu stabilności pozwala przewidzieć wytrącanie się struwitu, lecz nie można określić kinetyki zarodnikowania i wzrostu kryształów tego minerału [15, 18]. Nie zawsze przy stężeniu jonów fosforanowych, amonowych i magnezu, dla których indeks stabilności przyjmuje wartości bezwzględne większe od 0,5 świadczące o wytrącaniu się struwitu, zjawisko to jest obserwowane [18]. Indeksy stabilności struwitu w oparciu o skład jonowy wylicza się z wykorzystaniem programów komputerowych [17].

## 2. Część doświadczalna

Nanofiltracja jest procesem pozwalającym odseparować jony dwu- i więcej wartościowe oraz związki organiczne o masie molowej większej niż 200-400 Da [11]. W pracy podjęto próbę sprawdzenia, czy w warunkach zmiennego składu odcieków z fermentacji metanowej o obniżonej zawartości amoniaku jest możliwe odzyskiwanie fosforu w postaci struwitu.

Badania prowadzono z wykorzystaniem płaskiej membrany nanofiltracyjnej. Nadawę stanowiły odcieki pochodzące z odwadniania ustabilizowanych na drodze mezofilnej fermentacji metanowej osadów ściekowych, w których jony amonowe usuwano na drodze nitryfikacji w reaktorach SBR. Odcieki przed skierowaniem na membranę nanofiltracyjną były poddane wstępnemu oczyszczaniu z zawiesin w procesie mikrofiltracji. Przeprowadzono dwa eksperymenty. Skład odcieków w chwili rozpoczęcia eksperymentu przedstawiono w tabeli 1. Temperatura retentatu w czasie prowadzonych badań mieściła się w przedziale od 18 do 24°C, przy czym średnia temperatura w pierwszym eksperymencie wynosiła 23°C i była o dwa stopnie wyższa od średniej temperatury w drugim eksperymencie.

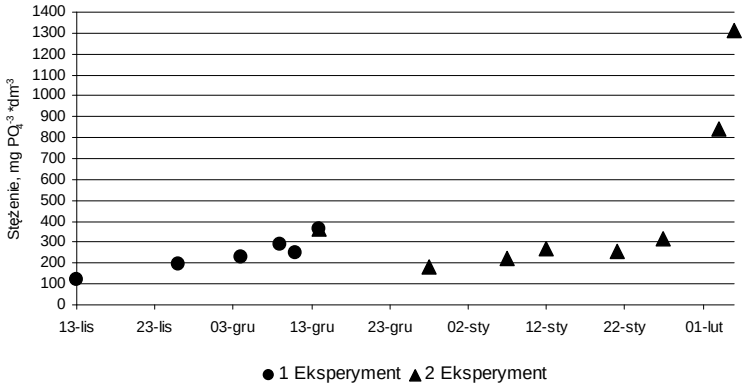
Tabela 1. Skład odcieków użytych w pierwszym i drugim eksperymencie

Table 1. The composition of the leachate used in the first and second experiment

| **Wskaźnik jakości ścieków** | **Jednostka** | **Eksperyment 1** | **Eksperyment 2** |
|---|---|---|---|
| Odczyn | pH | 8,38 | 8,75 |
| Azot amonowy | mg· N $dm^{-3}$ | 0,06 | 1,06 |
| Azot azotynowy | mg· N $dm^{-3}$ | 43,43 | 0,14 |
| Azot azotanowy | mg· N $dm^{-3}$ | 442,00 | 456,00 |
| Ortofosforany | mg· $PO_4$ $dm^{-3}$ | 122,63 | 362,87 |
| Wapń | mg· Ca $dm^{-3}$ | 23,90 | 18,88 |
| Magnez | mg· Mg $dm^{-3}$ | 15,80 | 9,05 |

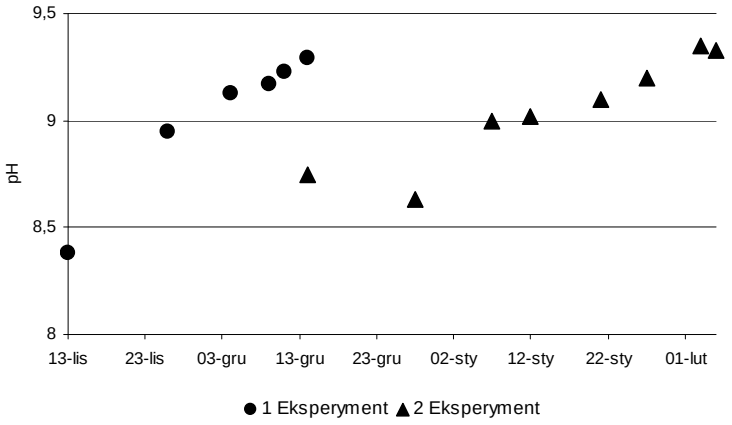
Podczas nanofiltracji odcieków jony wapnia, magnezu oraz jony ortofosforanowe są zatrzymywane przez membranę i podczas cyrkulacji odcieków ich stężenie w retentacie wzrasta. W obu eksperymentach wzrastało stężenie ortofosforanów (Rys. 1) oraz odczyn (Rys. 2). Obniżenie stężenia jonów magnezu w retentacie (Rys. 3) było najprawdopodobniej spowodowane łączeniem się tych jonów z jonami amonowymi (Rys. 4) i ortofosofanowymi tworząc struwit.

W czasie prowadzenia eksperymentu obserwowano wytrącanie się kryształów tworzących zwartą strukturę na powierzchni membrany nanofiltracyjnej (Rys. 5).



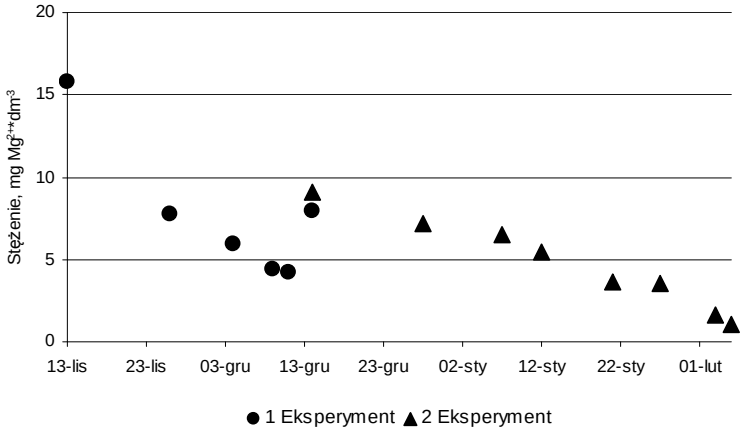

Rys. 1. Zmiany stężenia ortofosforanów w retentacie w czasie zagęszczania odcieków na membranie nanofiltracyjnej

Fig. 1. Changes in orthophosphate concentration in the retentate during recirculation of leachate on nanofiltration membrane



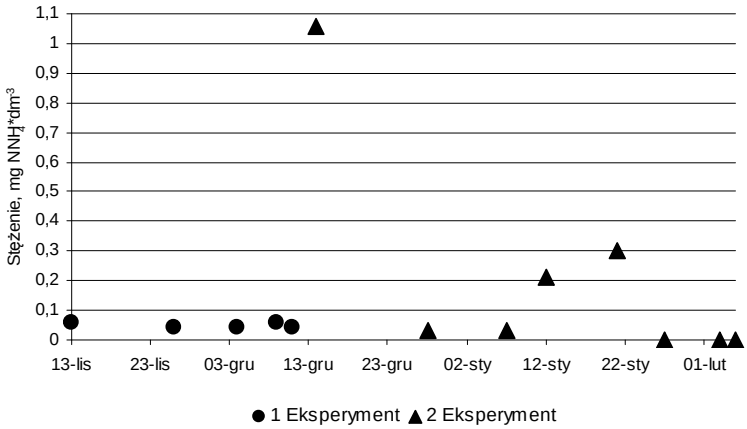

Rys. 2. Zmiany odczynu retentatu w czasie zagęszczania odcieków na membranie nanofiltracyjnej

Fig. 2. Changes in pH in the retentate during recirculation of leachate on nanofiltration membrane




Rys. 3. Zmiany stężenia magnezu w retentacie w czasie zagęszczania odcieków na membranie nanofiltracyjnej

Fig. 3. Changes in magnesium concentration in the retentate during recirculation of leachate on nanofiltration membrane

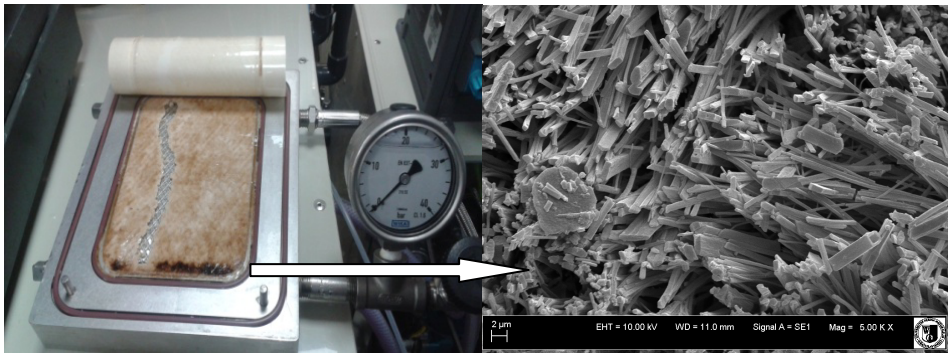



Rys. 4. Zmiany stężenia azotu amonowego w retentacie w czasie zagęszczania odcieków na membranie nanofiltracyjnej

Fig. 4.Changes in ammonium concentration in the retentate during recirculation of leachate on nanofiltration membrane

Wykonane zdjęcia z użyciem mikroskopu skaningowego wykazały, że powstały kryształy o barwie lekko brunatnej, kształcie słupkowym i przekrojach rombopodobnych. Podobną budowę wykazywały kryształy struwitu wytrącane w warunkach sztucznych opisane w pracach [1, 9].

Badania składu chemicznego kryształów wykazały, że stosunek molowy magnezu, jonu amonowego i ortofosforanów był bliski stosunkowi stechiometrycznemu tych jonów w strawicie, tj. 1:1:1. Na rys. 6 przedstawiono wyniki badań osadu wytrąconego na membranie nanofiltracyjnej wykonanych z użyciem mikroskopu skaningowego z przystawką EDS (*energy dispersive spectroscopy*). Detektor EDS pozwala wykonać rozmieszczenie (mapowanie) na powierzchni badanej próby pierwiastków cięższych od sodu. Stosując tę metodę nie można określić rozmieszczenia na powierzchni związków zawierających atomy azotu, ale możliwa jest identyfikacja położenia atomów magnezu i fosforu.




Rys. 5. Osad powstały na membranie nanofiltracyjnej. Po lewej moduł nanofiltracyjny z wytrąconym osadem, po prawej zdjęcie osadu wykonane przy użyciu mikroskopu elektronowego (SEM scaning)

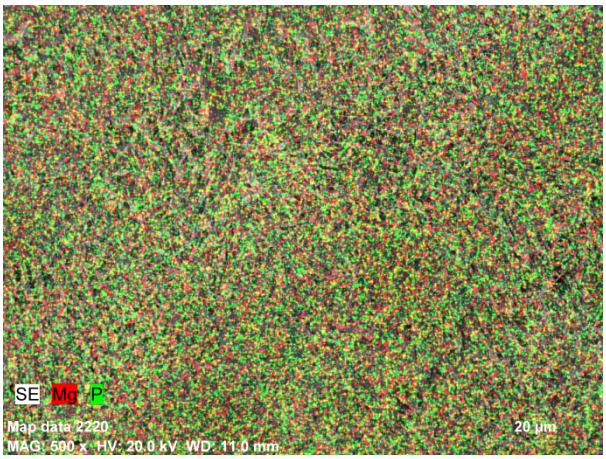
Fig. 5. The precipitation on the nanofiltration membrane. Nanofiltration module with precipitated sludge (on the left), image of sludge made with the electron microscope (SEM scaning) (on to the right)

Badania potwierdziły, że podczas zagęszczania odcieków z fermentacji metanowej o obniżonej zawartości jonów amonowych jest możliwe odzyskiwanie fosforu w postaci osadu struwitu wytrącającego się na powierzchni membrany nanofiltracyjnej. Należy zauważyć, że przeprowadzone badania wykonano przy niskich stężeniach jonu amonowego i magnezowego w stosunku do jonów ortofosforanowych. Można się spodziewać, że przy wyższych stężeniach amoniaku i magnezu proces wytrącania się struwitu będzie zachodził z większą wydajnością.

## 3. Podsumowanie

Badania pilotażowe wykazały, że na membranach nanofiltracyjnych istnieje możliwość wytrącania struwitu z odcieków pochodzących z odwadniania osadów ściekowych poddanych stabilizacji beztlenowej. Uwzględniając fakt, że wytracający się struwit tworzy na membranie placek filtracyjny można, w stosunkowo prosty sposób, usuwać go mechanicznie z membrany pod warun-

kiem, że zastosowane zostaną moduły do membran płaskich. Usuwanie wytrąconego struwitu z modułów spiralnych w praktyce nie jest możliwe.




Rys. 6. Mapowanie obecności magnezu i fosforu w osadzie pobranym z powierzchni membrany nanofiltracyjnej wykonane mikroskopem elektronowym z przystawką EDS

Fig. 6. EDS mapping of magnesium and phosphorus in sediment collected from the surface of the nanofiltration

***Badania były finansowane przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach projektu nr PBS2/B9/25/2014.***

## Literatura

[1] Aikaterini N. Kofina A. N., Demadis K. D., Koutsoukos P.G.: The effect of citrate and phosphocitrate on struvite spontaneous precipitation. Crystal Growth & Design, 2007, vol. 7, nr 12, ss. 2705-2712.

[2] Booker N.A., Priestly A.J., Fraser I.H.: Struvite formation in wastewater treatment plants: opportunities for nutrient recovery, Environ. Technol. 20, 1999, ss.777-782.

[3] Borgerding J.: Phosphate deposits in digestion systems, J Water Pollut Control Fed, 44, 1972, ss. 813-819.

[4] Czajkowska J.: Krystalizacja struwitu z roztworów przy pH 9,5 i zmiennych stężeniach analizowanych składników, Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, nr 55, 2012, ss. 38-45.

[5] Czajkowska J.: Warunki wytrącania osadów z zawartością struwitu, Autoreferat rozprawy doktorskiej, Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Instytut Inżynierii Środowiska, Zielona Góra 2015.

[6] Czajkowska J.: Wpływ prędkości przepływu i stężeń poszczególnych jonów na odkładanie się struwitu z roztworów wodnych na wewnętrznych powierzchniach rurociągów stalowych przy pH=9,5,Uniwersytet Zielonogórski, Zeszyty Naukowe nr 152, Inżynieria Środowiska, nr 32, 2013 ss. 105-112.

[7] Czajkowska J., Siwiec T.: Krystalizacja struwitu w zmiennych warunkach odczynu i stężeń analizowanych składników, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, nr 7, 2011 ss.145-154.

[8] Doyle J. D., Parsons S. A.: Struvite Formation, control and recovery, Water Research, 36, 16, 2002, ss. 3925-3940.

[9] Hutnik N., Wierzbowska B., Matynia A., Piotrowski K.: Wpływ jonów potasu na jakość kryształów struwitu wydzielanego w procesie ciągłej krystalizacji strąceniowej. Inżynieria i Aparatura Chemiczna 2009, vol. 48, nr 4, ss. 54-55.

[10] Kołodziejak G.: Możliwość wykorzystania potencjału energetycznego biogazu powstającego w trakcie procesu oczyszczania ścieków. Analiza opłacalności proponowanych rozwiązań, Nafta Gaz, nr 12, 2012 ss.1036-1043.

[11] Kwiecińska A.: Ekologiczne zagospodarowanie gnojowicy z wykorzystaniem technik membranowych, Politechnika Śląska, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki, Zakład Chemii Środowiska i Procesów Membranowych, Gliwice 2013.

[12] Łomotowski J., Siwoń Z.: Wykorzystanie programów symulujących skład jonowy wody do oceny stabilności chemicznej wody wodociągowej. Ochrona Środowiska, 2004, nr 4, ss. 13-16.

[13] Matynia A., Wierzbowska B., Hutnik N., Mazieńczuk A., Kozik A., Piotrowski K.: Rozwiązanie technologiczno-aparaturowe do odzyskiwania fosforanów(V) ze ścieku z przemysłu nawozowego na drodze ciągłej krystalizacji z reakcją chemiczną, Inżynieria i Aparatura Chemiczna, nr 5, 2011, ss.72-73.

[14] Mitani Y., Sakai Y., Mishina F., Ishiduka S.: Struvite recovery from wastwater having low phosphate concentration, Journal of Water and Environment Technology, 2003, ss. 13-18.

[15] Nelson N.O., Mikkelsen R.L., Hesterberg D. L.: Struvite precipitation in anaerobic swine lagoon liquid: effect of pH and Mg:P ratio and determination of rate constant, Bioresource Technology 2003, ss. 229-236.

[16] Obarska-Pempkowiak H., Gajewska M., Wojciechowska E.: Koncepcja oczyszczania odcieków o wysokich stężeniach zanieczyszczeń metodą hydrofitową, Mat. Konf. Kongres Inżynierii Środowiska, 2009, ss. 9-18.

[17] Ohlinger K.N., Mahmood R.J.: Struvite Scale Potential Determination Using a Computer Model, Presented to World Water & Environmental Resources Congress in Philadephia, PA. 2003, ss. 23-26.

[18] Pietrzyk A., Michałowski T.: Symulacja komputerowa procesu rozpuszczania struwitu $MgNH_4PO_4 \cdot 6H_2O$ w roztworach wodnych. Wykorzystanie technologii informatycznych w akademickiej dydaktyce chemii. Politechnika Krakowska, 2007, ss. 137-146.

[19] Poluszyńska J., Ślęzak E.: Możliwości odzysku fosforu z osadów ściekowych, Prace ICiMB nr 22, 2015 ss. 44-55.

[20] Przech J., Adamczyk W.: Proenergetyczne rozwiązania w oczyszczalni ścieków w Bochni, Wodociągi i Kanalizacja nr 11, 2014 ss. 34-36.

[21] Sariola S., Åkerman M.: Projekt PURE, Dobre praktyki związane z gospodarką osadami ściekowymi, Komisja Środowiska Naturalnego Związku Miast Bałtyckich, Vanha Suurtori, FIN-20500 Turku, Finlandia 2012.

[22] Strickland J.: Perspectives for phosphorus recovery offered by enhanced biological P removal, Environ Technol, 20, 1999, ss. 721–726.

[23] Wzorek Z.: Odzysk związków fosforu z termicznie przetworzonych odpadów i ich zastosowanie jako substytutu naturalnych surowców fosforowych, Seria Inżynieria i technologia chemiczna, Kraków, 2008.

## STRUVITE FORMATION DURING NANOFILTRATION OF LEACHATE FROM ANAEROBIC FERMENTATION

**S u m m a r y**

Struvite is one of the main problem appearing at sewage installations of sludge processing. The ability to control the process of struvite precipitation provides opportunities for protection of technological installations against its negative effects. The product obtained in a form of struvite can be used as a fertilizer. In this paper, conditions of struvite formation in pipes to transport the leachate from dewatering of anaerobically stabilized sludge were discussed. The aim of this paper was to verify whether it is possible to recover phosphorus in the form of struvite in the conditions of variable composition of leachate from methane fermentation with reduced ammonium content. Studies were carried out using nanofiltration membranes. The feed constituted leachate stabilized with mesophilic dehydration by anaerobic digestion of sewage sludge, in which the ammonium were reduced by nitrification in SBR reactor. Two experiments with different composition of leachate were conducted. The leachate before nanofiltration was pretreated of suspensions in the microfiltration process. In both experiments, the reaction of retentate recirculated on nanofiltration membrane was increasing while magnesium was decreasing. During the whole experiment low ammonium concentration was being observed. The images of the scanning electron microscope revealed that the crystals were light brown and had an orthorhombic structure. Pilot studies have shown that there is the possibility of precipitation of struvite with leachate from the dewatering of anaerobically stabilized sludge on nanofiltration membranes. It can be relatively simple to remove mechanically the precipitate cake from the membrane provided that the flat sheet membrane systems are applied.

**Keywords:** sludge processing, sewage sludge management, flat sheet membrane, electron microscope, EDS mapping

DOI: 10.7862/ rb.2016.151

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 87-104

**Józef DZIOPAK**[1]
**Mariusz STARZEC**[2]

# WKŁADKA PIĘTRZĄCA ZWIĘKSZAJĄCA EFEKTYWNOŚĆ HYDRAULICZNĄ PRZELEWÓW KONWENCJONALNYCH

W artykule przedstawiono rozwiązanie wkładki piętrzącej, wykonywanej na końcu kanału dopływowego do konwencjonalnego przelewu burzowego. Wykonanie wkładki piętrzącej pozwala na poprawę efektywności działania przelewu burzowego, poprzez zwiększenie różnicy pomiędzy zwierciadłami ścieków na końcu kanału dopływowego i początku kanału odpływowego z przelewu burzowego w kierunku oczyszczalni ścieków. Przedstawiona wkładka piętrząca stanowi efektywną alternatywę w odniesieniu do obecnie stosowanych sposobów poprawy efektywności działania tego typu przelewów burzowych. W artykule, wraz z metodyką wymiarowania, przedstawiono również tok obliczeniowy wyznaczania geometrii wkładki piętrzącej, zamieszczając dwa przykłady jej wymiarowania.

**Słowa kluczowe:** kanalizacja ogólnospławna, wymiarowanie, przelewy burzowe, przepływ miarodajny

## 1. Wprowadzenie

Kanalizacja ogólnospławna służy to transportu wszystkich rodzajów ścieków powstałych na terenie zlewni. Duże zróżnicowanie ilościowe transportowanych ścieków deszczowych w porównaniu do ścieków sanitarnych, wymaga rezerwowania dużych powierzchni poprzecznych przekrojów kolektorów, w celu zapewnienia działania kanalizacji w sposób grawitacyjny [7, 8].

Elementem sterującym przepływem ścieków ogólnospławnych w czasie intensywnych opadów deszczu jest przelew burzowy. Jego rola sprowadza się do rozdziału strugi dopływających ścieków na kierowany do oczyszczalni określony ich strumień, a ich nadmiar jest odprowadzany przez przelew burzowy do

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Józef Dziopak, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. +48 (017) 865 1817, jdziopak@prz.edu.pl
[2] Mariusz Starzec, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. +48 (017) 743 2409, mstarzec1990@prz.edu.pl

odbiornika [10]. Ścisła zależność wielkości strumienia ścieków deszczowych kierowanych do oczyszczalni ścieków od wielkości spływu ścieków bytowo-gospodarczych w okresie pogody bezdeszczowej wymusza na eksploatatorze sieci okresowe sporządzanie bilansu ścieków na przelewie burzowym [9].

Przelewy burzowe stosuje się do hydraulicznego odciążenia oczyszczalni ścieków, jak i zmniejszenia średnic przewodów kanalizacji ogólnospławnej, które łączą te obiekty na trasie spływu ścieków do miejsca ich oczyszczania [3]. Racjonalna lokalizacja przelewów burzowych przekłada się też na znaczne obniżenie kosztów inwestycyjnych [1, 2].

## 2. Bilans ścieków na przelewie burzowym

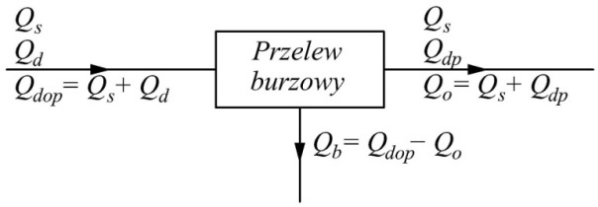
Biorąc pod uwagę usytuowanie w planie oraz położenie krawędzi przelewowej w stosunku do osi kanału dopływowego przelewy burzowe dzieli na czołowe, ukośne i boczne. We wszystkich rodzajach przelewów burzowych bez dławienia odpływu, efektywność ich działania zależy głównie od długości krawędzi przelewowej $L_p$ i różnicy położenia zwierciadeł ścieków pomiędzy kanałami dopływowym $h_g$ i odpływowym $h_d$.

W zależności od przyjętego materiału, z którego wykonane są przewody sieci kanalizacyjnej, okres eksploatacji systemu może wynosić nawet sto lat i więcej. W tak długim okresie eksploatacji kanalizacji ogólnospławnej bilans ścieków, jak i normy prawne (regulujące ilościowy podział strugi dopływających ścieków) ulegną kilkukrotnej zmianie, co będzie wymuszać modernizację lub przebudowę urządzeń z nią współpracujących [4, 5].

Zwiększenie ilości ścieków bytowo-gospodarczych dopływających do przelewu burzowego podczas eksploatacji systemu spowoduje zwiększenie ilości ścieków ogólnospławnych, które wymagają skierowania w stronę oczyszczalni ścieków. Najczęściej jest on spowodowany wzrostem wartości wskaźnika jednostkowego odpływu ścieków sanitarnych ze zlewni lub wprowadzeniem ścieków sanitarnych z nowej zlewni kanalizacji sanitarnej dołączonej do istniejącego systemu. Ścieki bytowo-gospodarcze stanowią na ogół niewielką część ścieków, które dopływają do przelewu burzowego w czasie intensywnych opadów atmosferycznych. Tak więc, nawet znaczne procentowe zwiększenie ilości ścieków bytowo-gospodarczych praktycznie nie wpływa negatywnie na hydrauliczne działanie kanalizacji ogólnospławnej przed przelewem burzowym.

Inaczej sprawa wygląda w kolektorze odpływowym z przelewu burzowego. Jeżeli bilans ścieków na przelewie burzowym był wykonany metodą rozcieńczeń, to ilość ścieków ogólnospławnych kierowanych tym kanałem w stronę oczyszczalni jest sumą ilości ścieków bytowo-gospodarczych dopływających do przelewu burzowego oraz tej ilości ścieków pomnożonej przez przyjętą wartość współczynnika rozcieńczenia początkowego ścieków $n_{rp}$. Bilans ścieków wyznaczony metodą rozcieńczeń na przelewie przedstawiono na rysunku 1.

Wzrost ilość ścieków bytowo-gospodarczych dopływających do przelewu burzowego, przy stałej wartości współczynnika rozcieńczenia początkowego ścieków, spowoduje taki sam wzrost procentowy ilości ścieków ogólnospławnych odpływających z przelewu burzowego w stronę oczyszczalni. Zwiększenie ilości ścieków ogólnospławnych kierowanych w stronę oczyszczalni spowoduje odpowiednie zwiększenie napełnienia w kolektorze odpływowym.




Rys. 1. Schemat bilansu ścieków na przelewie burzowym: $Q_s$ - ilość ścieków bytowo-gospodarczych dopływających do przelewu burzowego, $Q_d$ - całkowita ilość ścieków deszczowych dopływających do przelewu burzowego, $Q_{dop}$ - ilość ścieków dopływających do przelewu burzowego, $Q_{dp}$ - ilość ścieków deszczowych odpływających z przelewu burzowego w kierunku oczyszczalni, $Q_o$ - ilość ścieków za przelewem burzowym płynących w kierunku oczyszczalni, $Q_b$ - ilość ścieków ogólnospławnych odprowadzanych kanałem burzowym do odbiornika

Fig. 1.The balance of waste water in storm overflow: $Q_s$ - the amount of municipal wastewater inflow into storm overflow, $Q_d$ – the amount of storm wastewater inflow into storm overflow, $Q_{dop}$–the amount of wastewater inflow into storm overflow, $Q_{dp}$ - the amount of storm waste- water outflowing from storm overflow, $Q_o$ - the amount of wastewater outflowing from storm overflow to sewage treatment plant, $Q_b$ - the amount of combined wastewater outflowing to receiver

Krawędź przelewowa jest umieszczana w konwencjonalnych przelewach burzowych na wysokości zwierciadła ścieków w kanale odpływowym, przy przepływie granicznym obliczonym z zależności (1):

$$Q_o = Q_s + Q_{dp} \tag{1}$$

gdzie: $Q_o$ – ilość ścieków ogólnospławnych odpływających z przelewu burzowego w kierunku oczyszczalni, $dm^3/s$;
$Q_s$ – ilość ścieków bytowo-gospodarczych dopływających do przelewu burzowego, $dm^3/s$;
$Q_{dp}$ – ilość ścieków deszczowych odpływających z przelewu burzowego w kierunku oczyszczalni, $dm^3/s$.

Niezależnie od aktualnego bilansu ścieków deszczowych przed przelewem burzowym, wzrost ilości ścieków bytowo-gospodarczych dopływających do przelewu burzowego zawsze spowoduje potrzebę podniesienia krawędzi przelewowej, jeżeli długość przelewu nie ulegnie wydłużeniu.

Prawidłowe funkcjonowanie przelewu burzowego po zwiększeniu odpływu strumienia ścieków w kierunku oczyszczalni jest możliwe w czterech przypadkach, z których trzy są trudne do spełnienia w praktyce, chociaż możliwe. Pierwszy, przez wydłużenie długości krawędzi przelewowej w wyniku rozbudowy przelewu burzowego.

Drugi, przez odpowiednie zwiększenie przekroju kolektora odpływowego z przelewu burzowego, w przypadku jednocześnie uzasadnionej rekonstrukcji polegającej na jego wymianie, przykładowo metodą bezodkrywkową.

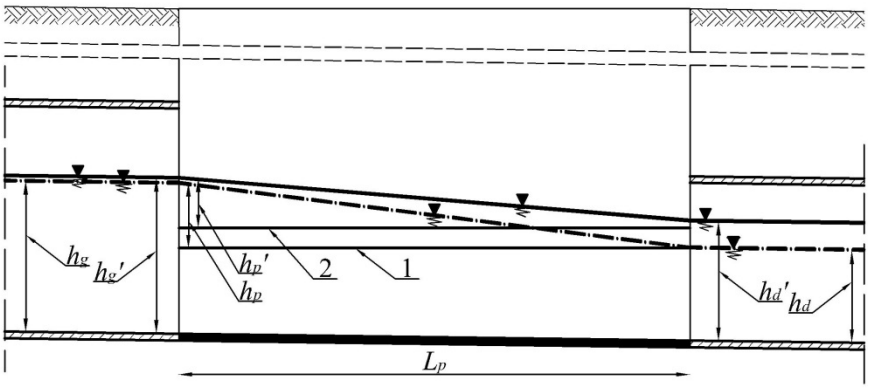
Trzecim sposobem jest obniżenie dna kanału odpływowego, możliwe tylko przy wymianie istniejącego kanału na nowy, jednak uzależnione jest to od wysokościowego położenia kolektora na trasie z analizowanego przelewu w kierunku kolejnego, i tak aż do oczyszczalni ścieków. Porównując te trzy opisane warianty, za najbardziej korzystne rozwiązanie należy uznać wydłużenie krawędzi przelewowej.

Jednak każdy z nich jest kosztowny i zarazem trudny do realizacji podczas eksploatacji sieci. Biorąc powyższe pod uwagę opracowano oryginalne rozwiązanie polegające na zamontowaniu specjalnej wkładki na wylocie kolektora dopływowego do przelewu burzowego, której zadaniem jest podniesienie zwierciadła ścieków do poziomu zapewniającego wydajność przelewu przy istniejącej długości jego krawędzi. Stosowanie takiej wkładki o określonym profilu ma uzasadnienie i jest zalecane, gdy jej montaż nie spowoduje spiętrzenia ścieków w kolektorze dopływowym, wymuszającym jego działanie pod ciśnieniem.

Ze względu na większy procentowy udział ścieków bytowo-gospodarczych w ilości ścieków odpływających z przelewu, wpłynie on na zmniejszenie się różnicy wysokości pomiędzy zwierciadłami w kanale dopływowym i odpływowym z przelewu burzowego. Wówczas istniejąca długość krawędzi przelewowej okazuje się za krótka, co przedstawiono na rysunku 2.

Modernizacja konwencjonalnego przelewu burzowego jest również wymagana, gdy zwiększeniu ulegnie ilość ścieków deszczowych, które wymagają odprowadzenia w stronę oczyszczalni ścieków. W tym przypadku ilość ścieków dopływających do przelewu burzowego oraz poziom zwierciadła ścieków na końcu kanału dopływowego nie ulegają zmianie. Przeciwnie sytuacja wygląda w kanale odpływowym, gdzie po modernizacji napełnienie ścieków osiąga większą wartość, co wymusza konieczność podniesienia poziomu krawędzi przelewowej. Podniesienie wysokości krawędzi przelewowej bez uwzględnienia zmiany bilansu ścieków dopływających do przelewu burzowego obniża efektywność hydrauliczną przelewu burzowego. W praktyce oznacza to, że już niewielkie podniesienie krawędzi przelewowej spowoduje nieprawidłowy rozdział strugi ścieków dopływających do przelewu burzowego.

W sytuacji, gdy długość krawędzi przelewowej okaże się zbyt krótka, napełnienie ścieków w kanale odpływowym z przelewu burzowego będzie znajdować się powyżej poziomu krawędzi przelewowej. Z tego względu w stronę oczyszczalni ścieków odpływać będzie większa ilość ścieków ogólnospławnych, czego częstym skutkiem będzie ciśnieniowe działanie kolektorów znajdujących się poniżej przelewu burzowego na trasie spływu ścieków w kierunku oczyszczalni.



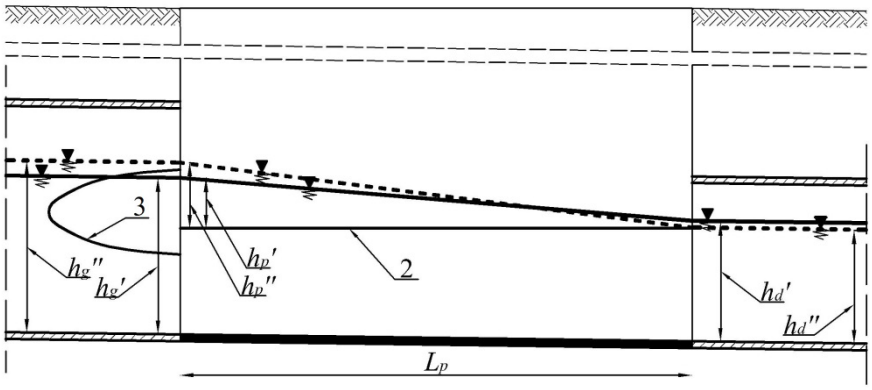

Rys. 2. Wysokość zwierciadeł ścieków i położenie krawędzi przelewowej w przelewie burzowym: 1 - położenie krawędzi przelewowej przed zmianą bilansu ścieków, 2 - położenie krawędzi przelewowej odpowiadające wymaganej wysokości zwierciadła ścieków na wlocie do kanału odpływowego, wyznaczonej w oparciu o nowy bilans ścieków, $L_p$ - długość krawędzi przelewowej, $h_g$ - wysokość zwierciadła ścieków w kanale dopływowym przed zmianą bilansu ścieków, $h_g$' - wysokość zwierciadła ścieków w kanale dopływowym po zmianie bilansu ścieków, $h_p$ - różnica położenia zwierciadła ścieków w kanałach dopływowym i odpływowym przed zmianą bilansu ścieków, $h_p$' - różnica położenia zwierciadła ścieków w kanałach dopływowym i odpływowym po zmianie bilansu ścieków, $h_d$ - wysokość zwierciadła ścieków w kanale odpływowym przed zmianą bilansu ścieków, $h_d$' - wysokość zwierciadła ścieków w kanale odpływowym po zmianie bilansu ścieków i podniesieniu krawędzi przelewowej z poziomu 1 do 2

Fig. 2. The height of wastewater table and position overflow edge in storm overflow: 1 - position overflow edge before the change in the balance of sewage, 2 - position overflow edge equal to the required height of wastewater table at the inlet of outflow canal, determined from the new balance of sewage, $L_p$ - the length of the overflow edge, $h_g$ - the height of wastewater table at the inflow canal before the change in the balance of sewage, $h_g$' - the height of wastewater table at the inflow canal after the change in the balance of sewage, $h_p$ - the difference in the position of the sewage table in inlet and outlet canals before the change in the balance of sewage, $h_p$' – the difference in the position of the sewage table in inlet and outlet canals after the change in the balance of sewage, $h_d$ - the height of wastewater table at the outflow canal before the change in the balance of sewage, $h_d$' - the height of wastewater table at the outflow canal after the change in the balance of sewage

Przedłużenie krawędzi przelewowej, przez którą przelewają się ścieki burzowe wiążę się w większości przypadków z kosztowną modernizacją przelewu burzowego. Na efektywność działania konwencjonalnego przelewu burzowego oprócz długości krawędzi przelewnej ma wpływ różnica wysokości pomiędzy zwierciadłami ścieków w kanałach dopływowym i odpływowym. Wysokość napełnienia w kanale odpływowym, odprowadzającym ścieki ogólnospławne z przelewu burzowego w stronę oczyszczalni, jest uzależniona od kilku czynników. Głownie zależy ona od średnicy kanału odpływowego, spadku tego kanału i natężenia przepływu ścieków w tym kolektorze. Taka sama sytuacja odnosi się do kanału dopływowego do przelewu. Obniżenie zwierciadła ścieków w kanale odpływowym bez zmiany jego geometrii lub obniżenia dna jest raczej możliwe, ale praktycznie bardzo drogie i mało realne do przyjęcia.

Biorąc pod uwagę te uwarunkowania za najkorzystniejsze przyjęto zwiększenia różnicy pomiędzy zwierciadłami, które można uzyskać przez spiętrzenie ścieków na wlocie kanału dopływowego do przelewu burzowego. Zainstalowanie wkładki piętrzącej o odpowiednich kształtach i wymiarach na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego zapewni podniesienie się zwierciadła

ścieków w tym kanale (rys. 3). Efektem tego jest zwężenie kanału, co skutkuje wypiętrzeniem ścieków do wymaganej wysokości $h_p$", którą można wyznaczyć stosując sformułowaną metodykę obliczeń. Jest to rozwiązanie skuteczne, a zarazem proste, i które nie generuje znacznych kosztów inwestycyjnych [6].




Rys. 3. Wysokości zwierciadeł ścieków w przelewie burzowym po zmianie bilansu ścieków: 3 - wkładka piętrząca, $h_g$" - wysokość zwierciadła ścieków w kanale dopływowym po wykonaniu wkładki piętrzącej, $h_p$" - różnica położenia zwierciadeł ścieków w kanałach dopływowym i odpływowym po wykonaniu wkładki piętrzącej, $h_d$" - wysokość zwierciadła ścieków w kanale odpływowym po wykonaniu wkładki piętrzącej

Fig. 3.The height of wastewater table in storm overflow after the change in the balance of sewage: 3 - uplifting insert, $h_g$" - the height of wastewater table at the inflow canal after performing uplifting insert, $h_p$" - the difference in the position of the sewage table in inlet and outlet canals after performing uplifting insert, $h_d$" - the height of wastewater table at the outflow canal after performing uplifting insert

## 3. Metodyka wymiarowania wkładki piętrzącej

Wykonanie wkładki piętrzącej ma na celu wywołanie określonego spiętrzenia ścieków na końcu kolektora dopływowego do przelewu burzowego. Wkładka jest wykonywana głównie przy modernizacji istniejącego przelewu burzowego, gdy okazuje się, że istniejąca długość krawędzi przelewu burzowego konwencjonalnego jest za krótka, aby zapewnić odprowadzenie wyznaczonego z nowego bilansu nadmiaru ścieków ogólnospławnych. W wyniku spiętrzenia ścieków uzyskuje się ustaloną średnią wysokość strugi nad krawędzią przelewową przelewu burzowego.

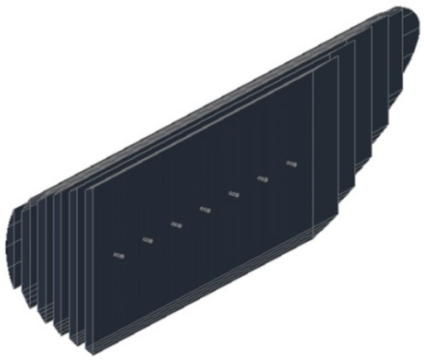
Geometrię wkładki piętrzącej dobiera się indywidualnie, tak aby zapewnić wymaganą różnicę pomiędzy zwierciadłami w kanałach dopływowym i odpływowym $h_p$'', która umożliwia poprawne działanie już eksploatowanego przelewu burzowego.

Dużą zaletą wkładki piętrzącej jest przede wszystkim jej prosta budowa. Można ją wykonać jako prefabrykowany element z dowolnego materiału stosowanego w sieciach kanalizacyjnych. Wkładka piętrząca może stanowić pojedyn-

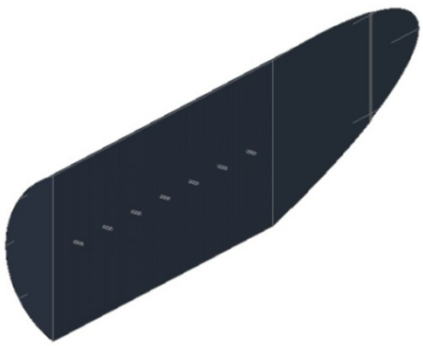
czy element (rys. 4a) lub składać się z kilku członów odpowiednio połączonych ze sobą za pomocą odpowiednich łączników (rys. 4b).

Zastosowanie modułowej konstrukcji wkładki pozwala na szybką i prostą zmianę parametrów funkcjonowania przelewu, które można dostosować do zaistniałej sytuacji sporządzając aktualny bilans ścieków. Zmianę geometrii wkładki uzyskuje się poprzez dodanie lub zmniejszenie liczby zainstalowanych modułów. Dodawanie modułów wpływa na podnoszenie się zwierciadła ścieków na wylocie kanału dopływowego, co przekłada się na wzrost efektywności działania przelewu burzowego. Analogicznie, zmniejszenie liczby modułów wkładki piętrzącej spowoduje obniżenie się zwierciadła ścieków na końcu kanału dopływowego. Zatem w wyniku zastosowania wkładki piętrzącej można w łatwy sposób zmieniać parametry hydrauliczne konwencjonalnego przelewu burzowego, i to bez ingerencji w jego konstrukcję.

a)



b)



Rys. 4. Konstrukcja wkładki piętrzącej: a) modułowa, b) monolityczna

Fig. 4. The construction of uplifting insert: a) modular, b) monolithic

Zainstalowanie wkładki piętrzącej na wewnętrznej ścianie przewodu dopływowego przed wlotem do przelewu burzowego może być rozwiązane przez jej przyklejenie za pomocą odpowiedniego kleju lub wykorzystując śruby rozpo-

rowe. Mocowanie wkładki piętrzącej za pomocą śrub rozporowych jest wskazane przede wszystkim przy jej użyciu jako konstrukcji modułowej. Pozwala to w bardzo prosty i szybki sposób demontować lub dodawać poszczególne moduły wkładki.

Geometrię wkładki piętrzącej dostosowuje się do wymaganej efektywności działania przelewu burzowego lub innego obiektu rozdzielającego przepływ na dwa strumienie.

W pracy przedstawiono tok obliczeniowy wymiarowania klasycznego rozwiązania wkładki piętrzącej, zamontowanej w kanale dopływowym do przelewu burzowego o przekroju kołowym. Podany tok obliczeniowy dotyczy wkładki piętrzącej składającej się z dwóch bliźniaczych elementów o schemacie ich umiejscowienia na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego, który przedstawiono na rysunku 5. Ściany wkładki piętrzącej mają bezpośredni kontakt z przepływającymi ściekami i są usytuowane prostopadłe do osi kanału.

W pierwszym etapie należy wyznaczyć pole powierzchni przekroju poprzecznego zajmowane przez przepływ obliczeniowy na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego przed wykonaniem wkładki piętrzącej ze wzoru (2):

$$f_{kcz} = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\gamma}{360^o} - \frac{d^2}{8} \cdot \sin\gamma \tag{2}$$

Kąt środkowy $\gamma$ wyznaczony przez zwierciadło ścieków na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego ustala się w zależności od wysokości zwierciadła ścieków w tym kanale, i tak:

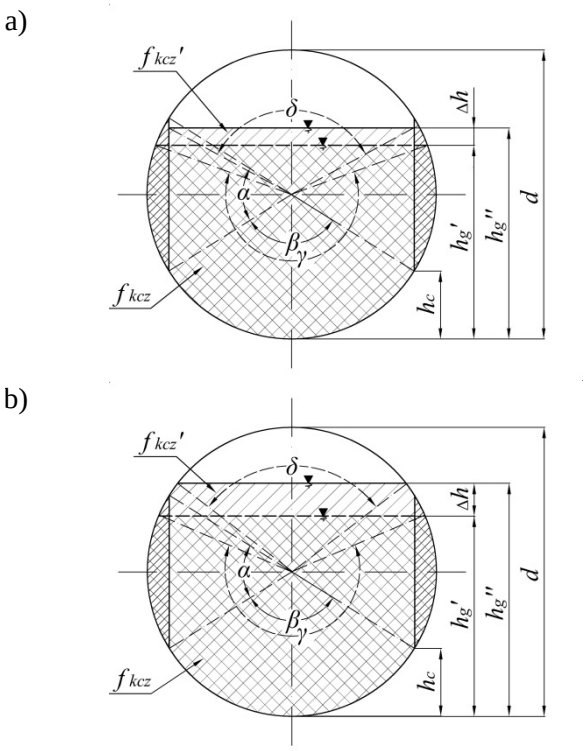
- przy $h_g' \leq d/2$ należy zastosować wzór (3)

$$\gamma = 2\arccos\frac{\frac{d}{2} - h_g'}{\frac{d}{2}} \tag{3}$$

- zaś przy $h_g' > d/2$ zależność opisaną relacją (4)

$$\gamma = 360° - 2\arccos\frac{h_g' - \frac{d}{2}}{\frac{d}{2}} \tag{4}$$

Drugim krokiem jest wyznaczenie wysokości spiętrzenia ścieków na końcu kanału dopływowego $h_g$" po zmianie bilansu ścieków, która zapewni wymaganą efektywność hydrauliczną eksploatowanego przelewu burzowego bez konieczności modernizacji jego konstrukcji.




Rys. 5. Schemat umieszczonej wkładki piętrzącej na końcu kanały dopływowego do konwencjonalnego przelewu burzowego: a) zwierciadło ścieków znajduje się poniżej górnej krawędzi wkładki piętrzącej, b) zwierciadło ścieków znajduje się powyżej górnej krawędzi wkładki piętrzącej: $d$- średnica kanału dopływowego do przelewu burzowego, $\beta$ - kąt środkowy wyznaczony przez dolną krawędź wkładki piętrzącej, $\gamma$ - kąt środkowy wyznaczony przez zwierciadło ścieków, $\alpha$ - kąt środkowy wyznaczony przez dolną i górną krawędź wkładki piętrzącej, $\delta$ - kąt środkowy wyznaczony przez zwierciadło ścieków po wykonaniu wkładki piętrzącej, $\Delta h$ - różnica w poziomie napełnienia ścieków na końcu kanału dopływowego wywołana zainstalowaniem wkładki piętrzącej, $f_{kcz}$- powierzchnia czynna kanału zajmowana przez przepływ obliczeniowy przed wykonaniem wkładki piętrzącej, $f_{kcz}$'- powierzchnia czynna kanału zajmowana przez przepływ obliczeniowy po wykonaniu wkładki piętrzącej, $h_c$ - wysokość od dna kanału dopływowego do dolnej krawędzi wkładki piętrzącej)

Fig. 5. Location uplifting insert at the end of the inlet canal to the conventional storm overflow: a) wastewater table below the top edge of uplifting insert, b) wastewater table above the top edge of uplifting insert: $d$ - the diameter of the inlet canal to storm overflow, $\beta$ - the central angle defined by the lower edge of uplifting insert, $\gamma$ - the central angle defined by wastewater table, $\alpha$ - the central angle defined by the lower and upper edge of uplifting insert, $\delta$ - the central angle defined by wastewater table after performing uplifting insert, $\Delta h$ - the difference between wastewater levels at the end of the inlet canal caused by uplifting insert, $f_{kcz}$- active cross section area occupied by flowing wastewater before performing uplifting insert, $f_{kcz}$'- active cross section area occupied by flowing wastewater after performing uplifting insert, $h_c$ - the height from the bottom of the inlet canal to lower edge of uplifting insert

Kolejnym etapem jest wyznaczenie pola powierzchni przekroju czynnego, zajmowanego przez przepływ obliczeniowy po zainstalowaniu wkładki piętrzącej. Przyjmując, że średnia prędkość przepływu ścieków na końcu kanału dopływowego po wykonaniu wkładki piętrzącej nie ulegnie znaczącej zmianie, to wartość pola powierzchni przekroju poprzecznego zajmowanego przez przepływ obliczeniowy na końcu tego kanału również pozostanie niezmienna i spełni wa-

runek, że $f_{kcz}= f_{kcz}$'. W innym przypadku, należy wyznaczyć na nowo powierzchnię czynną przekroju $f_{kcz}$' zajmowaną przez przepływ obliczeniowy.

Geometrię i wymiary wkładki piętrzącej ustala się wg metody kolejnych przybliżeń. Należy tak dobrać wymiary i geometrię wkładki piętrzącej (kąt środkowy $\beta$), aby przy wartości natężenia dopływu ścieków ogólnospławnych $Q_{dop}$ do przelewu burzowego wyznaczonego na podstawie nowego bilansu ścieków, uzyskać na końcu kanału dopływowego do przelewu wymaganą wysokość spiętrzenia ścieków $h_g$", która zapewni niezbędną efektywność hydrauliczną przelewu burzowego.

W celu sprawdzenia, czy na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego, przy założonej geometrii wkładki piętrzącej występuje wymagana wysokość spiętrzenia ścieków $h_g$", należy skorzystać ze wzoru (5):

$$h_g^{"} = \frac{f_{kcz}' - \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\beta}{360^o} + \frac{d^2}{8} \cdot \sin\beta}{d \cdot \sin\frac{\beta}{2}} + \frac{d}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{\beta}{2}\right) \tag{5}$$

Zależność (5) można stosować wyłącznie wtedy, gdy wysokość zwierciadła ścieków nie przekracza górnej krawędzi wkładki. Z tego względu, dla dobranej geometrii wkładki piętrzącej (dobranego kąta środkowego $\beta$) należy w pierwszym etapie sprawdzić, czy zwierciadło ścieków $h_q$" w kanale dopływowym do przelewu burzowego znajduje się poniżej jej górnej krawędzi (stropu). Sprawdzenie tego warunku przedstawia nierówność (6):

$$h_g^{"} \le \frac{d}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{\beta}{2}\right) + d \cdot \sin\left(90° - \frac{\beta}{2}\right) \tag{6}$$

Gdy warunek przedstawiony nierównością (6) nie zostanie spełniony należy zastosować odmienny tok obliczeniowy na wyznaczenie geometrii wkładki piętrzącej. W tym celu najpierw wyznacza się pole powierzchni czynnej przekroju poprzecznego $f_{kcz}$" zajmowane przez przepływ obliczeniowy do poziomu górnej krawędzi wkładki piętrzącej ze wzoru (7):

$$f_{kcz}'' = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\beta}{360^o} - \frac{d^2}{8} \cdot \sin\beta + d \cdot \sin\frac{\beta}{2} \cdot d \cdot \sin\left(90° - \frac{\beta}{2}\right) \tag{7}$$

gdzie $f_{kcz}$" stanowi pole powierzchni przekroju poprzecznego do poziomu górnej krawędzi wkładki piętrzącej w $m^2$.

Pozostałe pole powierzchni czynnej przekroju poprzecznego $f_{kczp}$, zajmowane przez przepływ obliczeniowy ponad krawędziami wkładki, należy obliczyć z zależności (8):

$$f_{kczp} = f_{kcz}' - f_{kcz}'' \tag{8}$$

gdzie $f_{kczp}$ jest polem powierzchni czynnej przekroju poprzecznego powyżej poziomu górnej krawędzi wkładki piętrzącej w $m^2$.

W następnym etapie należy wyznaczyć kąt środkowy $\delta$ ustalony przez zwierciadło ścieków po wykonaniu wkładki piętrzącej ze wzoru (9):

$$\delta = 2\arccos\left(\frac{h_g'' - \frac{d}{2}}{\frac{d}{2}}\right) \tag{9}$$

Po wyznaczeniu kąta środowego $\delta$ należy obliczyć pole powierzchni czynnej przekroju poprzecznego $f_{kczp}$' powyżej górnej krawędzi wkładki piętrzącej ze wzoru (10):

$$f_{kczp}' = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\beta}{360^o} - \frac{d^2}{8} \cdot \sin\beta - \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\delta}{360^o} + \frac{d^2}{8} \cdot \sin\delta \tag{10}$$

gdzie $f_{kczp}$' oznacza pole powierzchni przekroju poprzecznego powyżej poziomu górnej krawędzi wkładki piętrzącej w $m^2$.

Wartości otrzymane z równań (8) i (10) powinny być sobie równe. W innym przypadku należy dobrać inny kąt środkowy $\beta$ i powtórzyć cały tok obliczeniowy.

## 4. Przykłady obliczeniowe

### Przykład 1

Na podstawie sporządzonego bilansu ścieków bytowo-gospodarczych ustalono ich większy dopływ do eksploatowanego przelewu burzowego, co powoduje wzrost napełnienia w kanale odpływowym do oczyszczalni ścieków i wymaga modernizacji. Rozwiązanie zadania polega na zastosowaniu efektywnego rozwiązania w postaci wkładki piętrzącej. Zaproponować geometrię wkładki piętrzącej w kolektorze dopływowym do eksploatowanego przelewu burzowego, ponieważ długość istniejącej krawędzi przelewowej nie zapewnia właściwego rozdziału strugi dopływających ścieków.

Dane wejściowe:

- średnica kanału dopływowego do przelewu burzowego $d$ = 1,2 m,
- napełnienie w kanale dopływowym do przelewu burzowego przed zmianą bilansu ścieków na przelewie $h_g$ = 0,68 m,

- napełnienie w kanale dopływowym do przelewu burzowego przed zastosowaniem wkładki piętrzącej $h_q$' = 0,70 m,
- wymagane napełnienie w kanale dopływowym do przelewu burzowego po zainstalowaniu wkładki piętrzącej $h_q$" = 0,77 m,
- napełnienie w kanale odpływowym w kierunku oczyszczalni ścieków z przelewu burzowego przed zmianą bilansu ścieków na przelewie, $h_d$ = 0,45 m,
- napełnienie w kanale odpływowym w kierunku oczyszczalni ścieków z przelewu burzowego po zmianie bilansu ścieków na przelewie, $h_d$' = 0,60 m,
- wymagane napełnienie w kanale odpływowym w kierunku oczyszczalni ścieków z przelewu burzowego po zmianie bilansu ścieków na przelewie, $h_d$''= 0,54 m,
- wykonanie wkładki piętrzącej nie zmienia wartości średniej prędkości przepływu ścieków na końcu kanału dopływowego do przelewu.

Kąt środkowy wyznaczony przez zwierciadło ścieków na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego przed wykonaniem wkładki piętrzącej wyznaczono ze wzoru (3):

$$\gamma = 360° - 2\arccos\frac{h_g' - \frac{d}{2}}{\frac{d}{2}} = 360° - 2\arccos\frac{0{,}7 - 0{,}6}{0{,}6} = 199{,}19°$$

Pole powierzchni czynnej przekroju poprzecznego, zajmowane przez przepływ obliczeniowy na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego bocznego przed wykonaniem wkładki piętrzącej, ustalono na podstawie równania (1):

$$f_{kcz} = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\gamma}{360^o} - \frac{d^2}{8} \cdot \sin\gamma = \frac{\Pi \cdot 1{,}2^2}{4} \cdot \frac{199{,}19°}{360^o} - \frac{1{,}2^2}{8} \cdot \sin 199{,}19° =$$
$$= 0{,}6849\ m^2$$

Pole powierzchni czynnej zajmowane przez przepływ obliczeniowy po wykonaniu wkładki piętrzącej nie ulega zmianie, a więc powierzchnie $f_{kcz} = f_{kcz}$'.

Zakładając wartość kąta środkowego równą $\beta$ = 111°, wyznaczono wymaganą wysokość spiętrzenia ścieków na końcu kanału dopływowego korzystając z zależności (4):

$$h_g'' = \frac{f_{kcz}' - \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\beta}{360^o} + \frac{d^2}{8} \cdot \sin\beta}{d \cdot \sin\frac{\beta}{2}} + \frac{d}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{\beta}{2}\right) =$$

$$= \frac{0{,}6849 - \frac{\Pi \cdot 1{,}2^2}{4} \cdot \frac{111°}{360°} + \frac{1{,}2^2}{8} \cdot \sin 111°}{1{,}2 \cdot \sin \frac{111°}{2}} + \frac{1{,}2}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{111°}{2}\right) = 0{,}77 \text{ m}$$

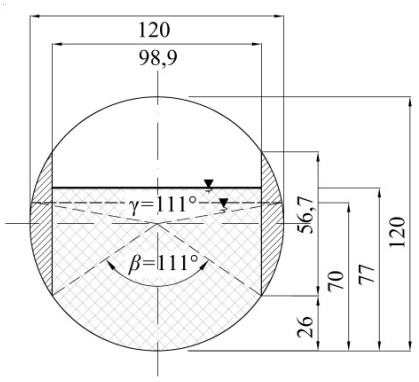
Dla dobranej wkładki piętrzącej sprawdzono czy zwierciadło ścieków nie znajduje się powyżej jej górnej krawędzi korzystając ze wzoru (5):

$$h_g^{'} \le \frac{d}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{\beta}{2}\right) + d \cdot \sin\left(90° - \frac{\beta}{2}\right)$$

$$0{,}77 \le \frac{1{,}2}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{111°}{2}\right) + 1{,}2 \cdot \sin\left(90° - \frac{111°}{2}\right)$$

$0{,}77 \text{ m} \le 0{,}94 \text{ m}$

W celu uzyskania spiętrzenia ścieków do wysokości $h_q''$ = 0,77 m, na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego należy wykonać wkładkę piętrzącą o wymiarach przedstawionych na rysunku 6, zgodnie z wykonanymi obliczeniami.




Rys. 6. Schemat usytuowania i geometrii wkładki piętrzącej wykonanej na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego

Fig. 6. Diagram of the location and geometry of uplifting insert performed at the end of the inlet canal to the storm overflow

## Przykład 2

Ze względu na potrzebę odprowadzenia większej ilości ścieków deszczowych w kierunku oczyszczalni ścieków nastąpiła potrzeba podniesienia poziomu

krawędzi przelewowej. Z tego powodu zmniejszeniu uległa różnica wysokości zwierciadeł ścieków w kanałach dopływowym i odpływowym, co spowodowało obniżenie efektywności hydraulicznej i niepoprawny rozdział strugi dopływających ścieków ogólnospławnych. Rozwiązaniem zadania jest dobranie geometrii wkładki piętrzącej, która pozwoli na podniesienie zwierciadła ścieków w kanale dopływowym o wartość zapewniającą określony rozdział strugi dopływających ścieków.

Dane wejściowe:

- średnica kanału dopływowego do przelewu burzowego $d$ = 0,8 m,
- napełnienie w kanale dopływowym do przelewu burzowego przed zastosowaniem wkładki piętrzącej $h_g = h_g' = 0{,}65$ m,
- wymagane napełnienie w kanale dopływowym do przelewu burzowego po zainstalowaniu wkładki piętrzącej $h_g'' = 0{,}71$ m,
- napełnienie w kanale odpływowym w kierunku oczyszczalni ścieków z przelewu burzowego przed zmianą ilości ścieków odpływających w kierunku oczyszczalni ścieków, $h_d = 0{,}34$ m,
- napełnienie w kanale odpływowym w kierunku oczyszczalni ścieków z przelewu burzowego po zmianie ilości ścieków odpływających w kierunku oczyszczalni ścieków, $h_d' = 0{,}48$ m,
- wymagane napełnienie w kanale odpływowym w kierunku oczyszczalni ścieków z przelewu burzowego, zapewniające poprawny rozdział strugi ścieków po zmianie ilości ścieków odpływających kanałem odpływowym, $h_d'' = 0{,}44$ m,
- wykonanie wkładki piętrzącej nie zmienia wartości średniej prędkości przepływu ścieków na końcu kanału dopływowego do przelewu.

Kąt środkowy wyznaczony przez zwierciadło ścieków na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego przed wykonaniem wkładki piętrzącej wyznaczono ze wzoru (3):

$$\gamma = 360° - 2\arccos\frac{h_g - r}{r} = 360° - 2\arccos\frac{0{,}65 - 0{,}4}{0{,}4} = 257{,}36°$$

Pole powierzchni przekroju poprzecznego zajmowane przez przepływ obliczeniowy na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego bocznego przed wykonaniem wkładki piętrzącej ustalono na podstawie równania (1):

$$f_{kcz} = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\gamma}{360^o} - \frac{d^2}{8} \cdot \sin\gamma = \frac{\Pi \cdot 0{,}8^2}{4} \cdot \frac{257{,}36°}{360°} - \frac{0{,}8^2}{8} \cdot \sin 257{,}36° =$$
$$= 0{,}4374\, m^2$$

Przyjęto, że po zainstalowaniu wkładki piętrzącej średnia prędkość przepływu ścieków na końcu kanału dopływowego do przelewu nie uległa zmianie,

a pole powierzchni czynnej zajmowane przez przepływ obliczeniowy po wykonaniu wkładki piętrzącej również pozostaje na stałym poziomie, zatem uzyskano powierzchnie $f_{kcz} = f_{kcz}$'.

Zakładając wartość kąta środkowego równą $\beta = 116°$, obliczono wymaganą wysokość spiętrzenia ścieków na wylocie z kanału dopływowego do przelewu burzowego z zależności (4):

$$h_g'' = \frac{f_{kcz}' - \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\beta}{360^o} + \frac{d^2}{8} \cdot \sin\beta}{d \cdot \sin\frac{\beta}{2}} + \frac{d}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{\beta}{2}\right) =$$

$$= \frac{0{,}4374 - \frac{\Pi \cdot 0{,}8^2}{4} \cdot \frac{116°}{360^o} + \frac{0{,}8^2}{8} \cdot \sin 116°}{0{,}8 \cdot \sin\frac{116°}{2}} + \frac{0{,}8}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{116°}{2}\right) = 0{,}71\,\text{m}$$

Dla dobranej wkładki piętrzącej sprawdzono czy zwierciadło ścieków nie znajduje się powyżej jej górnej krawędzi korzystając ze wzoru (5):

$$h_g' \le \frac{d}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{\beta}{2}\right) + d \cdot \sin\left(90° - \frac{\beta}{2}\right)$$

$$0{,}71 \le \frac{0{,}8}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{113°}{2}\right) + 0{,}8 \cdot \sin\left(90° - \frac{113°}{2}\right)$$

$0{,}71\ \text{m} \le 0{,}61\ \text{m}$

Ponieważ warunek nie został spełniony, zastosowano drugi tok obliczeniowy. Pole powierzchni czynnej przekroju poprzecznego zajmowane przez przepływ do poziomu górnej krawędzi wkładki obliczono ze wzoru (6):

$$f_{kcz}'' = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\beta}{360^o} - \frac{d^2}{8} \cdot \sin\beta + d \cdot \sin\frac{\beta}{2} \cdot d \cdot \sin\left(90° - \frac{\beta}{2}\right) =$$

$$= \frac{\Pi \cdot 0{,}8^2}{4} \cdot \frac{116°}{360°} - \frac{0{,}8^2}{8} \cdot \sin 116° + 0{,}8 \cdot \sin\frac{116°}{2} \cdot 0{,}8 \cdot \sin\left(90° - \frac{116°}{2}\right) =$$

$$= 0{,}3777\,m^2$$

Pozostałe pole powierzchni czynnej przekroju poprzecznego w kanale dopływowym zajmowane przez przepływ obliczeniowy wyznaczono z zależności (7):

$$f_{kczp} = f_{kcz} - f_{kcz}'' = 0{,}4374 - 0{,}3777 = 0{,}0597\,\mathrm{m}^2$$

Kąt środkowy wyznaczony przez zwierciadło ścieków w kanale po wykonaniu wkładki piętrzącej obliczono ze wzoru (8):

$$\delta = 2\arccos\left(\frac{h_g' - \frac{d}{2}}{\frac{d}{2}}\right) = 2\arccos\left(\frac{0{,}71 - \frac{0{,}8}{2}}{\frac{0{,}8}{2}}\right) = 78{,}4^{\circ}$$

Pole powierzchni czynnej przekroju poprzecznego powyżej górnej krawędzi wkładki piętrzącej wyznaczono z zależności (9):

$$f_{kcz}' = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\beta}{360^o} - \frac{d^2}{8} \cdot \sin\beta - \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{\delta}{360^o} + \frac{d^2}{8} \cdot \sin\delta =$$

$$= \frac{\Pi \cdot 0{,}8^2}{4} \cdot \frac{116^{\circ}}{360^{\circ}} - \frac{0{,}8^2}{8} \cdot \sin 116^{\circ} - \frac{\Pi \cdot 0{,}8^2}{4} \cdot \frac{78{,}4^{\circ}}{360^{\circ}} + \frac{0{,}8^2}{8} \cdot \sin =$$

$$= 0{,}0597\ \mathrm{m}^2$$

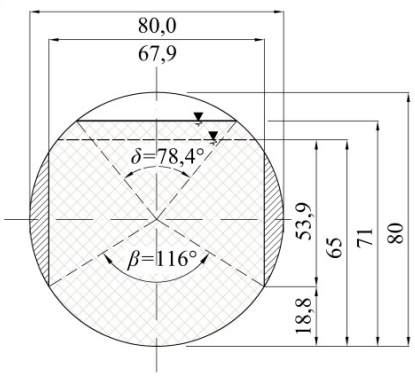
Zatem ustalone pola powierzchni czynnej obliczone dwoma metodami są sobie równe i spełniają wyżej założony warunek.

W celu uzyskania spiętrzenia ścieków na poziomie $h_q$" = 0,71 m na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego należy wykonać wkładkę piętrzącą o wymiarach przedstawionych na rysunku 7.

## 5. Podsumowanie

Sieci kanalizacyjne i obiekty z nią współdziałające są projektowane na długi okres użytkowania, nawet stu lat i więcej. W czasie eksploatacji systemów kanalizacyjnych następuje zmiana bilansu przepływających ścieków, co w wielu przypadkach wymusza konieczność modernizacji ich elementów.

Konieczność modernizacji konwencjonalnego przelewu burzowego wystąpi wówczas, gdy istniejąca długość krawędzi przelewowej przy uzyskanej wysokości strugi nad krawędzią przelewową okaże się zbyt krótka do efektywnego odprowadzenia nadmiaru ścieków ogólnospławnych do kanału burzowego. Zwiększenie długości krawędzi przelewowej zawsze wiąże się ze znaczną ingerencją w konstrukcję przelewu burzowego, co pociąga za sobą, oprócz znacznych nakładów finansowych, duże problemy realizacyjne.




Rys. 7. Schemat usytuowania i geometrii wkładki piętrzącej wykonanej na końcu kanału dopływowego do przelewu burzowego

Fig. 7. Diagram of the location and geometry of uplifting insert performed at the end of the inlet canal to the storm overflow

Skutecznym, a zarazem tanim sposobem, jest wykonanie innowacyjnej wkładki piętrzącej na końcu (wylocie) kanału dopływowego do przelewu burzowego. Wkładka piętrząca o geometrii ustalonej na podstawie opracowanej metodologii zapewnia wymagane spiętrzenie ścieków na końcu tego kanału, co skutkuje zwiększeniem wysokości strugi nad krawędzią przelewową.

Wymiary wkładki powinny być tak dobrane, aby przy przepływie obliczeniowym wysokość zwierciadła ścieków na końcu kanału dopływowego pozwalała na uzyskanie wymaganej efektywności działania konwencjonalnego przelewu burzowego przy istniejącej długości krawędzi przelewowej. Warto podkreślić, że zamontowanie w kanale wkładki piętrzącej nie wiąże się z ingerencją w konstrukcję przelewu burzowego, a jej zastosowanie w sieciach kanalizacyjnych zapewnia ciągłą ich eksploatację.

Jedyną wadą wkładki piętrzącej zwiększającej efektywność działania przelewu burzowego jest zmniejszenie rzeczywistej powierzchni czynnej kanału dopływowego. Jednak zmniejszenie przepustowości hydraulicznej kanału po wykonaniu wkładki piętrzącej mieści się w zakresie kilku procent, co w praktyce nie ma istotnego wpływu na funkcjonowanie sieci zlokalizowanej powyżej przelewu burzowego.

## Literatura

[1] Błaszczyk W., Stamatello P., Roman M.: Kanalizacja T1, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1974.

[2] Bolt A., Burszta-Adamiak E., i inni.: Kanalizacja. Projektowanie, wykonanie, eksploatacja, Wydawnictwo Seidel – Przywecki, 2012.

[3] Brzezińska A., Zawilski M., Bandzierz D., Sakson G.: Wielkość emisji zanieczyszczeń z przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej na przykładzie Łodzi, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, nr 60, (1/13), s. 7-21.

[4] Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych, Monografia 125, Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992.

[5] Dziopak J., Słyś D.: Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.

[6] Dziopak J., Starzec M.: Wkładka piętrząca. Patent P.417492.

[7] Kordana S., Słyś D.: Analiza kosztów cyklu życia skrzynek rozsączających, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, nr 61 (3/I/14), 2014, s. 127-139.

[8] Pochwat K.: Retencja wód opadowych w małych zlewniach miejskich, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, rozprawa doktorska, promotor: dr hab. inż. Słyś D. prof. PRz, Rzeszów 2015.

[9] Słyś D., Stec A.: Effect of development of the town of Przemyśl on the operation of its sewerage system, Ecological Chemistry and Engineering S, no. 20(2), 2013, s. 381-396.

[10] Suligowski Z.: Kanalizacja, Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, 2000.

## UPLIFTING INSERT INCREASING HYDRAULIC EFFICIENCY OF CONVENTIONAL STORM OVERFLOW IN SEWAGE SYSTEM

**S u m m a r y**

The paper presents a solution of uplifting insert performed at the end of the inlet canal to the conventional storm overflow. Introducing of uplifting insert allows to improve the efficiency of storm overflow functioning by the increasing of the difference between wastewater levels at the end of the inlet canal and at the beginning of the outlet canal from storm overflow discharging wastewater to sewage treatment plant. The presented uplifting insertis an effective alternative in relation to the methods currently used to improve the efficiency of this type of storm overflows. In the article, together with the dimensioning methodology the course of calculation for determining of uplifting insert's geometry is also presented by posting two examples of its dimensioning.

**Keywords:** combined sewage system; dimensioning; storm overflows; calculative flow

DOI: 10.7862/rb.2016.152

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 105-120

**Józef DZIOPAK**[1]
**Mariusz STARZEC**[2]

# WPŁYW UKŁADU HYDRAULICZNEGO ZBIORNIKA NA WYMAGANĄ POJEMNOŚĆ UŻYTKOWĄ UKŁADU ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH W KANALIZACJI

Celem artykułu jest określenie wpływu zastosowanego układu hydraulicznego w zbiorniku retencyjnym zlokalizowanym na końcu zlewni położonej wyżej na wymaganą pojemność użytkową wielokomorowego zbiornika retencyjnego położonego na końcu zlewni usytuowanej niżej. Symulacje przepływu i akumulacji ścieków wykonano w zlewni modelowej korzystając z programu hydrodynamicznego SWMM 5.1. Uzyskane wyniki badań modelowych wykazały, że układ hydrauliczny zbiornika *ZR*1 zlokalizowanego wyżej na sieci ma decydujący wpływ na wyznaczenie wymaganej kubatury użytkowej zbiornika retencyjnego *ZR*2 usytuowanego na niżej położonej sieci kanalizacyjnej. Na podstawie wyników symulacji komputerowych potwierdzono, że zbiornik *ZR*2 ma najmniejszą pojemność użytkową, gdy zbiornik górny *ZR*1 cechuje się jednokomorowym układem hydraulicznym. Uzyskane różnice w pojemności retencyjnej zbiornika dolnego *ZR*2 sięgają kilkudziesięciu procent, a w skrajnych przypadkach znacznie więcej. Ustalono zależności pojemności zbiorników zaobserwowane dla szerokiego zakresu zmiennego natężenia odpływu ścieków ze zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2.

**Słowa kluczowe:** kanalizacja deszczowa, zbiorniki retencyjne, układy hydrauliczne, wymiarowanie

## 1. Wstęp

Zbiorniki retencyjne stanowią obecnie podstawowy element sieci kanalizacyjnych dowolnego systemu, działającego w układzie grawitacyjnym [8, 9]. Ze względu na swoje przeznaczenie mogą pełnić różne funkcje. Ich zastosowanie

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Józef Dziopak, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. +48 (017) 865 1817, jdziopak@prz.edu.pl
[2] Mariusz Starzec, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. +48 (017) 743 2409, mstarzec1990@prz.edu.pl

umożliwia między innymi odciążenie hydrauliczne sieci kanalizacyjnej i obiektów oraz urządzeń z nią współdziałających [2].

Niezależnie od stawianego zadania w systemie, główną rolą zbiorników retencyjnych jest przechwycenie nadmiaru ścieków i ich odprowadzanie w określonej ilości i czasie [3]. Ich wymiarowanie wymusza każdorazowo ustalanie wymaganej kubatury użytkowej, którą wyznacza się w oparciu o bilans ścieków na dopływie i odpływie w fazie jego napełniania. Szukana pojemność retencyjna jest równa polu powierzchni pomiędzy krzywymi opisującymi hydrogramy natężenia dopływu i odpływu ścieków w czasie ze zbiornika podczas występowania deszczu miarodajnego, ustalanego na podstawie obliczeń [5, 7].

Inaczej niż z jednym zbiornikiem wymiaruje się kanalizację deszczową współdziałającą z dwoma lub więcej zbiornikami retencyjnymi. Przy wyznaczaniu pojemności użytkowej układu zbiorników retencyjnych należy uwzględniać wzajemne oddziaływanie zbiorników względem siebie korzystając z modelowania hydrodynamicznego do symulowania przepływów w sieci łączącej zbiorniki. Na wartość dopływających ścieków do zbiornika retencyjnego zlokalizowanego niżej na sieci kanalizacyjnej, oprócz wielkości spływu ze zlewni położonej pomiędzy sąsiadującymi zbiornikami ma wpływ ilość ścieków odpływających w czasie z najbliższych zbiorników retencyjnych położonych wyżej na sieci kanalizacyjnej. Ilość ścieków odpływających ze zbiornika retencyjnego jest bezpośrednio uzależniona od przyjętego układu hydraulicznego. Z tego też względu sprawność hydrauliczna zbiornika znajdującego się wyżej wpływa bezpośrednio w różnym stopniu na wymaganą pojemność retencyjną zbiornika znajdującego się niżej na sieci.

Zbiorniki grawitacyjne jednokomorowe charakteryzują się bardzo zróżnicowanym odpływem w czasie trwania procesu akumulacji ścieków. Maksymalny odpływu ścieków jest chwilowy i to wyłącznie przy całkowitym napełnieniu zbiornika i ta cecha decyduje o ich małej sprawności hydraulicznej. Fakt ten wymusza zarezerwowanie największej kubatury użytkowej w stosunku do innych typów zbiorników retencyjnych [6].

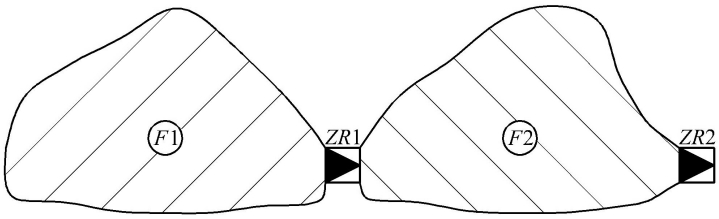
Zbiorniki grawitacyjne wielokomorowe posiadają dużo większą sprawność hydrauliczną w porównaniu do zbiornika jednokomorowego. W sprzyjających warunkach różnice w wymaganej pojemności użytkowej mogą wynosić nawet ponad 40% [3]. Zbiornik wielokomorowy składa się z przynajmniej dwóch komór. Pierwsza z nich, komora przepływowa służy do utrzymywania maksymalnej przyjętej wartości natężenia odpływu ścieków praktycznie w całym okresie akumulacji. Pozostałe komory jako akumulacyjne mają za zadanie zmagazynowanie nadmiaru ścieków dopływających do zbiornika.

Najwyższą sprawność hydrauliczną posiadają zbiorniki grawitacyjno-pompowe i grawitacyjno-podciśnieniowe [4]. W tego typu konstrukcjach kubaturowych w razie potrzeby możliwe jest utrzymywanie maksymalnej przyjętej wartości natężenia odpływu ścieków, zarówno w procesie akumulacji, jak i w czasie opróżniania zbiornika.

## 2. Przyjęty wariant obliczeniowy

W ramach prowadzonych badań podjęto próbę określenia stopnia oddziaływania układu hydraulicznego zbiornika retencyjnego *ZR*1 położonego wyżej na końcu zlewni *F*1 na wymaganą pojemność użytkową zbiornika wielokomorowego *ZR*2 usytuowanego niżej na końcu zlewni *F*2 na kanalizacji deszczowej.

W analizie przyjęto trzy odmienne układy hydrauliczne zbiornika retencyjnego *ZR*1, tj. grawitacyjny jednokomorowy *ZK*, grawitacyjny wielokomorowy *ZWG* i grawitacyjno-pompowy *ZGP*. Położenie zbiorników retencyjnych względem siebie w zlewniach przedstawiono na rysunku 1.




Rys. 1. Schematy i lokalizacja zbiorników retencyjnych w zlewniach kanalizacyjnych przyjętych do analizy: *ZR*1 - zbiornik retencyjny położony poniżej zlewni *F*1 (*ZK* - zbiornik grawitacyjny jednokomorowy, *ZW* - zbiornik grawitacyjny wielokomorowy, *ZGP* - zbiornik grawitacyjno-pompowy), *ZR*2 - wielokomorowy zbiornik retencyjny położony poniżej zlewni *F*2, *F*1 - górna zlewnia odwadniana, *F*2 - dolna zlewnia odwadniana

Fig. 1. Schemes and location of storage reservoirs in the catchment used for analysis: *ZR*1 - reservoir situated below the catchment *F*1 (*ZK* - one-chamber gravitational reservoir, *ZW* - gravitational multi-chamber reservoir, *ZGP* - gravity-pump multi-chamber reservoir), *ZR*2 - gravitational multi-chamber reservoir situated below the catchment *F*2, *F*1 - upper catchment, *F*2 - lower catchment

Powierzchnie zredukowane zlewni *F*1 i *F*2 wynoszą po 15,0 ha każda. Do określenia jednostkowego natężenia miarodajnego przepływu ścieków deszczowych w kanalizacji deszczowej skorzystano z formuły Błaszczyka [1], która określa zależność pomiędzy intensywnością opadu a czasem jego trwania:

$$q_{dm} = \frac{6{,}631 \cdot \sqrt[3]{H^2 \cdot c}}{t_d^{2/3}} \tag{1}$$

gdzie: $q_{dm}$ – jednostkowe natężenie deszczu, dm$^3$/(s·ha);
$H$ – wysokość średniego opadu rocznego, mm/rok;
$c$ – częstość występowania opadu, lata;
$t_d$ – czas trwania opadu, min.

W obliczeniach przyjęto wysokość średniego opadu rocznego $H$ = 600 mm i częstość występowania opadu o wartości $c$ = 2 lata. Zgodnie z założeniem metody granicznych natężeń (*MGN*) przyjęto, że opad deszczu charakteryzuje się

stałą intensywnością w czasie jego trwania i występuje jednocześnie na całym obszarze badanych zlewni *F*1 i *F*2.

Ustalono, że w zbiorniku *ZR*1 maksymalne natężenie odpływu ścieków $QO_{ZR1}$ przyjmuje trzy wartości, odpowiednio 150, 450 i 750 $dm^3/s$. W przypadku zbiornika *ZR*2, analizę przeprowadzono przyjmując kolejno osiem różnych maksymalnych natężeń odpływu ścieków $QO_{ZR2}$ o wartościach 250, 350, 450, 550, 650, 750, 850 i 950 $dm^3/s$. Przy takich założeniach otrzymano dwadzieścia cztery różne warianty obliczeniowe obciążenia hydraulicznego sieci i zbiorników retencyjnych, które poddano analizie hydraulicznej korzystając z programu hydrodynamicznego SWMM 5.1.

Układ hydrauliczny zbiornika działającego jako grawitacyjnego wielokomorowego i grawitacyjno-pompowego w programie SWMM 5.1 osiągnięto przez zastosowanie szeregowego układu dwóch zbiorników jednokomorowych. Pierwszy zbiornik pełni funkcję komory przepływowej, natomiast drugi przejmuje rolę komory akumulacyjnej. Transport ścieków z komór przepływowej do akumulacyjnej w czasie napełniania opisano za pomocą funkcji *Outlet*. Odprowadzenie ścieków z komory akumulacyjnej do przepływowej podczas opróżniania odwzorowano korzystając z funkcji *Weir*. W przypadku zbiornika jednokomorowego układ hydrauliczny odzwierciedla jeden zbiornik, który pełni funkcję komory przepływowej i akumulacyjnej.

Odpływ ścieków z komory akumulacyjnej zbiornika wielokomorowego odbywa się wyłącznie w sytuacji, kiedy poziom ścieków w tej komorze jest wyższy niż w komorze przepływowej. W przypadku zbiornika grawitacyjno- pompowego przyjęto, że jako pierwsza opróżniana jest górna komora akumulacyjna, która wcześniej jest napełniana pompowo.

## 3. Analiza wyników symulacji

### 3.1. Układ hydrauliczny a wymagana pojemność użytkowa zbiornika

Oddziaływanie zbiorników retencyjnych zachodzi w przypadku ich lokalizacji na trasie przepływu ścieków. W celu właściwego zwymiarowania niżej położonego zbiornika retencyjnego *ZR*2 należy, oprócz ustalenia wielkości przepływu ścieków deszczowych ze zlewni *F*2 prawidłowo wyznaczyć odpływ ścieków ze zbiornika retencyjnego *ZR*1. Usytuowanie zbiorników *ZR*1 i *ZR*2 na sieci wykazało ich wzajemne oddziaływanie hydrauliczne. W pierwszej kolejności wyznaczono wymaganą pojemność użytkową zbiornika *ZR*1, ustalając jego wymaganą pojemność uwzględniając wszystkie przyjęte warianty projektowe i trzy odmienne układy hydrauliczne zbiornika (*ZK*, *ZWG* i *ZGP*). Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 1.

Analizując dane uzyskane z badań symulacyjnych (tabela 1) należy postawić tezę [3], że największą wymaganą pojemność użytkową osiąga zbiornik *ZR*1, jeżeli ma układ jednokomorowy. Kolejny raz potwierdzono również [3], że

czas miarodajny do jego wymiarowania przyjmuje najwyższą wartość. Wspomniane wyżej zależności obserwuje się przy wszystkich założonych wartościach maksymalnego natężenia odpływu ścieków $QO_{ZR1}$ ze zbiornika *ZK*.

Tabela 1. Wymagane pojemności użytkowe zbiornika retencyjnego *ZR*1 przy uwzględnieniu jego różnych układów hydraulicznych

Table 1. Required useable cubic capacity of storage reservoir *ZR*1 for different hydraulic models

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*1, $QO_{ZR1}$ | Użytkowa pojemność retencyjna zbiornika *ZR*1 przy jego różnym układzie hydraulicznym | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Grawitacyjny jednokomorowy (1) *ZK* | | Grawitacyjny wielokomorowy (2) *ZWG* | | Grawitacyjno--pompowy wielokomorowy (3) *ZWGP* | |
| | $V_{ZR1}$ *(ZK)* | Czas krytyczny, *TMK* | $V_{ZR1}$ *(ZWG)* | Czas krytyczny, *TMW* | $V_{ZR1}$ *(ZWGP)* | Czas krytyczny, *TMWP* |
| [$dm^3/s$] | [$m^3$] | [min] | [$m^3$] | [min] | [$m^3$] | [min] |
| 150 | 1783,05 | 161 | 1323,07 | 104 | 1323,07 | 104 |
| 450 | 782,15 | 41 | 417,56 | 30 | 417,56 | 30 |
| 750 | 367,28 | 24 | 110,04 | 19 | 110,04 | 19 |

Odpływ ścieków ze zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 odbywa się w fazach ich akumulacji i opróżniania. Faza akumulacji ścieków występuje, gdy chwilowy dopływ strumienia ścieków do zbiornika jest większy niż ich odpływ. Natomiast faza opróżniania tych zbiorników występuje w sytuacji odwrotnej. Ponieważ odpływ ścieków ze zbiornika *ZR*1 sumuje się z odpływem ścieków ze zlewni *F*2 znajdującej się pomiędzy nimi, z tego powodu wpływ na wymaganą pojemność zbiornika *ZR*2 ma zastosowany układ hydrauliczny zbiornika *ZR*1.

W następnym etapie badań sprawdzono wpływ różnego układu hydraulicznego zbiornika retencyjnego *ZR*1 na wymaganą pojemność zbiornika wielokomorowego *ZR*2. Wyniki przeprowadzonych symulacji przy założonych wartościach maksymalnego natężenia odpływu ścieków ze zbiorników *ZR*1 i *ZR*2 przedstawiono w tabelach 2, 3 i 4.

Przeprowadzone symulacje wykazały, że przyjęty układ hydrauliczny zbiornika *ZR*1 ma decydujący wpływ ma wymaganą (krytyczną) pojemność użytkową zbiornika retencyjnego *ZR*2. Analizując dane zawarte w tabelach 2, 3 i 4 ustalono, że zbiornik retencyjny *ZR*2 wymaga zarezerwowania najmniejszej pojemności użytkowej, jeżeli zbiornik retencyjny *ZR*1 działa w układzie jednokomorowym (1).

Znacznie większą pojemność użytkową zbiornik retencyjny *ZR*2 wymaga w przypadku zastosowania w zbiorniku *ZR*1 układu wielokomorowego działającego w sposób grawitacyjny (2).

Tabela 2. Wymagana pojemność użytkowa zbiornika retencyjnego *ZR*2 przy odpływie ścieków ze zbiornika *ZR*1 o $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s

Table 2. Required useable cubic capacity of storage reservoir *ZR*2 at outflow from reservoir *ZR*1 $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Użytkowa pojemność retencyjna zbiornika *ZR*2 przy różnym układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Grawitacyjny jednokomorowy (1) *ZK* | | Grawitacyjny wielokomorowy (2) *ZWG* | | Grawitacyjno--pompowy wielokomorowy (3) *ZWGP* | |
| | $V_{ZR1}$ *(ZK)* | Czas krytyczny, *TMK* | $V_{ZR1}$ *(ZWG)* | Czas krytyczny, *TMW* | $V_{ZR1}$ *(ZWGP)* | Czas krytyczny, *TMWP* |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [min] | [m$^3$] | [min] | [m$^3$] | [min] |
| 950 | 0 | - | 44,44 | 19 | 46,44 | 19 |
| 850 | 25,8 | 19 | 106,43 | 22 | 108,8 | 22 |
| 750 | 83,37 | 22 | 193,33 | 25 | 196,07 | 25 |
| 650 | 168,96 | 25 | 308,98 | 30 | 311,97 | 30 |
| 550 | 288,89 | 30 | 464,58 | 35 | 468,1 | 35 |
| 450 | 464,47 | 40 | 683,66 | 51 | 687,36 | 51 |
| 350 | 727,93 | 70 | 1011,03 | 75 | 1015,57 | 75 |
| 250 | 1205,96 | 120 | 1671,78 | 180 | 1675,28 | 180 |

Największą pojemność użytkową zbiornik *ZR*2 osiąga w przypadku zastosowania w zbiorniku *ZR*1 układu grawitacyjno-pompowego (3), jednak mało różni się ona w porównaniu do pojemności zbiorników wielokomorowych grawitacyjnych. Istotne jest też to, że podane zależności obserwuje się przy wszystkich założonych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2.

Aby lepiej zobrazować wielkość wpływu przyjętego układu hydraulicznego w zbiorniku *ZR*1 na wymaganą pojemność użytkową zbiornika *ZR*2, wyznaczono różnice w pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 przy różnych wariantach funkcjonowania zbiornika *ZR*1 (tab. 5, 6 i 7).

Rozpatrując wyniki symulacji, które zamieszczono w tabelach 5, 6 i 7 należy stwierdzić, że różnica względna w pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2, wynikająca z zastosowania odmiennych układów hydraulicznych zbiornika *ZR*1 zwiększa się wraz ze wzrostem natężenia odpływu ścieków $QO_{ZR2}$ ze zbiornika *ZR*2. Zależność ta jest również potęgowana przez wartość natężenia odpływu ścieków $QO_{ZR2}$ ze zbiornika *ZR*1. Im wyższą wartość przyjmie natężenie odpływu ścieków $QO_{ZR1}$, tym różnica względna w pojemności retencyjnej zbiornika *ZR*2 przyjmuje wartość mniejszą. Okazuje się, że ustalone różnice procentowe wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 mieszczą się w bardzo rozległym zakresie, od 0,01 % (tab. 7) do 321,71 % (tab. 5). Najniższe procentowe

różnice w pojemnościach zbiornika *ZR*2, biorąc pod uwagę zróżnicowane układy hydrauliczne zbiornika *ZR*1 zaobserwowano przy natężeniach odpływu ścieków ze zbiorników *ZR*2 przy $QO_{ZR2}$ = 250 dm$^3$/s i *ZR*1 przy odpływie $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s (tab. 7, ostatni wiersz). Natomiast największe procentowe różnice w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 stwierdzono przy natężeniach odpływu ścieków ze zbiorników *ZR*2 o $QO_{ZR2}$ = 950 dm$^3$/s i *ZR*1 o $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s (tab. 5, wiersz 3). I co jest istotne, okazuje się, że w ostatnim przypadku zastosowanie w zbiorniku *ZR*1 układu jednokomorowego (1) pozwala uniknąć zastosowania zbiornika *ZR*2.

Tabela 3. Wymagana pojemność użytkowa zbiornika retencyjnego *ZR*2 przy odpływie ścieków ze zbiornika *ZR*1 o $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s

Table 3. Required useable cubic capacity of storage reservoir *ZR*2 at outflow from reservoir *ZR*1 $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Użytkowa pojemność retencyjna zbiornika *ZR*2 przy różnym układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Grawitacyjny jednokomorowy (1) *ZK* | | Grawitacyjny wielokomorowy (2) *ZWG* | | Grawitacyjno-pompowy wielokomorowy (3) *ZWGP* | |
| | $V_{ZR1}$ *(ZK)* | Czas krytyczny, *TMK* | $V_{ZR1}$ *(ZWG)* | Czas krytyczny, *TMW* | $V_{ZR1}$ *(ZWGP)* | Czas krytyczny, *TMWP* |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [min] | [m$^3$] | [min] | [m$^3$] | [min] |
| 950 | 58,41 | 30 | 240,69 | 32 | 243,97 | 32 |
| 850 | 151,41 | 35 | 384,17 | 37 | 388,07 | 37 |
| 750 | 293,55 | 45 | 582,75 | 50 | 587,49 | 50 |
| 650 | 502,41 | 56 | 866,05 | 71 | 872,7 | 71 |
| 550 | 799,6 | 65 | 1263,86 | 85 | 1273,34 | 85 |
| 450 | 1222,9 | 84 | 1732,8 | 90 | 1741,56 | 90 |
| 350 | 1802,04 | 110 | 2255,6 | 91 | 2257,66 | 91 |
| 250 | 2624,31 | 160 | 2922,95 | 135 | 2923,99 | 135 |

Analizując występujące różnice w ustalonych pojemnościach retencyjnych obserwuje się też inną zależność. Najwyższą różnicę w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 wynoszącą 509,9 m$^3$ (tab. 6) ustalono, stosując układy hydrauliczne zbiorników (1) i (2), gdy natężenia odpływu ścieków ze zbiorników były sobie równe $QO_{ZR2}$ = $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s (tab. 6). Przy tych samych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiorników zaobserwowano również największą różnicę w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 pomiędzy układem hydraulicznym (1) i (3), która wynosi 518,66 m$^3$. Natomiast dokonując porównania układów hydraulicznych (2) i (3), najwyższą różnicę w wy-

maganej pojemności zbiornika *ZR*2 zaobserwowano przy odpływach $QO_{ZR2}$ = 950 dm$^3$/s i $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s i wyniosła ona zaledwie 19,32 m$^3$ (tab. 7).

Tabela 4. Wymagana pojemność użytkowa zbiornika retencyjnego *ZR*2 przy odpływie ścieków ze zbiornika *ZR*1 o $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s

Table 4. Required useable cubic capacity of storage reservoir *ZR*2 at outflow from reservoir *ZR*1 $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Użytkowa pojemność retencyjna zbiornika *ZR*2 przy różnym układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Grawitacyjny jednokomorowy (1) *ZK* | | Grawitacyjny wielokomorowy (2) *ZWG* | | Grawitacyjno--pompowy wielokomorowy (3) *ZWGP* | |
| | $V_{ZR1}$ *(ZK)* | Czas krytyczny, *TMK* | $V_{ZR1}$ *(ZWG)* | Czas krytyczny, *TMW* | $V_{ZR1}$ *(ZWGP)* | Czas krytyczny, *TMWP* |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [min] | [m$^3$] | [min] | [m$^3$] | [min] |
| 950 | 326,54 | 38 | 519,66 | 37 | 538,98 | 37 |
| 850 | 499,91 | 40 | 706,4 | 39 | 718,66 | 39 |
| 750 | 713,47 | 45 | 914,58 | 41 | 923,41 | 41 |
| 650 | 973,54 | 51 | 1157,89 | 45 | 1159,96 | 45 |
| 550 | 1285,88 | 60 | 1439,48 | 54 | 1440,97 | 54 |
| 450 | 1677,51 | 71 | 1797,31 | 65 | 1798,35 | 65 |
| 350 | 2169,8 | 96 | 2257,09 | 90 | 2257,68 | 90 |
| 250 | 2864,42 | 140 | 2924,15 | 134 | 2924,56 | 134 |

Po pełnej analizie danych z symulacji hydrodynamicznych (tabele 2÷7) należy stwierdzić, że zastosowanie w zbiorniku górnym *ZR*1 układu grawitacyjno-pompowego (3) zwiększa tylko w niewielkim stopniu wymaganą pojemność użytkową zbiornika retencyjnego *ZR*2 w odniesieniu do układu wielokomorowego działającego w systemie grawitacyjnym (2).

### 3.2. Układ hydrauliczny a miarodajny czas trwania deszczu

Wyniki badań symulacyjnych zamieszczone w tabelach 2, 3 i 4 potwierdzają kolejne prawidłowości. Okazuje się bowiem, że przyjęty układ hydrauliczny w zbiorniku retencyjnym *ZR*1 wpływa bezpośrednio na długość miarodajnego czasu trwania deszczu (krytycznego) do wymiarowania zbiornika retencyjnego *ZR*2. Przeprowadzone badania wykazały, że przy układach hydraulicznych (2) i (3) w zbiorniku *ZR*1 obserwuje się identyczne wartości miarodajnego czasu trwania deszczu do wymiarowania wymaganej kubatury użytkowej zbiornika

*ZR*2. Natomiast w przypadku przyjęcia w zbiorniku *ZR*1 układu hydraulicznego (1), miarodajny czasu trwania deszczu do wymiarowania wymaganej pojemności zbiornika *ZR*2 osiąga inne wartości w stosunku do wcześniej wspomnianych układów hydraulicznych.

Należy zaznaczyć, że wzajemna relacja pomiędzy miarodajnym czasem trwania deszczu, ustalonym do wymiarowania zbiornika *ZR*2 i przyjętym układem hydraulicznym w zbiorniku *ZR*1 zmienia się w zależności od wartości maksymalnego natężenie odpływu ścieków $QO_{ZR1}$. Przy natężeniu odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*1 równym $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s, czas miarodajny do wymiarowania zbiornika *ZR*2, bez względu na przyjętą wartości natężenia odpływu ścieków $QO_{ZR2}$, przyjmuje każdorazowo wartość najniższą pod warunkiem, że zbiornik *ZR*1 wykonany jest w układzie jednokomorowym (1).

Jednak przy natężeniu odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*1 o wartości $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s, wyżej wykazaną zależność obserwuje się wyłącznie przy natężeniu odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2 o $QO_{ZR2} \geq$ 450 dm$^3$/s. W przypadku pozostałych wartości natężenia odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, długość czasu miarodajnego do wyznaczania jego pojemności użytkowej przyjmuje wartość niższą w porównaniu do sytuacji, gdy zbiornik *ZR*1 działa w układzie hydraulicznym (2) lub (3).

Tabela 5. Różnice w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 przy odpływie ścieków ze zbiornika *ZR*1 o $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s

Table 5. Percentage differences in cubic capacity of reservoir *ZR*2 at outflow from reservoir *ZR*1 $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Wymagana pojemność użytkowa zbiornika *ZR*2 przy układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | Różnica w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 | | | Różnica względna w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (1) | (2) | (3) | (2) - (1) | (3) - (1) | (3) - (2) | $\frac{(2)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(2)}{(2)}$ |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [%] | [%] | [%] |
| 950 | 0 | 44,44 | 46,44 | 44,44 | 46,44 | 2,00 | - | - | **4,50** |
| 850 | 25,8 | 106,43 | 108,8 | 80,63 | 83,00 | 2,37 | **312,52** | **321,71** | 2,23 |
| 750 | 83,37 | 193,33 | 196,07 | 109,96 | 112,7 | 2,74 | 131,89 | 135,18 | 1,42 |
| 650 | 168,96 | 308,98 | 311,97 | 140,02 | 143,01 | 2,99 | 82,87 | 84,64 | 0,97 |
| 550 | 288,89 | 464,58 | 468,1 | 175,69 | 179,21 | 3,52 | 60,82 | 62,03 | 0,76 |
| 450 | 464,47 | 683,66 | 687,36 | 219,19 | 222,89 | 3,70 | 47,19 | 47,99 | 0,54 |
| 350 | 727,93 | 1011,03 | 1015,57 | 283,1 | 287,64 | **4,54** | 38,89 | 39,51 | 0,45 |
| 250 | 1205,96 | 1671,78 | 1675,28 | **465,82** | **469,32** | 3,5 | 38,63 | 38,92 | 0,21 |

Tabela 6. Różnice w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 przy odpływie ścieków ze zbiornika *ZR*1 o $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s

Table 6. Percentage differences in cubic capacity of reservoir *ZR*2 at outflow from reservoir *ZR*1 $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Wymagana pojemność użytkowa zbiornika *ZR*2 przy układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | Różnica w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 | | | Różnica względna w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (1) | (2) | (3) | (2) - (1) | (3) - (1) | (3) - (2) | $\frac{(2)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(2)}{(2)}$ |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [%] | [%] | [%] |
| 950 | 58,41 | 240,69 | 243,97 | 182,28 | 185,56 | 3,28 | **312,07** | **317,69** | **1,36** |
| 850 | 151,41 | 384,17 | 388,07 | 232,76 | 236,66 | 3,9 | 153,73 | 156,30 | 1,02 |
| 750 | 293,55 | 582,75 | 587,49 | 289,2 | 293,94 | 4,74 | 98,52 | 100,13 | 0,81 |
| 650 | 502,41 | 866,05 | 872,7 | 363,64 | 375,69 | 6,65 | 72,38 | 74,78 | 0,77 |
| 550 | 799,6 | 1263,86 | 1273,34 | 464,26 | 473,74 | **9,48** | 58,06 | 59,25 | 0,75 |
| 450 | 1222,9 | 1732,8 | 1741,56 | **509,9** | **518,66** | 8,76 | 41,70 | 42,41 | 0,51 |
| 350 | 1802,04 | 2255,6 | 2257,66 | 453,56 | 455,62 | 2,06 | 25,17 | 25,28 | 0,09 |
| 250 | 2624,31 | 2922,95 | 2923,99 | 298,64 | 299,68 | 1,04 | 11,38 | 11,42 | 0,04 |

Tabela 7. Różnice w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2, przy odpływie ścieków ze zbiornika *ZR*1 o $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s

Table 7. Percentage differences in cubic capacity of reservoir *ZR*2 at outflow from reservoir *ZR*1 $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Wymagana pojemność użytkowa zbiornika *ZR*2 przy układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | Różnica w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 | | | Różnica względna w wymaganej pojemności użytkowej zbiornika *ZR*2 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (1) | (2) | (3) | (2) - (1) | (3) - (1) | (3) - (2) | $\frac{(2)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(2)}{(2)}$ |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [%] | [%] | [%] |
| 950 | 326,54 | 519,66 | 538,98 | 193,12 | 212,44 | **19,32** | **59,14** | **65,06** | **3,72** |
| 850 | 499,91 | 706,4 | 718,66 | **206,49** | **218,75** | 12,26 | 41,31 | 43,76 | 1,74 |
| 750 | 713,47 | 914,58 | 923,41 | 201,11 | 209,94 | 8,83 | 28,19 | 29,43 | 0,97 |
| 650 | 973,54 | 1157,89 | 1159,96 | 184,35 | 186,42 | 2,07 | 18,94 | 19,15 | 0,18 |
| 550 | 1285,88 | 1439,48 | 1440,97 | 153,6 | 155,09 | 1,49 | 11,95 | 12,06 | 0,10 |
| 450 | 1677,51 | 1797,31 | 1798,35 | 119,8 | 120,84 | 1,04 | 7,14 | 7,20 | 0,06 |
| 350 | 2169,8 | 2257,09 | 2257,68 | 87,29 | 87,88 | 0,59 | 4,02 | 4,05 | 0,03 |
| 250 | 2864,42 | 2924,15 | 2924,56 | 59,73 | 60,14 | 0,41 | 2,09 | 2,10 | 0,01 |

Analizując działanie zbiornika *ZR*1 przy odpływie $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s ustalono sytuację odwrotną niż miała miejsce przy $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s. W tym przypadku najniższe wartości miarodajnego czasu trwania deszczu dla całego zakresu natężenia odpływu ścieków $QO_{ZR2}$ ze zbiornika *ZR*2 obserwuje się, gdy zbiornik retencyjny *ZR*1 działa w systemie jednokomorowym (1).

Opierając się na wynikach badań symulacyjnych sieci w dwóch zlewniach posiadających kanalizacją deszczową a na wylotach zbiorniki retencyjne należy stwierdzić, że na wartość miarodajnego czasu trwania deszczu do wymiarowania zbiornika *ZR*2 usytuowanego niżej w systemie kanalizacyjnym wpływa zarówno układ hydrauliczny, jak i maksymalna przyjęta wartość natężenia odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*1 zlokalizowanego na końcu zlewni *F*1.

### 3.3. Układ hydrauliczny a czas odpływu ścieków

Do badań celowo przyjęto zlewnie i układ sieci deszczowej taki, aby ścieki odpływające ze zbiornika *ZR*1 miały udział w bilansie ścieków dopływających do zbiornika *ZR*2. Otrzymane różnice w pojemności użytkowej zbiornika retencyjnego *ZR*2 wynikają z odmiennego przebiegu natężenia odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*1. Charakterystyka odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*1 w postaci hydrogramu odpływu zależy przede wszystkim od jego układu hydraulicznego. Przebieg zmienności natężenia odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*1 w kierunku komory przepływowej zbiornika *ZR*2 przy uwzględnieniu różnych układów hydraulicznych zbiornika *ZR*1, biorąc pod uwagę odmienne warianty projektowe badanej sieci kanalizacyjnej przedstawiono na rysunku 2.

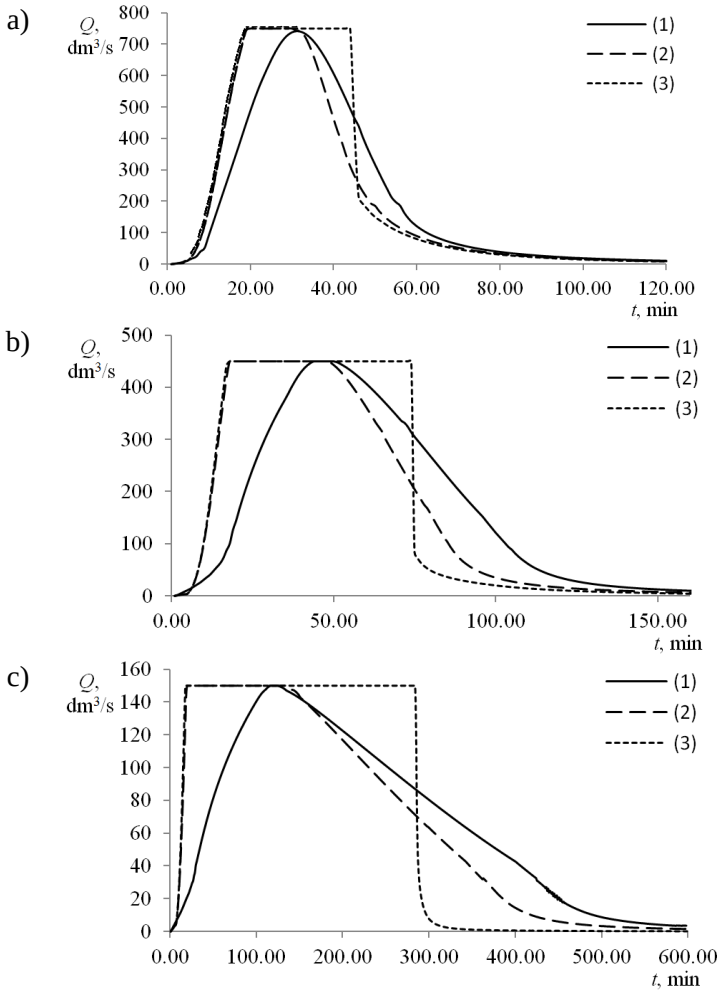
Jak wykazano istnieje wiele kryteriów, które w zróżnicowanym stopniu wpływają na wybór wymaganej pojemności użytkowej zbiorników zlokalizowanych na końcu zlewni górnej *F*1 i dolnej zlewni *F*2.

Analizując krzywe zamieszczone na rysunku 2 można wykazać, że najkrótszym czasem odpływu ścieków charakteryzuje się zbiornik grawitacyjno-pompowy. Zastosowanie w zbiorniku górnym *ZR*1 układu hydraulicznego o wysokiej efektywności ((2) i (3)) zapewni odpływ ścieków z tych zbiorników na ustalonym stałym poziomie, praktycznie prawie w całym okresie ich retencji, gdy natężenie dopływu będzie równe lub większe od natężenia ich odpływu.

Okazuje się, że większy odpływ ścieków ze zbiornika górnego *ZR*1 będzie skutkował zwiększeniem wymaganej kubatury zbiornika zlokalizowanego poniżej *ZR*2, co przedstawiają wyniki symulacji zamieszczone w tabelach od 2 do 7. Natomiast co było do przewidzenia, zastosowanie układu hydraulicznego zbiornika jednokomorowego, pomimo że odzwierciedla najdłuższy czas odpływu z niego ścieków, to jednak korzystnie oddziałuje na ich akumulację w zbiorniku *ZR*2, gdyż osiąga on mniejszą wymaganą pojemność użytkową.

Przy współdziałaniu sieci kanalizacyjnej z więcej niż jednym zbiornikiem retencyjnym, wymiernym parametrem decydującym o efektywności systemu kanalizacyjnego jest całkowita pojemność retencyjna wszystkich zbiorników

wchodzących w jego skład. W tabelach 8, 9 i 10 przedstawiono sumaryczną pojemność użytkową zbiorników *ZR*1 i *ZR*2 uzyskaną przy wszystkich przyjętych wariantach projektowych.




Rys. 2. Hydrogramy odpływu ścieków ze zbiornika górnego *ZR*1 przy: a) maksymalnej wartości odpływu ścieków $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s i czasie trwania deszczu $t_d$ = 30 min, b) maksymalnej wartości odpływu ścieków $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s i czasie trwania deszczu $t_d$ = 50 min, c) maksymalnej wartości odpływu ścieków $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s i czasie trwania deszczu $t_d$ = 120 min: 1 - układ hydrauliczny zbiornika jako grawitacyjny jednokomorowy *ZK*, 2 - układ hydrauliczny zbiornika jako grawitacyjny wielokomorowy *ZWG*, 3 - układ hydrauliczny zbiornika jako grawitacyjno-pompowy *ZWGP*

Fig. 2. Hydrographs of wastewater outflow from reservoir *ZR*1 at: a) maximum outflow $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s and duration of rainfall $t_d$ = 30 min, b) maximum outflow $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s and duration of rainfall $t_d$ = 50 min, c) maximum outflow $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s and duration of rainfall $t_d$ = 120 min: 1 - gravitational one-chamber reservoir *ZK*, 2 - gravitational multi-chamber reservoir *ZWG*, 3 - gravity-pump multi-chamber reservoir *ZWGP*

Z porównania wyników badań zamieszczonych w tabelach od 8 do 10 wynika, że układ hydrauliczny zbiornika *ZR*1, który wymaga z reguły najmniejszej wymaganej pojemności użytkowej jest zbiornik z układem grawitacyjnym wielokomorowym (2). Tylko w trzech wariantach projektowych zastosowanie w zbiorniku *ZR*1 układu hydraulicznego jednokomorowego pozwoliło osiągnąć najmniejszą łączną pojemność użytkową układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 (tabela 9).

Ustalone różnice procentowe w pojemności użytkowej układu zbiorników retencyjnych przy uwzględnieniu 72 różnych wariantów projektowych mieszczą się w przedziale od 0,01 % do 23,31 %.

Najmniejszą różnicę w sumarycznej pojemności użytkowej zbiorników zlokalizowanych na założonych zlewniach zaobserwowano porównując ze sobą układy hydrauliczne (2) i (3) w zbiorniku *ZR*1, gdy odpływ ścieków ze zbiorników był równy kolejno $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s i $QO_{ZR2}$ = 250 dm$^3$/s. Natomiast największą różnicę w wymaganej kubaturze użytkowej układu zbiorników retencyjnych zauważono zestawiając ze sobą układy hydrauliczne (1) i (2) w zbiorniku *ZR*1, gdy maksymalna ilość odpływających ścieków ze zbiorników wynosiła odpowiednio $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s i $QO_{ZR2}$ = 950 dm$^3$/s. Z kolei różnice w pojemności użytkowej układu zbiorników retencyjnych wyrażone w metrach sześciennych zawierają się w przedziale od 0,41 do 415,54 m$^3$.

Tabela 8. Całkowita pojemność użytkowa układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 przy $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s i zmiennych odpływach $QO_{ZR2}$

Table 8. The total usable cubic capacity of reservoirs *ZR*1 and *ZR*2 at $QO_{ZR1}$ = 150 dm$^3$/s and variable outflows $QO_{ZR2}$

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Wymagana pojemność użytkowa układu zbiorników retencyjnych przy różnym układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | Różnica w wymaganej pojemności użytkowej układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 | | | Różnica względna w wymaganej kubaturze użytkowej układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (1) | (2) | (3) | (2) - (1) | (3) - (1) | (3) - (2) | $\frac{(2)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(2)}{(2)}$ |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [%] | [%] | [%] |
| 950 | 1783,05 | **1367,51** | 1369,51 | -415,54 | -413,54 | 2,00 | -23,31 | -23,19 | 0,15 |
| 850 | 1808,85 | **1429,50** | 1431,87 | -379,35 | -376,98 | 2,37 | -20,97 | -20,84 | 0,17 |
| 750 | 1866,42 | **1516,40** | 1519,14 | -350,02 | -347,28 | 2,74 | -18,75 | -18,61 | 0,18 |
| 650 | 1952,01 | **1632,05** | 1635,04 | -319,96 | -316,97 | 2,99 | -16,39 | -16,24 | 0,18 |
| 550 | 2071,94 | **1787,65** | 1791,17 | -284,29 | -280,77 | 3,52 | -13,72 | -13,55 | 0,20 |
| 450 | 2247,52 | **2006,73** | 2010,43 | -240,79 | -237,09 | 3,70 | -10,71 | -10,55 | 0,18 |
| 350 | 2510,98 | **2334,10** | 2338,64 | -176,88 | -172,34 | 4,54 | -7,04 | -6,86 | 0,19 |
| 250 | 2989,01 | **2994,85** | 2998,35 | 5,84 | 9,34 | 3,50 | 0,20 | 0,31 | 0,12 |

Tabela 9. Całkowita pojemność użytkowa układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 przy $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s i zmiennych odpływach $QO_{ZR2}$

Table 9. The total capacity of reservoirs *ZR*1 and *ZR*2 at $QO_{ZR1}$ = 450 dm$^3$/s and variable outflows $QO_{ZR2}$

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $QO_{ZR2}$ | Wymagana pojemność użytkowa układu zbiorników retencyjnych przy różnym układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | Różnica w wymaganej pojemności użytkowej układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 | | | Różnica względna w wymaganej kubaturze użytkowej układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (1) | (2) | (3) | (2) - (1) | (3) - (1) | (3) - (2) | $\frac{(2)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(2)}{(2)}$ |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [%] | [%] | [%] |
| 950 | 840,56 | **658,25** | 661,53 | -182,31 | -179,03 | 3,28 | -21,69 | -21,30 | 0,50 |
| 850 | 933,56 | **801,73** | 805,63 | -131,83 | -127,93 | 3,90 | -14,12 | -13,70 | 0,49 |
| 750 | 1075,70 | **1000,31** | 1005,05 | -75,39 | -70,65 | 4,74 | -7,01 | -6,57 | 0,47 |
| 650 | 1284,56 | **1283,61** | 1295,66 | -0,95 | 11,10 | 12,05 | -0,07 | 0,86 | 0,94 |
| 550 | **1581,75** | 1681,42 | 1690,90 | 99,67 | 109,15 | 9,48 | 6,30 | 6,90 | 0,56 |
| 450 | **2005,05** | 2150,36 | 2159,12 | 145,31 | 154,07 | 8,76 | 7,25 | 7,68 | 0,41 |
| 350 | **2584,19** | 2673,16 | 2675,22 | 88,97 | 91,03 | 2,06 | 3,44 | 3,52 | 0,08 |
| 250 | 3406,46 | **3340,51** | 3341,55 | -65,95 | -64,91 | 1,04 | -1,94 | -1,91 | 0,03 |

Tabela 10. Całkowita pojemność użytkowa układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 przy $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s i zmiennych odpływach $QO_{ZR2}$

Table 10. The total capacity of reservoirs *ZR*1 and *ZR*2 at $QO_{ZR1}$ = 750 dm$^3$/s and variable outflows $QO_{ZR2}$

| Maksymalne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *ZR*2, $Q_{odp,ZR2}$ | Wymagana pojemność użytkowa układu zbiorników retencyjnych przy różnym układzie hydraulicznym zbiornika retencyjnego *ZR*1 | | | Różnica w wymaganej pojemności użytkowej układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 | | | Różnica względna w wymaganej kubaturze użytkowej układu zbiorników retencyjnych *ZR*1 i *ZR*2 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (1) | (2) | (3) | (2) - (1) | (3) - (1) | (3) - (2) | $\frac{(2)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(1)}{(1)}$ | $\frac{(3)-(2)}{(2)}$ |
| [dm$^3$/s] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [m$^3$] | [%] | [%] | [%] |
| 950 | 693,82 | **629,70** | 649,02 | -64,12 | -44,80 | 19,32 | -9,24 | -6,46 | 3,07 |
| 850 | 867,19 | **816,44** | 828,70 | -50,75 | -38,49 | 12,26 | -5,85 | -4,44 | 1,50 |
| 750 | 1080,75 | **1024,62** | 1033,45 | -56,13 | -47,30 | 8,83 | -5,19 | -4,38 | 0,86 |
| 650 | 1340,82 | **1267,93** | 1270,00 | -72,89 | -70,82 | 2,07 | -5,44 | -5,28 | 0,16 |
| 550 | 1653,16 | **1549,52** | 1551,01 | -103,64 | -102,15 | 1,49 | -6,27 | -6,18 | 0,10 |
| 450 | 2044,79 | **1907,35** | 1908,39 | -137,44 | -136,40 | 1,04 | -6,72 | -6,67 | 0,05 |
| 350 | 2537,08 | **2367,13** | 2367,72 | -169,95 | -169,36 | 0,59 | -6,70 | -6,68 | 0,02 |
| 250 | 3231,70 | **3034,19** | 3034,60 | -197,51 | -197,10 | 0,41 | -6,11 | -6,10 | 0,01 |

## 4. Podsumowanie

Wyniki przeprowadzonych badań modelowych pozwalają na sformułowanie szeregu istotnych wniosków o znaczeniu ogólnym i praktycznym. W wyniku przeprowadzonych symulacji wykazano, że układ hydrauliczny zbiornika retencyjnego *ZR*1 zlokalizowanego powyżej na sieci ma bezpośredni wpływ na wymaganą pojemność użytkową zbiornika retencyjnego *ZR*2 zlokalizowanego poniżej. Na podstawie wyników symulacji komputerowych, że zbiornik *ZR*2 osiąga najmniejszą pojemność użytkową, gdy zbiornik górny *ZR*1 jest jednokomorowy. Zależność ta występuje dla całego zakresu zmiennych wartości natężenia odpływu ścieków ze zbiornika dolnego *ZR*2. Ponadto, im większą wartość przyjmuje natężenie odpływu ścieków ze zbiornika dolnego *ZR*2, tym różnica względna w wymaganej pojemności użytkowej tego zbiornika pomiędzy analizowanymi trzema odmiennymi układami hydraulicznymi w zbiorniku górnym staje się większa.

W pracy wykazano także, że układ hydrauliczny w zbiorniku górnym *ZR*1 wpływa bezpośrednio na miarodajny (krytyczny) czas trwania deszczu ustalany do wymiarowania zbiornika dolnego *ZR*2. Udowodniono, że najkrótszy czas miarodajny do wymiarowania zbiornika dolnego *ZR*2 może wystąpić przy wszystkich układach hydraulicznych zbiornika górnego i jest zależna od wartości parametrów charakteryzujących zredukowany odpływ ścieków ze zbiorników zlokalizowanych na sieci kanalizacyjnej.

W pracy wykazano również, że prowadząc optymalizację układu zbiorników retencyjnych należy uwzględniać oddziaływanie modeli hydraulicznych zbiorników górnych na pojemność użytkową zbiornika dolnego. Na podstawie przeprowadzonych badań ustalono, że zastosowanie w zbiorniku górnym konstrukcji grawitacyjnej wielokomorowej pozwala na osiągniecie w zdecydowanej większości przypadków najmniejszej łącznej pojemności użytkowej układu zbiorników retencyjnych.

Przeprowadzone badania potwierdzają słuszność postawionej tezy oraz umacniają w przekonaniu, że wymiarowanie układu zbiorników retencyjnych na sieci kanalizacyjnej jest zadaniem złożonym i wymaga uwzględnienia szczegółowych obliczeń i badań symulacyjnych w warunkach dynamicznych. Zakres ten obejmuje badanie przebiegu zjawisk obejmujących między innymi charakterystykę opadu, zlewni i kanalizacji, modelowanie przepływu w sieci i w zbiornikach retencyjnych o różnych układach hydraulicznych w celu wyboru optymalnego wariantu projektowego.

## Literatura

[1] Błaszczyk W., Stamatello P., Roman M.: Kanalizacja T1, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1974.

[2] Bolt A., Burszta-Adamiak E., i inni.: Kanalizacja. Projektowanie, wykonanie,

eksploatacja, Wydawnictwo Seidel – Przywecki, 2012.
[3] Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych, Monografia 125, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992.
[4] Dziopak J., Słyś D.: Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji, Oficyna Wydawnicza PRz, Rzeszów 2007.
[5] Dziopak J., Starzec M.: Wpływ kierunki i prędkości fali deszczu na kubaturę uzytkową wielokomorowych zbiorników retencyjnych, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, nr 61 (3-1-14), 2014, s. 83-93.
[6] Kisiel A.: Przegląd najnowszych rozwiązań zbiorników kanalizacyjnych. Część I - Zbiorniki retencyjne, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, Wydawnictwo SIGMA--NOT, nr 5, Warszawa 2000, s. 182-186.
[7] Kordana S., Słyś D.: Analiza kosztów cyklu życia skrzynek rozsączających, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, nr 61 (3/I/14), 2014, s. 127-139.
[8] Pochwat K.: Analysis of critical rainfall for dimensioning of sewage networks and storage reservoirs, IX Karpat - Medencei Kornyezettudomanyi Konferencia, 2013, s. 453- 458.
[9] Słyś D., Stec A.: Effect of development of the town of Przemyśl on the operation of its sewerage system, Ecological Chemistry and Engineering S, no. 20(2), 2013, s. 381-396.

## INFLUENCE OF HYDRAULIC MODEL OF RESERVOIR ON THE REQUIRED USABLE CAPACITY OF THE SYSTEM OF STORAGE RESERVOIRS IN SEWAGE SYSTEM

**S u m m a r y**

The aim of this article is to determine the effect of the hydraulic system used in storage reservoir located at the end of the catchment area situated above on the required usable cubic capacity of multi-storage reservoir located at the end of the catchment area located below. Simulations of flow and accumulation of sewage were made for model catchment using hydrodynamic program SWMM 5.1. The results of model tests have shown that the hydraulic system of reservoir *ZR*1 located above in sewage network has a decisive influence on the determination of the required usable volume of storage reservoir *ZR*2 located lower in the network. Comparing the results of the research it has been shown that the reservoir *ZR*2 has the smallest usable capacity, while the upper reservoir *ZR*1 has a single chamber hydraulic system. The obtained differences in the retention capacity of the lower reservoir *ZR*2 reach tens of percent, and in extreme cases, much more. The relationship observed for a wide range of variable intensity of the effluent from reservoirs *ZR*1 *ZR*2 was established.

**Keywords:** rainwater drainage, reservoirs, hydraulic systems, dimensioning

DOI: 10.7862/rb.2016.153

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 121-136

**Marek GOSZTYŁA**[1]
**Bogdan MOTYL**[2]

# ZABYTKI TECHNIKI MIASTA PRZEMYŚLA Z PRZEŁOMU XIX/XX WIEKU

W drugiej połowie XIX i na początku XX w. w rozwoju przestrzennym Przemyśla znaczącą rolę odegrały trzy główne czynniki: budowa umocnień twierdzy wokół Przemyśla i towarzysząca jej budowa całego systemu koszar i zaplecza logistycznego dla twierdzy w obrębie miasta [1, s. 10], budowa w 1859 r. linii kolejowej łączącej Przemyśl z Krakowem, Wiedniem oraz Lwowem i linii kolejowej łączącej Przemyśl przez przełęcz Łupkowską z Węgrami w 1872 r. [1, s. 16] Trzecim czynnikiem było uchwalenie 23 XII 1891 r. regulacji ulic Przemyśla, która dotyczyła niemal całego miasta [2]. Była to ogólnoeuropejska tendencja związana z okresem nazywanym również drugą rewolucją przemysłową. W Przemyślu wyznaczono nową sieć komunikacyjną drogową i kolejową, nowoczesne na ówczesne standardy place targowe, wybudowano wiadukty drogowe, infrastrukturę techniczną tj. stację i sieć wodociągową, elektrownię i sieci kanalizacyjne. Budowle inżynierskie wybudowane w tamtym okresie służyły miastu aż do końca XX wieku, a inwestycje drogowe, architektoniczne po pracach modernizacyjnych i konserwatorskich włączone do współczesnych miejskich funkcji są świadkami rozwoju przestrzennego ośrodka. Zabytkowa infrastruktura stanowi dodatkową wartość kulturową organizmu miejskiego.

**Słowa kluczowe:** dziedzictwo kulturowe, budowle inżynieryjne, zespół staromiejski, regulacje miasta, detal architektoniczny

## 1. Wprowadzenie

Zmiany w urbanistce miast w XIX w. i na przełomie XIX/XX w. niosły ze sobą szereg inwestycji przemysłowo-inżynieryjnych. Miasto Przemyśl, przeznaczone w połowie XIX wieku, przez Austro-Węgry na miasto twierdzę, uzyskało nowy status ośrodka miejskiego. Rozwój miasta związany z nowymi inwestycjami o funkcji obronnej i zapleczem logistycznym, był czynnikiem determinującym w zakresie zmian kształtu struktur przestrzennych Przemyśla. Odnotowa-

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Marek Gosztyła, Politechnika Rzeszowska, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 12, tel. + 48 17 865 1939, gosztyla@prz.edu.pl
[2] Bogdan Motyl, motyl.bogdan@gmail.com

ny wyż demograficzny, przyczynił się również do realizacji nowych projektów z dziedziny infrastruktury miejskiej.

Plan regulacji wykonano w wyniku nakazu administracyjnego, jak to określono we wstępie uchwały o regulacji miasta Przemyśla na prośbę władz wojskowych i Namiestnictwa [2]. Jego realizację ukończono w latach 1900-1914 r. [3, s. 23]. Jedną, z pierwszych ulic, którą poddano planowanej regulacji, była ulica Juliusza Słowackiego (zwana wcześniej Dobromilską lub Nehrebecką) (rys. 1). Wytyczona została jeszcze za Kazimierza Wielkiego jako droga biegnąca poza murami miasta i omijając bagno [4, s. 57], prowadziła wzdłuż murów miejskich do żupy solskiej [5, s. 15]. Po częściowym zburzeniu murów miejskich w XVIII w. droga ta uległa stopniowej przebudowie i przekształciła się w jedną z najważniejszych ulic miasta. W latach 1830 - 1850 wykonano na niej nawierzchnię utwardzoną tzw. bitą. Związane to było z ulokowaniem na jej końcu około 1855 roku nowego cmentarza miejskiego rzymskokatolickiego i żydowskiego [6].




Rys. 1. Wnętrze ulicy Słowackiego (dawna ulica Dobromilska), fot. R. Oleszek

Fig. 1. Inside of the Słowackiego street (former Dobromilska street), photo. R. Oleszek

Wcześniej w 1887 r. oddano do użytku kompleks Szpitala Wojskowego składający się z 18 budynków i kaplicy [7] oraz w 1898 r. koszary 10 pułku piechoty składające się z 13 budynków [7]. Wkrótce po wybudowaniu koszar powstał w 1894 nowy reprezentacyjny gmach Gimnazjum im. J. Słowackiego

[8]. W roku 1894 ulicę Słowackiego poddano pracom modernizacyjnym, które nadzorował drogomistrz miejski pan Krzyżewski [9, s. 3].

Dzięki zachowanym planom regulacji można prześledzić z jakimi trudnościami spotykali się ówcześni planiści miejscy [10]. Według sporządzonych planów zmodernizowano profil poprzeczny ulicy przez jego ujednolicenie, w miejscach przewężeń ulicę poszerzono i miała ona jednolitą szerokość na całym jej przebiegu wynoszącą średnio 16m, oraz stały spadek na całej długości wynoszący 37,07 m na 1000 [11, s. 5].

Z początkiem XX w. powstał przy tej ulicy szereg reprezentacyjnych kamienic i budynków mieszkalnych, między innymi kamienica nr 13 zbudowana w 1912 r. przez znanego przemyskiego właściciela domów czynszowych Juliusza Kleina [12]. Zbudował on kamienicę o wysokim standardzie wyposażenia mieszkań i bogatej ornamentyce fasady, która przeznaczona była dla ludzi o wysokim statusie majątkowym.

W 1910 r. znani przemyscy przedsiębiorcy Joachim Klagsbal i Majer Honigwachs zbudowali dom mieszkalny pod nr 61, o założeniu rezydencjalnym, z budynkiem gospodarczym i stajnią w podwórzu [13]. W tym samym roku rozpoczęto budowę monumentalnego gmachu Stowarzyszenia Synagogi Przemyskiej. Obiekt ten zaprojektowany przez Stanisława Majerskiego ukończono w 1918 r. [14].

Wybudowane w drugiej połowie XIX wieku torowiska odcinały naturalne połączenia drogowe i trzeba było w miarę rozwoju ruchu na drogach budować wiadukty i tunele. Ponadto torowiska utrudniały rozbudowę infrastruktury miejskiej w postaci wodociągów i kanalizacji [15, s. 9]. Podobnie było z budownictwem koszarowym. Te inwestycje, które przed pierwszą wojną światową napędzały koniunkturę miasta Przemyśla, po wojnie w znaczny sposób hamowały i ograniczały jego rozwój, gdyż zajmowały przeważnie najlepsze tereny budowlane.

W artykule starano się przedstawić obiekty, które w rozwoju przestrzennym miasta zaznaczyły się jako ogniwa, tzw. katalizy, wokół których kształtował się rozwój struktur miejskich. Budynki i budowle o charakterystycznej architekturze i programach funkcjonalnych wybudowane w XIX wieku i na początku XX wieku, które do dziś służą mieszkańcom miasta, na trwałe wpisały się w jego kulturowy krajobraz.

## 2. Budowle inżynieryjne jako czynnik rozwoju układu przestrzennego miasta

Niewątpliwie najbardziej rozpoznawalnym jest tu wiadukt nad torami biegnący w ciągu ulicy Kamienny Most (rys. 2).



Rys. 2. Wiadukt tzw. kamienny most, fot. R. Oleszek

Fig. 2. Viaduct called stone bridge, photo. R. Oleszek

Dokładnej daty jego powstania nie znamy, ale zapewne wybudowano go po uchwaleniu planu regulacji ulic Przemyśla w 1891 r.[3] [16, s. 122-123], w którym przyjęto budowę ul. Przejazd (dzisiejszy Kamienny Most) [2]. Istnieje pogląd, że most ten mógł powstać już w trakcie budowy kolei Kraków – Lwów około 1870 r., lecz miał on wtedy odmienną konstrukcję, i w miejsce dzisiaj istniejącego przęsła płaskiego posiadał dwa sklepienia nad torami oparte na filarze, które w trakcie remontu usunięto, a sklepienia zastąpiono przęsłem dźwigarowym. [17, s. 12-13] Z dostępnych dokumentów wynika, że miał on być wybudowany kosztem inwestycji Kolei Karola – Ludwika [2, s. 3 i dalsze] i funkcjonował już w 1896 r. Jego rysunek widoczny jest na projekcie dekoracji z okazji przyjazdu Cesarza Franciszka Józefa do Przemyśla i ma prosty dźwigar nad torowiskiem [18]. Most nad torowiskiem po przebudowie posiadał dźwigary o konstrukcji stalowej. Obecnie dźwigary są żelbetowe i opierają się na przyczółkach, do których biegną podjazdy, które wznoszą się z poziomów łączących most i ulice, i oparte są na kolebkowo sklepionych arkadach. Podstawę mostu stanowią wysokie na 11 m filary, które w części środkowej podtrzymują obecnie żelbetowy prosty most o rozpiętości 11,9 m i szerokości 14 m, stanowiące jednocześnie oparcie dla wezgłowi pierwszych łuków zjazdu. Zjazd ten od strony północnej

[3] Autorzy we wcześniejszej publikacji pt „Zabytki architektury przemysłowej Przemyśla" zamieszczonej w wydawnictwie Archeologia Przemysłowa w Polsce, t. 3, s. 122-123, podali za kartą białą sygn. A-705/709 ze zbiorów WUOZ z siedzibą w Przemyślu rok 1917 jako datę budowy Kamiennego Mostu, niniejszym artykułem tą omyłkę skorygowano.

zbudowany jest z sześciu łuków kamiennych opartych na filarach. Łuki te mają w strzałce połowę swojej średnicy wynoszącej 5 m i długość 14 m. W każdym przęśle występują po trzy łuki, które wsparte na różnej wysokości filarów tworzą efekt obniżenia architrawu z 10 m do 3,6 m i zejścia jezdni łagodnym skrętem w kierunku wschodnim do poziomu ul. Czarnieckiego [19]. Od strony południowej różnica poziomu terenu była mniejsza, stąd zbudowano tylko dwa łuki o strzałce również stanowiącej połowę średnicy łuku wynoszącej 6 m. Za łukami od strony zachodniej zastosowano dwie przypory, obecnie zasypane ziemią i widać ich wierzchołki. Filary mostu zbudowano z kamienia oblicowanego ciosami z piaskowca, koleby łuków wykonano z cegły, a archiwolty zaznaczono cegłą klinkierową. Na filarach mostu i filarach rozdzielających grupy łuków w części północnej po obu stronach umieszczono lizeny obłożone ciosami kamiennymi takimi jak reszta budowli. W części górnej filary i lizeny obecnie obłożone są płytami z piaskowca, jest to efekt remontu mostu w 2000-2002 r. Korpusy zjazdów powyżej archiwolt obłożone są ciosami kamiennymi tak samo jak filary i zakończone gzymsami obłożonymi płytami również z piaskowca. Po wiadukcie biegnie brukowana droga z chodnikami zabezpieczonymi pełną balustradą obłożoną klinkierową cegłą. Balustrady zakończone są parapetem z piaskowca o łukowatym wierzchu wysuniętym poza obręb balustrady. Balustrada podzielona jest filarkami zakończonymi wystającymi poza ich obręb płaskimi fazowanymi daszkami z piaskowca, przebiegającymi w osiach lizen filarów. W części głównej wiaduktu nad torami wysokość balustrady wynosi 1,80 m, a w części pozostałej 1,20 m [19].

Wiadukt ten komunikował miasto z nowo powstałą targowicą zwaną Placem Nowym. Placem handlowym do XIX wieku był w mieście rynek, i tu koncentrowało się życie miasta oraz wzrastało jego bogactwo. W miarę rozwoju miasta stary rynek był za ciasny, zwłaszcza do handlu płodami rolnymi na dużą skale. Stąd wyniknęła potrzeba utworzenia nowej, dużej miejskiej targowicy. Jednym z dogodnych miejsc, gdzie można było ulokować plac handlowy, były tereny leżące między torowiskiem kolei Karola – Ludwika a Sanem. Miejsce to zapewniało nieskrępowany dostęp do rzeki i do kolei oraz nie powodowało zakłóceń i kolizji komunikacyjnych w mieście w razie pędzenia bydła i przewozu płodów rolnych.

3 sierpnia 1893r. Rada Miejska uchwaliła budowę na targowicy: stajni spędowej, urządzenie placu obserwacyjnego i rewizyjnego oraz budowę komisariatu targowego. W wyniku przetargu budowę zlecono firmie pana Pileckiego. [20, s. 2] Na targowicy do tego czasu istniał szereg drewnianych obiektów, które nie zachowały się do dnia dzisiejszego. Zachował się natomiast, i pomimo utraty przez późniejsze adaptacje pewnych cech architektonicznych, nadal pełni swoją funkcję budynek byłego komisariatu targowego wraz ze stajnią. Jest to parterowy budynek wieloskrzydłowy założony na planie litery H z użytkowym poddaszem i korpusem głównym na linii północ - południe. Kalenica dachu w części centralnej przebiega prostopadle do kalenic dachów skrzydeł. Obecnie dach

posiada pokrycie z blachy przetłaczanej. Połacie dolne dachu korpusu znajdują się poniżej połaci dachu skrzydeł. Istotne cechy architektoniczne obiektu zachowały się od strony zachodniej. Attyka w skrzydle południowym od strony zachodniej posiada zdobienie w postaci schodkowego ornamentu zwieńczonego gzymsem okutym blachą. Po bokach kończy się fajermurami, całość wsparta jest na gzymsie wieńczącym dolną kondygnację. W szczycie znajdują się dwa wąskie, podłużne, łukowato zakończone okna bez obramowań, z łukowymi obdasznicami, z zaznaczonymi klińcami i prostymi parapetami. Poniżej występuje gzyms prosty okuty blachą i ściana parteru z dwoma współczesnymi oknami z zaznaczeniem śladów po obdasznicach okien pierwotnych. Na ścianie nad oknami przebiega płaski gzyms. Elewacja między skrzydłami jest dziesięcioosiowa, z wnękami zwieńczonymi łukami odcinkowymi i obdasznicami z klińcem. Obecnie dwa otwory są zupełnie zamurowane, w czterech znacznie zmniejszono światło, dwa wydają się pozostawać oryginalne, a dwa adoptowano na drzwi. W elewacji wybito dodatkowe okno, zakłócając historyczny podział.

Północna ściana skrzydła południowego jest całkowicie przebudowana, posiada współczesny otwór drzwiowy i okno, na ścianie zaznaczona jest obdasznica po wcześniejszym oknie.

Natomiast przeciwległa południowa ściana skrzydła północnego posiada trzy okna współczesne, które znajdują się w pierwotnych otworach u góry zwieńczonych obdasznicami z klińcem, podobnie jak znajdujące się tam w miejsce czwartego okna, drzwi.

Ściana zachodnia tego skrzydła posiada attykę podobną jak pozostałe z tym, że pierwotne okna w szczycie, zastąpiono jednym podwójnym współczesnym oknem. Poniżej attyki, wyprofilowany gzyms, kończy ścianę z trzema oknami, w tym środkowe zamurowane (blenda). Współczesne okna zamontowano w pierwotnych otworach, nad którymi znajdują się obdasznice z klińcami. Ściana obramowana jest boniowanymi narożnikami i boniowanym cokołem z gzymsem. Ściana północna skrzydła całkowicie utraciła pierwotny wystrój. Elewacja wschodnia skrzydła oprócz zdobnej attyki i gzymsów nie zachowała pierwotnych otworów i zdobień. Ściana poniżej gzymsu obramowana jest boniowanymi narożnikami i cokołem. Ściana wschodnia korpusu po adaptacjach posiada trzy duże podwójne drzwi z nadświetlami. Elewacja wschodnia skrzydła południowego posiada attykę, w szczycie oryginalne otwory okienne, takie jak ściana zachodnia. Podobnie również wygląda ściana poniżej attyki. Elewacja południowa pierwotnie posiadała osiem otworów okiennych. Cztery z nich znajdowały się na zaznaczonym ryzalicie, a po dwa na bokach elewacji. Okna w historycznym obiekcie miały jednorodne kształty. Budynek wzniesiony do obsługi targowicy nadal służy celom handlowym i znajdują się tam sklepy i hurtownie.

W celu ułatwienia transportu i komunikacji z częścią miasta za Sanem poniżej targowicy (rys. 3) wybudowano drewniany most o dziesięciu przęsłach, długości 205,60 m i szerokości 8 m.



Rys. 3. Były budynek targowicy, fot. R. Oleszek

Fig. 3. Former building of targowica, photo. R. Oleszek

Jego wykonawcą była firma G. Ziębicki wyłoniona w przetargu 26 lutego 1892 r. [21]. Most łączył ulicę Strycharską z ulicą Borelowskiego w dzielnicy Zasanie. Obecnie w jego miejscu stoi most współczesny.

Z chwilą budowy kolei Łupkowskiej i połączenia jej z koleją z Wiednia do Lwowa torowisko przecięło drogę Przemyśl – Lwów, zaszła wtedy potrzeba budowy wiaduktu (rys. 4). Zbudowano go w 1897 r. równolegle do drogi od strony południowej tworząc objazd [3, s. 40]. Był to wiadukt o konstrukcji stalowej kratownicowej nitowanej o jezdni dolnej. Forma projektu kontrastowała [22, s. 189] z sąsiadującą zabudową. Negatywną opinię na jego temat wyraził R.K. Rosłoński pisząc, że wiadukt szpeci krajobraz i nadaje się do jakiejś podgórskiej wioski [15, s. 9].



Rys. 4. Wiadukt, ulica T. Zana, fot. B. Motyl

Fig. 4. Viaduct, T. Zana street, photo. B. Motyl

Most ma już ponad sto lat i na trwałe wrósł w kulturowy krajobraz Przemyśla. Jego charakterystyczna sylwetka i konstrukcja jest typowa dla obiektów budowanych pod koniec XIX w. Wiadukt posiada jedno przęsło o konstrukcji kratownicowej, nitowane ze stalowych kształtowników o jezdni dolnej [23, s. 2]. Jezdnia składa się z stalowego rusztu, na którym ułożono obecnie żelbetonowe płyty i asfalt. Dźwigary główne tworzą kratownice, które u góry połączone są poprzecznicami i dwoma górnymi pasami wzdłużnymi o kształcie odcinka łuku, a pomiędzy nimi biegnie beleczka - kratownica stabilizująca. Słupy zwiatrowane są dwustronnie zastrzałami w kierunku od jezdni do górnych pasów dźwigara po przekątnej w kierunku lewym i prawym od końca dźwigarów. W przypadku czterech środkowych par słupów występuje zwiatrowanie krzyżulcowe. Słupy i zwiatrowania mają konstrukcje ażurową. W łączeniach kształtowników i blach użyto techniki nitowania nitami stalowymi, węzły na łączeniach są wzmocnione przez dodanie dodatkowych elementów stalowych. Główne pasy nośne dźwigarów na poziomie jezdni wykonane są o przekroju podwójnego teownika, pasy górne dźwigarów o kształcie odcinka łuku, w przekroju mają kształt ceownika. Wzdłuż jezdni po zewnętrznych stronach przęsła na stalowych wspornikach umieszczony są ciągi piesze zabezpieczone balustradą. Przęsło wiaduktu wsparte jest na dwóch filarach, obłożonych ciosami z piaskowca. Na poziom jezdni wiaduktu prowadzą podjazdy wykonane w postaci ziemnych nasypów oskarpowanych ciosami kamiennymi przy filarach. Podjazdy te skręcają w stronę północną i utworzono z nich ul. Zana dochodzącą do ulicy Mickiewicza od strony zachodniej i skrzyżowania z ulicą Zielińskiego od strony wschodniej.

Jak już wspomniano przęsło wiaduktu ma konstrukcję stalową nitowaną, podobną konstrukcję posiadał główny most na Sanie zbudowany w 1895r na miejsce poprzedniego drewnianego. Był to jeden z dwóch mostów drogowych łączących obie części miasta. Most posiadał trzy przęsła, główne przęsło przypominało kształtem przęsło wiaduktu nad torami kolejowymi. W przęśle środkowym pary słupów nośnych posiadały zwiatrowania w postaci układu krzyżulcowego. Przęsło było posadowione na dwóch kamiennych podporach z piaskowca [24, s. 7]. Do przęsła głównego prowadziły z każdej strony dwa przęsła dojazdowe o kratownicy posiadającej u góry proste belki wzdłużne. Pary słupów górą połączono łukowymi tężnikami. Słupy dodatkowo zwiatrowane były stalowymi ściągami na krzyż. Przęsła dojazdowe wspierały się z jednej strony na filarach przęsła głównego a z drugiej strony na przyczółkach brzegowych. Ostatnia para słupów przęseł dojazdowych zwieńczona była stalowymi stojakami zaopatrzonymi w cztery pary izolatorów na wieszakach służących do mocowania przewodów elektrycznych. Na końcach przęseł dojazdowych centralnie wisiały lampy oświetleniowe. Przęsło dojazdowe od strony rynku zaopatrzone było w dwa pomosty rewizyjne biegnące pod przęsłem, do których prowadziła drabinka z prawej strony.

Na filarze znajdował się wodowskaz. Most wspierały dwa filary o konstrukcji kamiennej na rzucie spłaszczonej elipsy o zwężającym się ku górze

przekroju zakończonym gzymsem [25]. Powyżej gzymsu znajdował się podłużny fundament wspierający kotwienia mostu. Z obu stron przęseł na stalowych wspornikach znajdowały się pomosty z chodnikami dla pieszych [26].

Obecnie do dziś pozostały z tego mostu tylko filary na których spoczywa most współczesny [24, s. 7].

## 3. Rozwiązania infrastruktury miejskiej zmieniające standard dzielnic

Mówiąc o rozwoju przestrzennym miasta Przemyśla należy wspomnieć również o infrastrukturze, która jest być może mniej widoczna, ale stanowi istotny element miasta i jego rozwoju. Miasto to przecież, nie tylko budynki i drogi, ale także wspólnota ludzi, która realizuje potrzeby bytowe swoich mieszkańców. Ewoluująca cywilizacja potrzebowała bezpieczeństwa i warunków do rozwoju, stąd budowa systemów obronnych, domów i oświetlenia ulic, miejskich studni, młynów, browarów, rzeźni, placów handlowych, szkół i szpitali. W wyniku rozwoju przestrzennego organizm miejski Przemyśla mógł zapewnić swoim mieszkańcom potrzeby bytowe do połowy XIX w. Gdy zaczęła się tak zwana druga rewolucja przemysłowa, w związku ze wzrostem liczby ludności, potrzeby były coraz większe, a wybudowanie linii kolejowych łączących Przemyśl z Europą spowodowało istotny rozwój ośrodka. Trzeba pamiętać, że ówczesna monarchia austro-węgierska rozciągała się od Włoch po granice z Rosją. Pojawiły się nowe wynalazki min. za zakresu elektryczności. Przemyśl był w tym względzie pionierem i jako pierwsze miasto w Galicji wprowadził elektryczne oświetlenie ulic. Wybudowano w 1896r. elektrownie i siec oświetleniową, która zastąpiła dotychczasowe oświetlenie naftowe.

Była to jak na owe czasy już przestarzała elektrownia, posiadająca moc 165 KW wytwarzaną przez trzy maszyny parowe firmy Ringhoffer i prądnice prądu stałego firmy Siemens-Halske [27, s. 35], dlatego też, aby sprostać wzrastającemu zapotrzebowaniu na energię elektryczną, wkrótce wybudowano nową elektrownię obok targowicy. Nowa elektrownia podjęła pracę w 1910 r. Wyposażona była w dwie maszyny parowe sprzężone bezpośrednio z prądnicami o mocy 200 KW każda [27], mimo tego, nowa elektrownia nie była zdolna pokryć nadal wzrastającego zapotrzebowania na prąd. W związku z tym w 1913 r. swoją elektrownię uruchomiła kolej [27]. W 1918 r. elektrownia zasilała oświetlenie miejskie składające się z 14 lamp 500 W, 3 lamp po 150 W i 200 lamp po 75 W. Ponadto przyłączonych było 2210 odbiorców prądu, którzy używali 18000 szt. lamp różnej mocy. Pobór prądu rozliczano ryczałtem bądź za pomocą zegarów systemu „Aubert" [28, s. 7]. Spory wzrost zapotrzebowania na energię elektryczną spowodował, że w 1918 r. uruchomiono trzeci nowy zespół maszynowy o mocy 400 KW. Ten trzeci zespół składał się z kotła parowego, turbiny parowej i generatora [28, s. 4].

Ponadto zlikwidowano zespół akumulatorów, który stabilizował prace sieci podczas przeciążeń, zastępując go agregatami wyrównawczymi. Siec stanowiły przewody prowadzone na drewnianych słupach i żelaznych wspornikach przykręconych do ścian kamienic [28, s. 5], które były podłączone do siedmiu rozdzielni znajdujących się w stalowych kioskach. Prąd do rozdzielni z elektrowni doprowadzano podziemnymi kablami [27, s. 45]. Zmiana sposobu zasilania z prądu stałego na prąd zmienny spowodowała, że elektrownie zlikwidowano. Pozostał kompleks charakterystycznych budynków z kominem, rozebranym po 2005r. Budynki te służyły i nadal służą przemyskiej energetyce do celów administracyjnych.

Kolejnym ważnym elementem infrastruktury miasta Przemyśla, który rozrastał się wraz z przestrzennym rozwojem miasta, był system zaopatrzenia w wodę i kanalizacja.

W 1917 r. powstał projekt Kanalizacji Królewskiego Wolnego Miasta Przemyśla sporządzony przez dr. Romualda K. Rosłońskiego [15, s. 1]. Projekt ten unowocześniał dotychczas istniejącą kanalizację wybudowaną w przeciągu wieków podczas rozwoju miasta. Początek kanalizacji w Przemyślu dała budowa kanału o długości 800 m z zamku i kapituły rzymskokatolickiej przy katedrze do Sanu. Następnie wybudowano kanał z klasztoru Karmelitów o długości 700 m [15, s. 7], trzeci kanał biegł z klasztoru Reformatów i miał długość 250 m, czwarty o długości 130 m łączył klasztor Dominikanów z rzeką, a piąty długi na 150 m klasztor żeński Dominikanek. Kanały te powstały prawdopodobnie w siedemnastym i osiemnastym wieku podczas remontu zamku i katedry oraz budowy w mieście zespołów klasztornych. Stopniowo do tych kanałów dołączano kanały i przykanaliki z posesji miejskich, tak że w 1917 r. długość kanałów w śródmieściu wyniosła około 4 km [15, s. 8]. Kanały główne miały przekrój prostokątny o wysokości 1m-1,65m i szerokości 0,8-1,10m. Wybudowano je z nieregularnego kamienia na zaprawie wapiennej i przesklepiono [15, s. 7]. Poza śródmieściem do 1917 r. kanały budowano na koszt inwestorów i miały one różną długość i różne przekroje. Osobną kanalizację od czasów rozpoczęcia budowy obiektów zaplecza Twierdzy Przemyśl wybudowało wojsko.

Projektanci wojskowi budowali kanalizacje bez uzgadniania z władzami miasta stąd dochodziło na tym tle do licznych konfliktów. [15, s. 10] Kres tej samowoli położył początek wojny i wprowadzenie projektu Rosłońskiego do realizacji. Łącznie długość całej kanalizacji miejskiej w 1917r. wynosiła 14km.

Jednym z podstawowych czynników kształtujących standard miast jest zaopatrzenie ich mieszkańców w wodę. Wspólne działania mieszkańców Przemyśla w tym zakresie są znane od XVI w. dzięki zachowanym dokumentom. Zapewne wcześniej była to jedna lub wiele studni miejskich. Swoje studnie zapewne posiadał zamek i zgromadzenia klasztorne. Rozwijające się miasto potrzebowało oprócz wody bytowej również wody do produkcji napojów, głównie piwa, oraz produkcji rzemieślniczej w trakcie której zużywano wodę. Zmusiło to władze miasta do zbudowania zbiorowego systemu dostarczania wody. W 1530 r. Rada

Miejska uchwaliła budowę wodociągu w mieście [29, s. 81]. Było to urządzenie proste technicznie i działało na zasadzie grawitacji. System składał się z drewnianych dębowych skrzyń z sitami, którymi obudowano źródliska. Ze skrzyń biegły drewniane rury do drewnianych skrzyń stanowiących zbiorniki zbiorcze, a z nich drewnianymi rurami wodę rozprowadzano do miejskich studni i sadzawek. System unowocześniano z biegiem lat i w 1584r. drewniane skrzynie zastąpiono murowanymi [29, s. 82]. Ten system nie gwarantował należytego zaopatrzenia w wodę rozrastającego się od końca XVIII w. organizmu miejskiego, zwłaszcza gdy zaczęto budować twierdzę. Władze wojskowe wybudowały dwa własne wodociągi jeden w części południowej miasta. Opierał się o system pola drenażowego na północnym stoku Tatarskiej Góry, z którego system drenów zbierał wodę stokową.

Następnie grawitacyjnie była ona przesyłana do odmulaczy i zbiornika ciśnieniowego. Po odmuleniu i wstępnej filtracji grawitacyjnie przesyłana była do zbiornika w szpitalu wojskowym przy ul. Słowackiego, skąd rozsyłana była do kompleksów koszarowych w mieście. Odmulacze i filtry pełniły jednocześnie funkcję wieży ciśnień. Do przesyłu używano ołowianych rur. Cały ten system działał do lat 90 XX w. potem urządzenia zostały rozebrane. W części północnej miasta na Zasaniu w latach 90 XIX w. wojsko zbudowało wodociąg [30], który korzystał ze źródlisk ujętych w betonowe ocembrowania na zachodnim stoku Winnej Góry, skąd woda systemem ołowianych rur przesyłana była do odmulaczy i filtrów. Rury biegły z źródlisk akweduktem nad ciekiem wodnym i ziemnym nasypem z przepustem do odmulaczy i zbiorników retencyjnych. Wykorzystując różnice poziomów, grawitacyjnie z odmulaczy i zbiorników retencyjnych, wodę rozsyłano do kompleksów koszarowych [31].

W tym czasie działający również miejski system zaopatrzenia w wodę był niewystarczający dla powstających kamienic czynszowych i zakładów pracy. Rozwiązywano ten problem poprzez budowę indywidualnych wodociągów złożonych ze studni, pomp (napędzanych silnikami elektrycznymi w domach, a parowymi w zakładach pracy) zbiorników ciśnieniowych na strychach kamienic i sieci instalacji rozprowadzającej wodę do punktów poboru [15, s. 12]. Uzyskiwana w ten sposób woda często była zanieczyszczona i nie gwarantowała norm sanitarnych.

Miasto przystąpiło do prac mających na celu zbudowanie centralnego wodociągu dostarczającego zdrową wodę. Pierwsze próbne odwierty studzien rurowych dokonano w 1893 r. w Prałkowcach nad Sanem powyżej granic miasta. Zbudowano 12 studni próbnych, które usytuowano w trzech rzędach co 200-300 m. Studnie te były wykonane na podstawie badań B. Salbacha według projektu inżynierów Rumpela i Niklasa [29, s. 84].

Próbny rozruch nastąpił w 1895 r., wodę poddano wszechstronnym badaniom. Wypadły one korzystnie i inżynierowie sporządzili szczegółowe plany budowy wodociągu, lecz z powodu braku funduszy tego projektu nie zrealizowano.

Dopiero gdy w 1913 r. powołano Miejskie Biuro Wodociągowe i powierzono zaprojektowanie wodociągu oraz kierownictwo robót dr. inż. Romualdowi K. Rosłońskiemu [29, s. 84], rozpoczęto realizację tej kluczowej dla miasta inwestycji.

Ostatecznie system wodociągu składał się z ujęcia wody w postaci 13 studni oraz stacji pomp, filtrów, zbiornika szczytowego i sieci wodociągowej [29]. Stację pomp oraz zbiornik wraz z filtrami zbudowano w Prałkowcach. Wzniesiono kompleks trzech budynków. W najbardziej okazałym mieści się zbiornik na wodę wraz z filtrami, obok stoi hala maszyn oraz budynek mieszkalny dla załogi. Obiekt, w którym mieści się zbiornik i filtry jest obecnie nieczynny i ma być rozebrany. Reprezentuje on ciekawy przykład architektury przemysłowej, dlatego warto przytoczyć jego opis. Budynek posadowiony jest na fundamencie z betonu na rzucie prostokąta. Naroża w formie skarp przechodzą na elewacjach w szerokie lizeny. W części centralnej elewacji wschodniej, w wysokim na jedną kondygnację cokole, znajduje się portal z półokrągłym łukiem, we wnętrzu którego umieszczono prostokątne dwunastopolowe okno. Po obu stronach portalu znajdują się nisze o półokrągłym zakończeniu. Powyżej cokołu występują na pierwszej kondygnacji cztery symetrycznie rozmieszczone okna w wnękach. Środkowe dwa okna pasmowe są sześciokwaterowe i opierają się na gzymsie cokołu, natomiast dwa boczne okna ośmiokwaterowe podkreślone są parapetami podokiennymi. Po bokach znajdują się szerokie lizeny z wnękami wyłożonymi cegłą bez tynku. Lizeny te kończą się na drugiej kondygnacji nachylonym parapetem, na którym opierają się krokształty okapu dachu. Okna drugiej kondygnacji o formach prostokątnych, leżą w osiach pierwszej kondygnacji, z tym, że dwa środkowe są pięciokwaterowe, po bokach znajdują się dwa dziesięciokwaterowe. Okna we wnękach podkreśla parapet. Zabytkowy obiekt pokrywa łamany dach oparty na podporach i uniesiony na ścianie skrzynkowej. W ścianie skrzynkowej znajdują się symetrycznie położone dwa czteropolowe świetliki. Dach jest czterospadowy z kalenicą o przebiegu ze wschodu na zachód i pokryty jest blachą ocynkowaną płaską. Dach oparty jest na ozdobnych wspornikach po trzy na narożach w płaszczyznach lizen i dwa proste wsporniki w środku elewacji wschodniej i zachodniej. Natomiast w elewacjach północnej i południowej znajdują się po trzy ozdobne wsporniki w lizenach narożnych oraz po dwa w lizenach naściennych i po jednym prostym między lizenami. Pozostałe elewacje rozplanowane są podobnie. Elewacja południowa szersza od wschodniej posiada oprócz narożnych skarp dwie lizeny o kształcie podobnym do lizen narożnych. Na elewacji cokołu między lizenami znajdują się półokrągłe trzy nisze. Powyżej gzymsu cokołowego na pierwszej kondygnacji, w trzech rozdzielonych lizenami wnękach, umieszczone są ośmiokwaterowe okna. Po dwa we wnęce zakończonej wspólnym parapetem. Druga kondygnacja jest analogiczna i kończy się okapem dachu na wspornikach, powyżej którego znajduje się ściana skrzynkowa zakończona dachem czterospadowym.

W ścianie skrzynkowej znajdują się trzy czterokwaterowe świetliki. Elewacja zachodnia jest taka sama jak wschodnia z tym, że w części cokołowej nie ma okna. Elewacja północna nawiązuje do południowej z tą różnicą, że z lewej strony w skarpie cokołu znajduje się wejście, do którego prowadzą żelbetowe schody ze stalową poręczą zakończone podestem. Na pierwszej kondygnacji powyżej cokołu na ceglanych pasach narożnych lizen owalne wnęki. Między lizenami występują po jednym oknie, a w części centralnej jest tylko wnęka bez okna. W drugiej kondygnacji występują tylko okna po bokach między lizenami, w części centralnej jest gładka ściana. Elewacja zakończona jest krawędzią dachu powyżej którego jest ściana skrzynkowa z trzema czteropolowymi świetlikami i dachem głównym.

Wybudowanie stacji wodociągowej w Prałkowcach (rys. 5) dało początek budowy nowej dzielnicy Przemyśla - Prałkowce. Obok stacji wodociągowej zaczęto budować domy jednorodzinne. Następnie pod koniec XX wieku wybudowano nowy kompleks stacji uzdatniania wody oraz osiedle domów wielorodzinnych. Nastąpił kolejny przestrzenny rozwój miasta.



Rys. 5. Budynek wodociągów miejskich w Prałkowcach, fot. B. Motyl

Fig. 5. Building of municipal water supply systems in Prałkowce, photo. M. Motyl

## 4. Perspektywiczne plany komunikacji miejskiej

Warto tu wspomnieć o przedsięwzięciu, które nie doczekało się realizacji z powodu wybuchu wojny w 1914 r., a mianowicie o planowanym uruchomieniu linii tramwajowych. Rozrastające się przestrzennie miasto aby sprostać swoim funkcjom potrzebowało wydajnego środka transportu zbiorowego. Powstały więc dwa projekty budowy linii tramwajowych. Pierwszy, który zakładał budowę dwóch linii tramwajowych, jednej łączącej dworzec Bakończyce przez ul. Dworskiego z wybrzeżem Cesarza Franciszka Józefa (dzisiejsza J. Piłsudskiego) i ulicą Sanocką o długości 5967 m oraz drugiej biegnącej ulicą Słowackiego, przez Plac na Bramie, ul. Franciszkańską, ul. Kazimierza, Rynkiem, ul. Kościuszki, przez most ul. 3-go maja do boiska Sokoła, o długości 3007 m. [32, s. 8] Drugi projekt opracowany w 1912 r. przez dr. inż. Jana Stud-

niarskiego był bardziej rozbudowany i były w nim zaprojektowane cztery trasy. Trasy te miały następujący przebieg: trasa 1- ul. 3-go maja, przez most na Sanie, ul. Kościuszki, Rynek Główny, ul. Kazimierza, ul. Franciszkańska, Plac na Bramie, ul. Mickiewicza, most przez tor kolejowy, ul. Lwowska, trasa 2 - ul. Sanocka, Wybrzeże Cesarza Franciszka, ul. Jagiellońska, Plac na Bramie, ul. Słowackiego, trasa 3 - Plac na Bramie, ul. Dworskiego, Dworzec Bakończyce, trasa 4 - ul. 3-go maja, ul. Grunwaldzka, ul. Węgierska. Oprócz torowisk i sieci trakcyjnej przewidywano budowę remiz na wozy tramwajowe. [33, s. 2] Planowano, że będzie na każdej linii po cztery wozy kursujące, co 7 i ½ min z szybkością 12 km/h, a w rezerwie miały być dwa wozy. [33, s. 8] Wybuch wojny niestety pokrzyżował te ambitne plany rajców miejskich, a miasto musiało w 1918 r. dokończyć przerwane wybuchem wojny inwestycje, a więc budowę wodociągów i modernizację elektrowni.

Omówione zamierzenia inwestycyjne miasta Przemyśla do 1918r, które z perspektywy minionych lat stały się jego kluczowymi zabytkami techniki, mogą nam uświadamiać, jak złożony jest proces rozwoju ośrodków miejskich i jak zależy to od wielu czynników, które nadal wpływają na rozwój tego miasta. Miasta wyjątkowego z uwagi na złożoną, wielokulturową, bogatą historię, ale również poprzez wyjątkową strukturę tkanki miejskiej, która zawiera elementy mieszkalnictwa, budownictwa przemysłowego i budownictwa wojskowego. Te komponenty zabudowy miejskiej występują oczywiście i w innych miastach, ale tylko w Przemyślu są ze sobą tak nierozerwalnie połączone, że nie tworzą osobnych dzielnic.

## Literatura

[1] Hauser L.: Monografia Miasta Przemyśla, Południowo - Wschodni Instytut Naukowy w Przemyślu, Przemyśl 1991 r.

[2] Uchwała Planu Regulacji Miasta Przemyśla z 23 XII 1891 r. w zbiorach Archiwum Państwowego w Przemyślu (dalej AP w P) sygn. 1713 w zbiorze AP w P.

[3] Dalecki M.: Przemyśl w latach 1867-1914. Przestrzeń, ludność, gospodarka, praca magisterska pod kierunkiem doc. dr hab. M. Nietykszy, Uniwersytet Warszawski Instytut Historyczny, Warszawa 1988/1989 r.

[4] Girtler K.: Przemyśl w zaraniu doby autonomicznej, Południowo - Wschodni Instytut Naukowy w Przemyślu, Przemyśl 1999 r., przedruk rękopisu z 1871r.

[5] Arłamowski K.: Rozwój przestrzenny Przemyśla, Rocznik Dziejów Społecznych i Gospodarczych, T.15, PWN, Poznań 1955 r.

[6] Zając I.: Karta Biała sygn. A-417 z 1983 r., w zbiorach Wojewódzkiego Urzędu Ochrony Zabytków z siedzibą w Przemyślu (dalej WUOZ w P).

[7] Bieńkowska Z.: Karta biała sygn. A-575 z 1983 r. w zbiorach WUOZ w P.

[8] Zając I.: Karta biała sygn. A-129 z 1986 r., w zbiorach WUOZ w P.

[9] Gazeta Przemyska z 17 kwietnia 1892 r., nr 31.

[10] Plan regulacji ulicy Słowackiego i drogi na Zielonkę sygn. 1729 AMP w zbiorach AP w P.

[11] Tramwaj Elektryczny sygn. 2160 w zbiorach AP w P.

[12] Kieferling K.: Karta biała sygn. A-533 z 1983 r. w zbiorach WUOZ w P.

[13] Bieńkowska Z.: Karta biała sygn. brak z 2009 r., w zbiorach WUOZ w P.

[14] Zając I.: Karta biała sygn. A-88 z 1986 r., w zbiorach WUOZ w P.

[15] Rosłoński R. K.: Projekt Kanalizacji Królewskiego Miasta Przemyśla, nakładem Gminy Miasta Przemyśl, Przemyśl 1917r.,w zbiorach AP w P, sygn. 1729.

[16] Zabytki architektury przemysłowej Przemyśla [w:] Archeologia Przemysłowa w Polsce, t. 3., wyd. Fundacja Otwartego Muzeum Techniki, Wrocław 2012.

[17] Sobala D., Mermon J., Folta L., Wilczak M., Stokłosa R.: Ekspertyza Stanu Technicznego i Koncepcja Rewitalizacji Mostu Kamiennego w Przemyślu, Rzeszów 1999 r. maszynopis w zbiorach Zarządu Dróg Miejskich w Przemyślu.

[18] Projekt dekoracji Kamiennego mostu, AMP sygn. 2156 w zbiorach AP w P.

[19] Kieferling K.: Karta biała nr A 705/709 2005 r., w zbiorach Wojewódzkiego Urzędu Ochrony Zabytków z siedzibą w Przemyślu.

[20] Gazeta Przemyska z 6 sierpnia 1893 r. nr 63, sprawozdanie z posiedzenia Rady Miasta Przemyśla.

[21] Gazeta Przemyska z 25 lutego1892 r. nr 16.

[22] Marzyński S.: Podstawy projektowania architektury, Arkady, Warszawa 1969 r.

[23] Łagoda M., Wrzesiński A., Olaszek P.: Ekspertyza dotycząca wiaduktu w ciągu ulicy Zana w Przemyślu, Warszawa 1990 r., maszynopis w zbiorach Zarządu Dróg Miejskich w Przemyślu.

[24] Sobala D., Czernik K., Siwowski T.: Ekspertyza Techniczna – Most Drogowy im. Orląt Przemyskich przez rzekę San w Przemyślu, Rzeszów 2002 r., maszynopis w zbiorach Zarządu Dróg Miejskich w Przemyślu.

[25] Towarzystwo Przyjaciół Przemyśla i Regionu nr. Zesp. 1677, sygn. 2, fot. 1 - 2.

[26] Most na Sanie. Zbiór pocztówek w zbiorach AP w P, sygn. ZP/I/280.

[27] Dalecki M.: Początki Przemyskiej Energetyki 1895-1918, Rocznik Historyczno-Archiwalny XVIII, Archiwum Państwowe w Przemyślu, Przemyśl 2004r.

[28] Raport finansowy elektrowni z 1918 r., Akta Miasta Przemyśla sygn. 2220 w zbiorach A P w P.

[29] Rak J. R., Nodżak M.: Historia wodociągów przemyskich, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 51, Rzeszów 2009.

[30] Idzikowski T.: Zespół Zbiorników Wodociągu Zasanie, 2008r., Karta Biała w zbiorach WUOZ w P.

[31] Motyl B.: Wodociągi Wojskowe w Twierdzy Przemyśl – referat.

[32] Projekt Tramwaju Elektrycznego w Przemyślu, Akta Miasta Przemyśla sygn. 2160 w zbiorach A P w P.

[33] Opracowanie Kolei Elektrycznej dla Przemyśla, Akta Miasta Przemyśla sygn. 2159 w zbiorach A P w P.

## TECHNICAL MONUMENTS OF PRZEMYŚL DURING TURN OF THE TWENTIETH CENTURY

**S u m m a r y**

In the second half of the nineteenth and at the beginning of the twentieth century the spatial development of Przemyśl was significantly influenced by three main factors: the construction of fortifications around the fortress of Przemyśl and the accompanying system of barracks and logistic facilities of the fortress within the city, the construction of the railway line linking Przemyśl with Cracow, Vienna and Lviv in 1859 as well as the construction of the railway line connecting Przemyśl through the Łupkowska pass with Hungary in 1872.

The third factor was the adoption of Przemyśl streets regulations (23rd December 1891) which concerned almost the entire city. It was a Europe-wide tendency connected with the period called the second Industrial Revolution.

In Przemyśl a new road and train transport system was developed. Moreover, modern for the contemporary standards marketplaces were built alongside with viaducts, technical infrastructure such as the station and a water supply system, a power station and sewer systems.

The engineering structures built at that time were used until the end of the twentieth century. After modernization and conservation works the architectural road investments have been included into modern urban functions and have been the witnesses of spatial development.

The historical infrastructure is an added value of cultural urban organism.

**Keywords:** cultural heritage, engineering buildings, old town, the city regulations, architectural detail

DOI:10.7862/rb.2016.154

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 137-147

**Dariusz GRYGO**[1]

# PROPOSAL FOR BUILD A TEST STAND TO THE STUDY WATER RAM BASED ON THE RECOMMENDATIONS CONSTRUCTION

The main aim of this article was developed of a test stand to a study physics phenomena accruing at work in a ram water based on the construction recommendations. The experience gained by a number of attempts allowed to the developed construction recommendations that allowed to adjust the test stand to perform various studies of physics phenomena occurring at the work of water ram and easy adaptions to the new requirements. The article includes: the review of the test stands on which performed the study in the history and in the present times, description of the construction recommendations of the universal test stand and the proposal of the test stand developed based on the construction recommendations. Motivation to take up this issue follows from the interest of devices that work in an unconventional way, devices used a renewable energy that can be used in household e.g. to improve their energy balance, delivery water to houses, drinking water for animals, fields irrigation, etc. Analysis of the literature of the water ram, test stands and their performance shown that it is small and typically old development in popular science form. In times of intensive search new sources of renewable energy reactivation of this type equipment may be highly probable.

**Keywords:** ram water, test stand, performance, water hammer

## 1. Introduction

Analyzing the literature information about place of locations of water ram and test stands cannot find information on manual construction of the measuring test stand based on the construction recommendations.

The main aim of the work is proposal for build the test stand used to the perform various studies of physics phenomena occurring in work of ram water based on the recommendations construction.

The motivation of the work are machinery and devices that their actions is based on an unconventional way by using renewable energy. Devices that can be

[1] Dariusz Grygo, Department of Mechanical and Machine Design, University of Warmia and Mazury in Olsztyn, Oczapowskiego 11, 10-719 Olsztyn, e-mail: dariusz.grygo@gmail.com

used in the household e.g. to improve their energy balance, free delivery water, gardens irrigation, water processing of technological.

The paper describes an overview of the historical and present day test stands on which made the research, developed the construction recommendation to the build universal test stand, describes examples of the test stand in conclusion interpreted the test stand in relation to the aim if this publication.

This article is a continuation of the work of previous publications. In "Ram Water - the forgotten device" [6] collected basic information about ram water presented an analysis of the current possibilities of their use, and the main motivations to start testing. In "Stages work of water ram" [8] described in detail a single cycle of water ram and proposed the author's division into three phases, referring to the major changes taking place in the device physical phenomena. In „Proposals for the use of water rams " [7], proposed to groups of potential customers that can be used the water ram. Several new articles were sent to publishers. The present article is a continuation of a series of publications and presents proposal of the test stand based on the construction recommendations.

The water ram is a kind of water pump to lifting water to higher levels ($h_c$) then a level height of the supply water source ($h_s$) (Fig. 1). The water ram action is based on the use of the kinetic energy of water flowing through the ram. The supply water sources can be any flow e.g.: river, stream, lake, etc., important is only that the flow must provide adequate water flow ($\dot{V}_s$), that will create an appropriate a water hammer necessary to further correct its work [3, 14, 15].

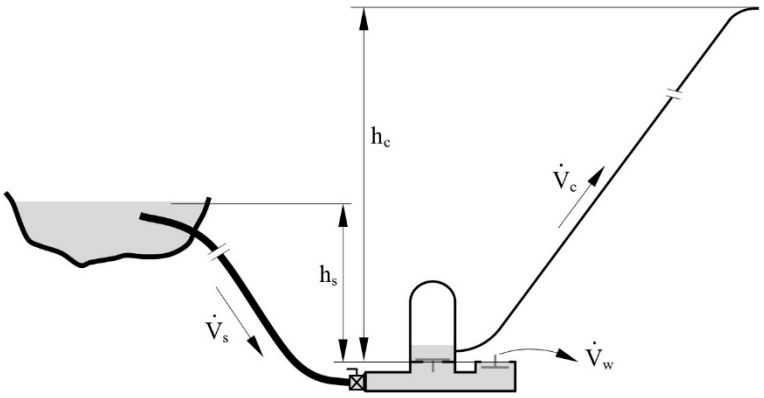



Fig. 1. Scheme of water ram (source: own materials)

Rys. 1. Schemat tarana wodnego (źródło: materiały własne)

Analyzing history of the water ram can find information describing how the rams were testing [1, 9, 10]. Already in 1804 Eitelvein (in Germany) performed more than 1000 experimental trials for their actions [12, 15]. In subsequent years appeared first publications among others in magazines such as The Farmer’s

Cabinet and The American Farmers in United States [3, 5, 11] where were also contained information concerning their performance. In 1834 American entrepreneur Strawbirge H. began mass production of this type devices (but not managed to find literature information how the devices were tested and how determined the parameters their work).

James Clarke (designers of water rams) [3] in his book gives information about the water ram and various types the measures test stands. Clarke [3] gives the results of measurements carried out on the basis tests in which were made changes in individual elements of the test stand for example: water tanks, pipe lengths, bends, etc.

John Calhoun [2] in his publication show the whole process of building a water ram and their individual components also he published commentary, how to prepare various elements of water ram, described the principle of operation, gives performance results and the simple mathematical equations.

Manufacturer of the water ram Derkor [4] (China) on his website gives a lot of information on produced water ram inter alia technical specifications, performances. Derkor [4] presents various diagrams of measuring test along with their regulatory capabilities of water ram.

Another example is a company manufacturing ram pump in Thailand, Meribah Ram Pump [13] performed tests under natural conditions and on a professional test stand.

In depending where the test stand of water ram is placed can be made their division:

1. Professional test position – these are special placed having regulations of level of supply source and delivery water. This group includes mainly manufacture of water ram.
2. Natural place – the source of the water is a lake, stream, river, etc., while place of water delivery is tank located higher than the water source for example water tower. An example of such an installation is the water ram in village Kajny close Olsztyn (Poland) (Fig. 2). It should be noted that the regulate of the height source water is carried out by placing the drive pipe in appropriate place of the stream while regulate of the height level of the delivery water by placing outflow in appropriate height level of hills (by manipulated the piping length are obtained appropriate levels of the supply source and water lifting).
3. Temporary placed (unprofessional test stand) – usually are places in the household where the position was built with makeshift elements (pallets, ladders, platforms, etc.). Such test stands are to check in the context of their actions (whether this ram at all working). The water sources are usually tanks once filled water and the height of delivery is checked using racks for example: ladder, pole, boom, tree, part of buildings, etc.

a) b)

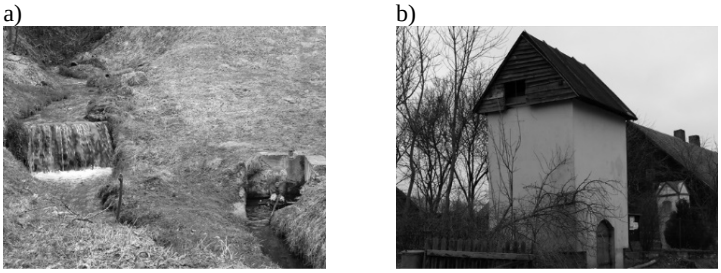


Fig. 2. Water ram in village Kajny: a) water ram and stream, b) water tower (source: own materials)

Rys. 2. Taran wodny we wsi Kajny: a) taran wodny i strumień, b) wieża ciśnień (źródło: materiały własne)

## 2. The construction recommendation

The work on the construction of test stand began to draw up a list of requirements. Requirements for the test stand were developed based on previously performed test stands on which were made a series of tests. The test stand should comply with the following assumptions.

- functionality – the construction should be adapted to the possibility of carrying out various studies, modernization, expansion, dismantling, transport the whole structure or its part.
- cheapness – the structure should be made of components generally available in retail chains but with an appropriate quality components or assemblies of the test stands.
- reliability – construction should allow for testing without failure for not less than projected include the nature and conditions of work of ram water.
- durability – construction should maintain the stability of the entire system take into account the conditions of the study.
- lightness – the structural (their elements and measuring system) should be constructed from materials to allow expansion whole test in easy way, transportation for example in natural conditions.
- faithfulness to natural conditions – the structure should largely replicate natural conditions.
- easy of operation – design should ensure operation easy access to the adjustment points, ease of maintenance and repair, disassembly, replacement of components.
- environmental protection – protection of the environmental and the working environmental in accordance with applicable regulations and standards. Compliance with the requirements of construction safety and health.

On the basis of these construction recommendations made proposals for built of the test stands.

## 3. The supply system

The supply system of water ram in the natural conditions is any flowing watercourse for example river, stream, etc. It is important that such a flowing watercourse must provide adequate velocity flow of water to the water ram. The water ram to its work uses the kinetic energy of flowing water. Quickly stop the flow of water by closing the impulse valve creates the water hammer in working zone. The water hammer effect on its the correct operation and its performance. In the laboratory these natural source of water should be replaced with an element that could accumulate a certain amount of water. It is this purpose can use: tubes, trays, tanks, cylinder, etc., but keep in mind to ensure a constant supply of water.

Proposals supply source of water ram is shown in Figure 3. The system shown in Figure 3a was created with supply source water where uses a water tank (1) with supporting system and electro-mechanical system (2). To the built construction were used scaffolding (20 frames) with its subsequent possibility reconstruction or expansion. The scaffolding was set in a wood level bench (3). In the center of scaffolding (4) was inserted water tank (1) suspended by steel slings (5) to the hook (6) electro-mechanical winch (2) with a capacity of 1000 [kg]. The electro-mechanical winch mounted to a structural bench (7). Lifting the tank is via the control panel (8). In this way performed the construction allows for smooth adjustment of the water supply source to the specified height using the electric winch (lifting or lowering the tank). The height reading occurs by using a tape measure (9) or a pressure gauge (10). The used way to suspension of tank allows to change its quickly.

Alternatively, to this proposal is to use water cylinder of sufficient width (1) and height show in Figure 3b. The water supply source positioned vertically on a level construction bench (2). In the lower part of the cylinder mounted flow out of water (3) that is connected to the water ram and connectors to the city water (4). The regulation height of level water is the basis on maintenance of the appropriate amount of the water in the cylinder (system). The height of water level is reading by use a measuring tape (5) end a pressure gauge (6).

## 4. The receiving system

The receiving system of water ram (delivery point / collector) (Fig. 4) is used to receive water that was lifted (pumped) by water ram. In natural conditions this is usually a water reservoir (tank) located at a height substantially higher than the water source for example water tower.

The proposal of the receiving system shown in Figure 4. To build this system uses flexible pipe (1) that water flow from the water ram to the collector (3). The pipe is connected by means of the quick couplings with steel pipe (2) that is a sling for this system. The pumped water by pipe (1) and the steel pipe (2) flow

to the tank (3) (collector) that was made from steel pipe with diameter 2 [in] (the collector capacity 1.5 [$dm^3$]). The use of such collector provides the ability to collect time there a lite among of water for example at the malfunctioning of the ram, delivery part or all system. Next the water flows freely by pipe (4) to the measurement system shown in Figure 5 or 6. Adjusting of the height of the system is done using rope (5) mounted to winch. Reading height is carried out using a tape or an electronic rangefinder.

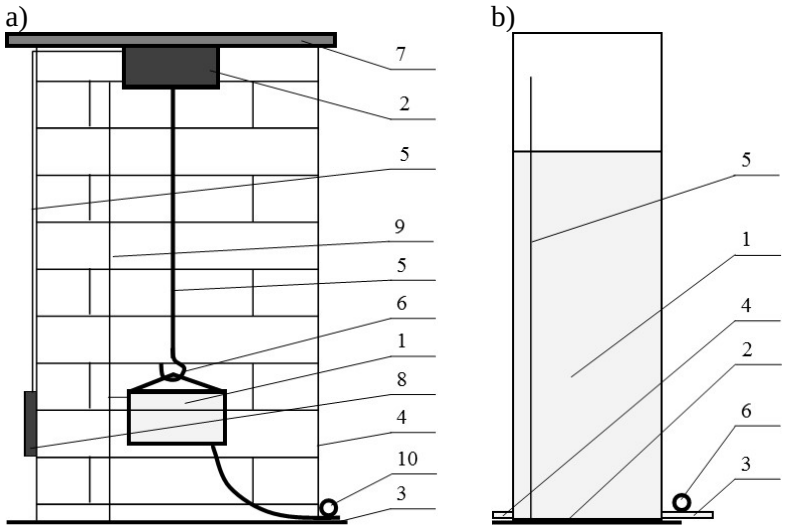



Fig. 3. The supply system: a) water tank, b) water cylinder (source: own materials)

Rys. 3. System zasilający: a) zbiornik wodny, b) cylinder wodny (źródło: materiały własne)

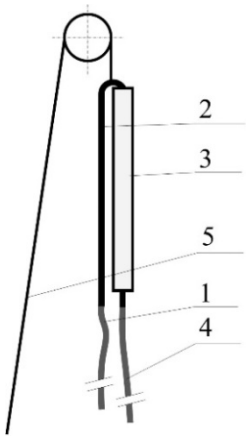



Fig. 4. The receiving system (source: own materials)

Rys. 4. System odbiorczy (źródło: materiały własne)

## 5. The measurement system

The performance of water ram can determine uses the mass or volumetric flow rate. Presented below proposal such systems allows to measure flow rate in two zones at the same time. The mass flow rate system is shown in Figure 5. It consists with two intermediate tanks (1 and 2) that are suspended on the force sensor (3 and 4) and main tank (5). The tank (1) receives water with working zone of the water ram that flow by impulse valve and the tank (2) receives water with pressure zone (from collector). To the tanks (1 and 2) mounted stop valves (6 and 7). The main tank (5) is equipped with a pump (8) and elastic pipe (9) leading to the tank (1 in Figure 3) constituting the supply water source of ram. These elements allow operation of test stand without a continuous supply water from outside, trebly significantly reducing the cost of testing.

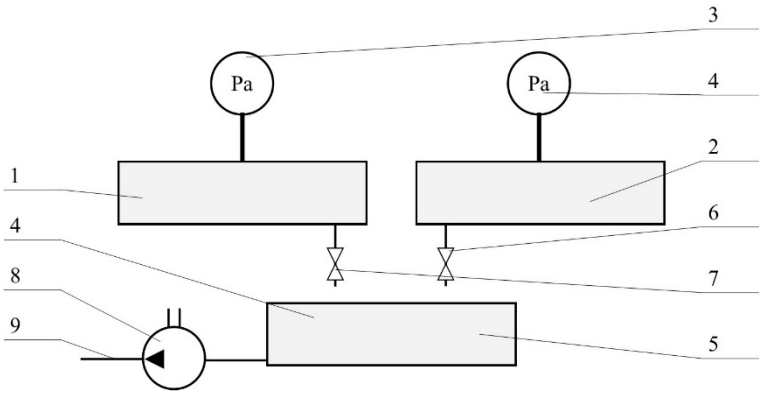



Fig. 5. The mass rate flow system (source: own materials)

Rys. 5. System pomiarowy masowego natężenia przepływu (źródło: materiały własne)

The volumetric rate flow system is presented in Figure 6. It consists of two intermediate tanks (1 and 2) where below mounted water meter (4 and 5) equipped with pulsars (1 pulse – 1 $dm^3$). The water meters were connected to an electronic counters pulses (6 and 7). Directly from the counters pulses takes readings of the amount of water that flow appropriate zones. Next the water flows into the tank (3) and form there via the electric water pump (8) and elastic pipe (9) to the main supply tank.

The choice of method is made on the basic of the testing time and its accuracy. The method of measuring mass flow rate allows for quick execution of the study. The mass of water gathering in tank can be read directly from the sensor. Long term study (week, month) is performed using volumetric flow rate. The choice of method volumetric flow rate can additionally check the all terms of the constructions recommendations.

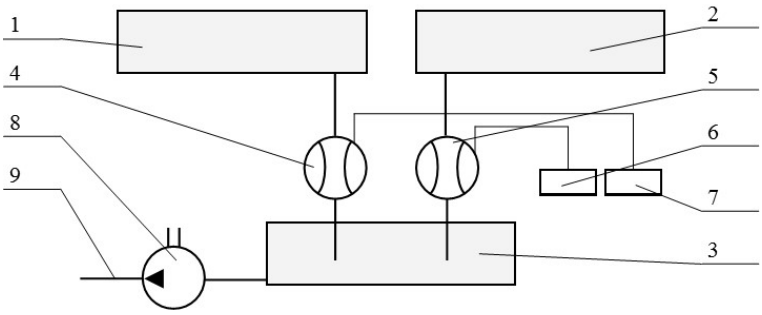



Fig. 6. The volumetric rate flow system (source: own materials)

Rys. 6. System pomiarowy objętościowego natężenia przepływu (źródło: materiały własne)

## 6. The test stand

In Figure 7 presented in whole proposal of the test stand to measure a variety physics phenomena occurring in water ram during its operation taking into account the constructions recommendations. The biggest trump of this test stand is the ability to adjust the height of supply water source and lifting water in smooth way.

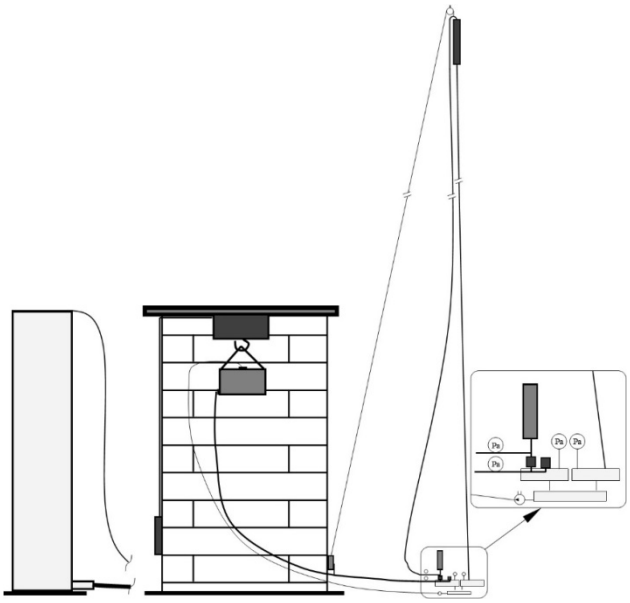


Fig. 7. The test stands to measure phenomena accruing in ram water (source: own materials)

Rys. 7. Stanowisko testowe do badań zjawisk zachodzących w taranie wodnym (źródło: materiały własne)

## 7. Conclusions

The main aim of this article was proposal for built the test stand used to the measure various studies occurring while working in water ram based on the construction recommendations.

Shown the test stand meets all requirements in terms of construction recommendations. The main advantages of this whole system is its functionality. To the advantages may also include a quick replacement of individual components as necessary (pipes, structural elements, etc.) and the entire system or its part can be transported to another location. The test stand can be easily expanded to the current needed of research for example public shown of water ram action (popularization of water ram) (Fig. 8). The proposed measurement system mass and volumetric flow rate ensure easy testing. I should also mention environmental protection. The present process flow water will not be wasting the water even over long periods of testing. The stable and durable components ensure the safety perform the study.

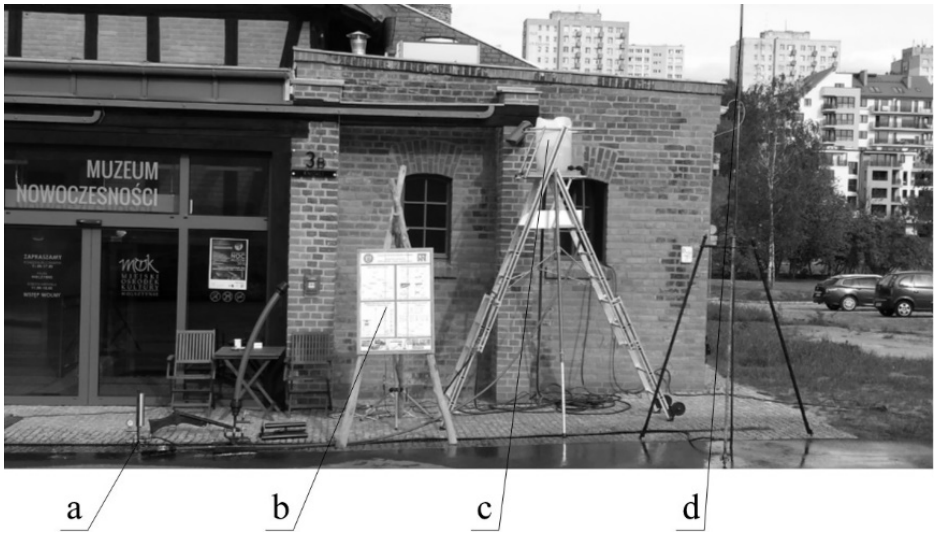



Fig. 8. Public shown of water ram action (Museum of Modernity in Olsztyn): a. water ram, b. information board, c. supply water source, d. water delivery (source: own materials)

Rys. 8. Publiczny pokaz pracy tarana wodnego (Muzeum Nowoczesności w Olsztynie): a. taran wodny, b. poster, c. system zasilający, d. system dostarczania wody (źródło: materiały własne)

## References

[1] Awulachew S.: Pumps for small-scale irrigation, 2009, Retrieved from http://ilri.org/infoserv/Webpub/fulldocs/IWMI_IPMSmodules/Module_4.pdf.

[2] Calhoun J.: Home built hydraulic ram pumps, 2003, Retrieved August 2014, from http://www.homepower.com/how-ram-pump-works.

[3] Clarke J. W.: Hydraulic rams their principle and construction, 1900, Retrieved from https://archive.org/details/hydraulicramsth03clargoog.

[4] Derkor: How does hydraulic ram work? 2014, Retrieved from http://www.rampumps.net/face/20120410150106.html, March 2014.

[5] Furze J.: Compendium in hydraulic ram, University of Aarhus. Faculty of Political Science, 2012, Retrieved from http://www.slideshare.net/Fatin62c/compendium-in-hydraulic-rampumps.

[6] Grygo D.: Ram pump - the forgotten device (in Polish), 2014, Poznan: III National Conference of Students Scientific Research, ss. 68-80.

[7] Grygo D., Sobieski W.: Proposals for the use of water rams (in Polish), 2015, Retrieved from http://www.itep.edu.pl/wydawnictwo/woda/index.php?id=zeszyt_50_2015&rr=1.

[8] Grygo D., Sobieski W., and Lipiński S.: Stages work of water ram (in Polish), 2014, Retrieved from http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/jceea-61/jceea-613-1-14.

[9] Jennings G.: Hydraulic Ram Pumps. Waret Quality & Waste management, 1996, pp. 4-6.

[10] Jong P.: Hydraulik rams. Delf University of Technology, 2015, ss. 4-6.

[11] Lansford W. M., Dugan W. G.: An analytical and experimental study of the hydraulic ram, Bulletin of the University of Illinois (United States), Vol. XXXVIII, No. 22, 1941.

[12] Maruchin W., and Kutienkow W.: A hydraulic ram - thoroughly forgotten the old idea (in Polish), 2014, Retrieved from http://www.pinopa.republika.pl/Tarpend_pl.html.

[13] Meribah Ram Pump: Meribah Ram Pump Proved & reliable Water Pumping Solution. Retrieved from http://www.meribah-ram-pump.com/index.php?id=29, 2014.

[14] Mohammed S. N.: Design and Construction of a Hydraulic Ram Pump. Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies, Vol. 11, 2007, pp. 59-70.

[15] Watt S. B.: A manual on the hydraulic ram for pumping water, 1975, Retrieved from http://www.watersanitationhygiene.org/References/EH_KEY_REFERENCES/WATER/Water%20Pumping/Ram%20Pumps/Hydraulic%20Ram%20Pump%20Manual%20(ITDG).pdf.

## PROPOZYCJA BUDOWY STANOWISKA POMIAROWEGO DO BADAŃ RÓŻNYCH ZJAWISK ZACHODZĄCYCH W TARANIE WODNYM W OPARCIU O ZALECENIA KONSTRUKCYJNE

**Streszczenie**

Głównym celem artykułu było opracowanie stanowiska laboratoryjnego służącego do przeprowadzania badań zjawisk zachodzących podczas pracy w taranie wodnym w oparciu o zalecenia konstrukcyjne. Zalecenia konstrukcyjne opracowano na podstawie wcześniej wykonanych oraz testowanych prowizorycznych stanowiskach pomiarowych. Zdobyte doświadczenie na podstawie

wielu prób pozwoliło na opracowanie zaleceń konstrukcyjnych stanowiska, które umożliwiają dostosowanie stanowiska do wykonania różnych badań zjawisk występujących podczas pracy tarana oraz łatwe dostosowanie stanowiska do nowych potrzeb. Artykuł zawiera: przegląd stanowisk pomiarowych na których dokonywano pomiarów w przeszłości oraz współczesnych, zalecenia konstrukcyjne do budowy uniwersalnego stanowiska pomiarowego oraz propozycję budowy stanowiska pomiarowego opartego o zalecenia konstrukcyjne. Motywacja do zajęcia się tą tematyką wynikła z zainteresowań urządzeniami, które pracują w sposób niekonwencjonalny wykorzystujące energię odnawialną, do których niewątpliwie należą tarany wodne, urządzenia, które można wykorzystać w gospodarstwach domowych. Analiza literatury na temat taranów wodnych oraz ich wydajności wykazała, iż jest ona niewielka i są to zazwyczaj stare opracowania w formie popularno-naukowej. W czasach intensywnych poszukiwań nowych źródeł energii odnawialnej reaktywacja tego typu urządzeń może okazać się wysoce prawdopodobna.

**Słowa kluczowe:** taran wodny, stanowisko laboratoryjne, uderzenie hydrauliczne, wydajność

DOI:10.7862/rb.2016.155

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 149-164

**Maciej KALINOWSKI**[1]

# PROBLEMY MONITORINGU PRZEPŁYWU ŚCIEKÓW I MIĄŻSZOŚCI OSADÓW W PRZEŁAZOWYCH KOLEKTORACH

Celem artykułu jest uzasadnienie potrzeby włączenia pomiarów miąższości osadu kanałowego do monitoringu sieci kanalizacyjnej oraz przedstawienie i przeanalizowanie problemów technicznych związanych z prowadzeniem pomiarów przepływu ścieków i miąższości osadu w przełazowych kolektorach. Na podstawie analizy dostępnej literatury przedstawiono również obecne możliwe kierunki poprawy monitoringu osadu w sieci kanalizacyjnej. Artykuł zawiera analizę wpływu błędu pomiarowego miąższości osadu na estymację pola powierzchni przekroju poprzecznego osadu i ścieków. Na podstawie pomiarów w kolektorze grawitacyjnym o średnicy 1800 mm oceniono wpływ miąższości osadu dennego w kolektorze na jego sprawność hydrauliczną.

**Słowa kluczowe:** pomiary terenowe, współczynnik szorstkości, wzór Manninga, natężenie i prędkość przepływu, grubość osadu, niepewność pomiarowa

## 1. Wstęp

W ostatnich kilkunastu latach obserwowany jest szybki wzrost liczby wdrożonych w Polsce systemów monitoringu sieci kanalizacyjnych zintegrowanych w różnym stopniu z systemami GIS i modelami hydraulicznymi [4, 18]. Systemy te nie uwzględniają pomiarów osadów kanalizacyjnych lub uwzględniają w stopniu nieproporcjonalnie małym w stosunku do wagi i skali problemu [1, 2]. Zapewne jedną z przyczyn tego stanu są trudności w opomiarowaniu i eksploatacji systemu monitoringu oraz ilościowego opisu zjawisk powstawania i transportu zanieczyszczeń w systemach kanalizacyjnych.

Według Institute Francais de L'Environnement w samej Francji w 2008 roku większość kanałów o łącznej długości 373300 km było zagrożonych przez zgromadzone osady kanałowe, zaś w Wielkiej Brytanii oceniono, że 25000 km jest w znacznym stopniu zapełnionych osadami. W półmilionowym mieście Nantes (Australia) corocznie usuwanych jest 2000 t osadu z kolektorów o długo-

[1] Maciej Kalinowski, Przedsiębiorstwo Gospodarki Komunalnej Sp. z o.o., 05-091 Ząbki, ul. Piłsudskiego 2, tel.: (22) 781-68-18 wew. 259

ści 134 km [8]. Z kolei według EBC (European Benchmarking Co – Operation) [7] jednym z kluczowych wskaźników niezawodności działania systemów kanalizacyjnych jest liczba zatorów w kanalizacji przypadających na 100 km w ciągu roku. W 2015 roku wartość tego wskaźnika w krajach UE zawierała się w szerokich granicach od 0 do 245 zatorów/100 km/rok przy medianie 40,9 zatorów/100 km/rok.

Monitoring uwzględniający opomiarowanie osadu w kanalizacji jest niezbędny do ograniczenia niekorzystnego odziaływania zrzutów burzowych na odbiorniki, do planowania zadań usuwania osadu, zapobiegania wylewiskom na powierzchnię zlewni, a także do racjonalnego rozliczania usług świadczonych przez firmy wodociągowo-kanalizacyjne na rzecz użytkowników systemów kanalizacyjnych.

Z powyższych spostrzeżeń wynika cel niniejszego artykułu, którym jest uzasadnienie potrzeby włączenia pomiarów miąższości osadu kanałowego do krajowego monitoringu sieci kanalizacyjnych oraz przedstawienie technicznych problemów związanych z prowadzeniem pomiarów przepływu ścieków i miąższości osadu w przełazowych kolektorach i zarysowania możliwości poprawy sytuacji w tym zakresie.

## 2. Problematyka osadów kanałowych

Zarządzanie osadem dennym w kolektorach jest jednym z głównych zadań eksploatacyjnych w przedsiębiorstwach wodociągowo- kanalizacyjnych.

Wymienić można podstawowe zagadnienia występujące w planowaniu strategii zarządzania osadami kanałowymi [20]:

- planowanie czyszczenia kanałów [20],
- projektowanie i instalowanie płuczek kanałowych [20],
- szacowanie i ograniczanie ryzyka wylewisk [20],
- ograniczenie częstości występowania zrzutów z przelewów burzowych [15],
- redukcja ładunku zanieczyszczeń związana ze zjawiskiem erozji osadów [15].
- ograniczenie emisji związków złowonnych emitowanych do powietrza atmosferycznego,
- zapewnienie odpowiednich warunków BHP dla pracowników eksploatujących sieci kanalizacyjne,
- dostarczenie danych do kalibracji i walidacji modeli hydraulicznych,
- dokonywanie rozliczeń między podmiotami zużytkowującymi dany system kanalizacyjny.

Do racjonalnego opracowania każdego z wymienionych zadań konieczna jest znajomość następujących, powiązanych między sobą parametrów [19]:

- natężenia i prędkości przepływu,
- napełnienia ściekami sieci kanalizacyjnej z osadem,
- miąższości i objętości osadu w funkcji czasu i przestrzeni,

- własności fizycznych osadów,
- jakości ścieków.

W celu dokonania predykcji tych parametrów konieczne jest użycie modeli hydraulicznych poddanych kalibracji i walidacji.

## 3. Pomiar natężenia przepływu

W przypadku najczęściej stosowanych w kanalizacji metod „powierzchnia – prędkość" pomiar natężenia przepływu w kolektorze z osadem $Q_s$ (l/s) jest pośredni i obliczany jest z równania ciągłości przepływu:

$$Q_s = 10^{-3} \cdot A_3(h_s) \cdot V_s \tag{1}$$

gdzie: $A_3$ – pole powierzchni przekroju czynnego strugi ścieków [$m^2$];
$V_s$ – pomierzona średnia prędkość w przekroju poprzecznym [m/s];
$h_s$ – głębokość ścieków [m].

Generalnie brak jest uwarunkowań prawnych odnośnie dokładności pomiaru prędkości i przepływu ścieków [14]. Jedynie Dz.U. z 2014 poz.1800 w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego przewiduje, że pomiaru natężenia przepływu ścieków komunalnych dokonuje się z dokładnością: 1) dla oczyszczalni ścieków o RLM poniżej 2000 - 15%; 2) dla oczyszczalni ścieków o RLM od 2000 do 14999 - 10%; 3) dla oczyszczalni ścieków o RLM od 15000 - 5 %. Sytuacja taka oznacza brak możliwości określenia błędu pomiarowego przed zainstalowaniem i uruchomieniem przepływomierza oraz brak ustawowo zdefiniowanych sposobów sprawdzania dokładności [14].

W zaleceniach producentów przepływomierzy stawiany jest wymóg lokalizacji przepływomierzy na odcinkach kanałów bez osadów i zaburzeń pola prędkości, prostolinijnych, o stałym spadku dna kanałów na określonej ich długości w górę od przepływomierza [19, 20].

Z drugiej strony znane są wytyczne eksploatacyjne, które wymagają stosowania układów pomiarowych uwzględniających gromadzenie się osadów [24].

W praktyce spełnienie wszystkich wymogów oraz dotrzymanie dokładności pomiarowej deklarowanej przez producentów jest rzadko możliwe do zrealizowania, co może powodować rezygnację ze stosowania przepływomierzy i wywoływać związane z tym problemy eksploatacyjne.

Jeśli nawet założyć, że w chwili zainstalowania wszystkie te wymogi zostały spełnione, to później, w czasie eksploatacji, warunki przepływu mogą się niekorzystnie zmienić w stosunku do warunków producenta spełnionych w chwili zainstalowania przepływomierza, wpływając na pogorszenie jego charakterystyki metrologicznej.

Bertrand-Krajewski [2] szacuje błędy pomiarowe natężenia przepływu w sieciach kanalizacyjnych dochodzące do +/-50 do +/- 100% wskutek zaniechania lub niewłaściwej kalibracji i weryfikacji przepływomierzy oraz wadliwie dobranych i zlokalizowanych czujników pomiarowych.

## 4. Pole powierzchni przekroju osadu i ścieków

Pole powierzchni przekroju osadu oraz przekroju czynnego strugi ścieków (rys.1) obliczane jest ze wzorów trygonometrycznych (2-7).

$$\alpha_1 = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{h_{os}}{D}\right) \tag{2}$$

$$\alpha_2 = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{h_{os}}{D} - 2 \cdot \frac{h_s}{D}\right) \tag{3}$$

$$\alpha_3 = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{h_{sb}}{D}\right) \tag{4}$$

$$A_1 = (0{,}125 \cdot D^2) \cdot (\alpha_1 - \sin \alpha_1) \tag{5}$$

$$A_2 = (0{,}125 \cdot D^2) \cdot (\alpha_2 - \sin \alpha_2) \tag{6}$$

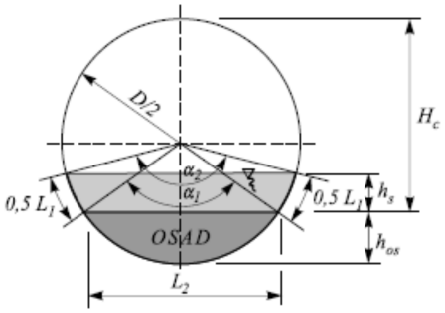
$$A_3 = A_2 - A_1 \tag{7}$$

gdzie: $\alpha_1$ – kąt środkowy szerokości osadu [rad];
$\alpha_2$ – kąt środkowy szerokości zwierciadła scieków w kolektorze z osadem [rad];
$\alpha_3$ – kąt środkowy szerokości zwierciadła scieków w kolektorze bez osadu [rad];
$A_1$ – pole powierzchni przekroju poprzecznego osadu [$m^2$];
$A_2$ – pole powierzchni przekroju poprzecznego osadu i ścieków [$m^2$];
$h_{os}$ – miąższość osadu [m];
$h_s$ – głębokość napełnienia ściekami [m];
$D$ – średnica kolektora [m];
$A_3$ – pole powierzchni przekroju poprzecznego ścieków [$m^2$].

Ponieważ sonda do pomiaru napełnienia nie może być przesłaniana przez osad, lokalizowana jest zwykle w najwyższym punkcie na stropie kolektora. Stąd pomiar napełnienia ściekami $h_s$ w kolektorze o przekroju kołowym jest realizowany pośrednio poprzez obliczanie ze wzoru:

$$h_s = D - h_p - h_{os} \tag{8}$$

gdzie: D – pomierzona średnica wewnętrzna kolektora [m];
$h_p$ – pomierzona odległość między zwierciadłem ścieków a najwyższym punktem na stropie kolektora [m];
$h_{os}$ – grubość osadu [m].




Rys. 1. Przekrój poprzeczny kolektora z osadem

Fig. 1. Cross section of sewer pipe with sediment

Ze wzorów (1-8) wynika, że parametrami wpływającymi na niepewność pomiarową pola powierzchni przekroju poprzecznego jest miąższość osadu oraz pomiar od góry do zwierciadła ścieków. Należy dodać, ze niekorzystny wpływ na dokładność i niezawodność pomiarów $h_s$ dokonywanych „od góry przez powietrze" wywiera piana i kożuchy oraz ciała stałe gromadzące się na powierzchni ścieków.

Rutynowe pomiary miąższości osadu wykonywane są manualnie przy pomocy stalowego pręta z ostrym zakończeniem, na który nasunięty jest przesuwny kołnierz. Pręt wprowadzany jest pionowo przez osad do dna kanału, zaś kołnierz przesuwany jest do powierzchni osadu. Miejscem pomiaru są zazwyczaj studnie i komory na sieci kanalizacyjnej. W badaniach naukowych pomiar miąższości odbywa się podobnie, lecz z większą częstością dostosowaną do występowania zjawisk przepływowych w kanale [1].

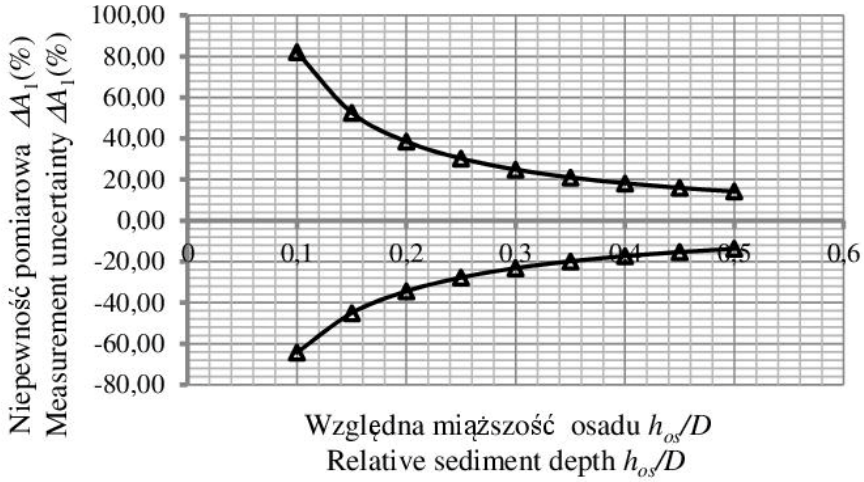
Manualną metodę pomiarową charakteryzuje szereg zasadniczych wad i ograniczeń wynikających nie tylko z przyjętej metody prowadzenia pomiarów, lecz również z bardzo trudnych i niebezpiecznych warunków pracy w kanałach i konieczności zachowania zasad BHP:

- wysoka niepewność pomiarów,
- niewielka częstość wykonywania pomiarów,
- niemiarodajna do oceny miąższości osadu lokalizacja punktów pomiarowych,
- brak ciągłości pomiarów,
- brak możliwości ustalenia profili poprzecznych i podłużnych osadu podczas przepływów generowanych opadami,
- zagrożenie dla zdrowia i BHP osób prowadzących pomiary.

Niepewność pomiarową metody manualnej oszacowania pola powierzchni przekroju poprzecznego osadu i pola powierzchni przekroju poprzecznego oszacowano metodą numeryczną „min- max" [10].

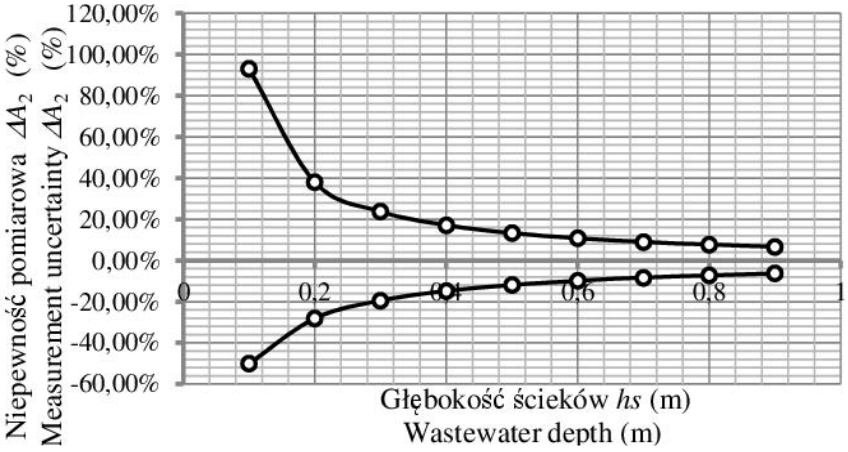
Niepewność pomiarowa powierzchni przekroju poprzecznego osadu lub ścieków jest w tym przypadku powodowana błędem pomiaru miąższości osadu i obliczana jest z równań (2-5).

Zakładając błąd pomiaru miąższości osadu $\Delta h_{os}$ = +/- 0,03 m oraz pomiaru od góry położenia zwierciadła ścieków $\Delta h_{ps}$ = +/- 0,005 m oszacowano przedziały zmienności niepewności pomiarowych pola powierzchni przekroju osadów (rys. 2) oraz pola powierzchni przekroju ścieków (rys. 3) w zależności od miąższości osadu $h_{os}$ oraz głębokości ścieków $h_s$.




Rys. 2. Niepewność pomiarowa pola powierzchni przekroju poprzecznego osadu $\Delta A_1$

Fig. 2. Measurement uncertainty of sediment cross section area $\Delta A_1$




Rys. 3. Niepewność pomiarowa pola powierzchni przekroju poprzecznego osadu $\Delta A_2$

Fig. 3. Measurement uncertainty of sediment cross section area $\Delta A_2$

Oszacowane, wyżej wymienione niepewności pomiarowe (rys. 2, 3) są wyższe w przedziale głębokości 5-10 cm i zbliżone w przedziale głębokości 60-80 cm od/do niepewności pomiarowych natężenia przepływu określonych przez Nagańskiego I. dla kanałów jajowych bez osadu [13].

## 5. Pomiar prędkości przepływu

Pomiar średniej prędkości przepływu ścieków w kolektorach grawitacyjnych o swobodnym zwierciadle ścieków odbywa się zazwyczaj metodą ultradźwiękową[14, 23, 24].

Jednym z głównych warunków prawidłowej lokalizacji przepływomierza jest zapewnienie pola prędkości w przekroju pomiarowym zbliżonego do symetrycznego [1, 8, 23]. W rzeczywistości wymóg taki nie jest zawsze spełniony.

Wpływ na rozkład pola prędkości, a co za tym idzie na wartość średniej prędkości mają takie czynniki, jak [13]: zmiana geometrii przekroju poprzecznego i podłużnego ścieków czynnego wskutek lokalnego nagromadzenia się osadu i ciał stałych („dead dogs"), dopływów bocznych, nadmiernych zmian kierunków trasy kanału i spadku dna, zmienna szorstkość ścian kanału i powierzchni osadu, fale stojące, odskok hydrauliczny, błąd ustawienie czujnika prędkości.

Stevens [16] przytacza test wykonany przez Environmental Technology Verification (ETV- EPA) w czynnym kolektorze. Wyniki tego testu wykonanego w dwóch sąsiednich przekrojach pomiarowych i przedstawione na wykresach „napełnienie/prędkość" wskazują na pojawienie się odskoku hydraulicznego, który spowodował wysoki 25% błąd pomiarowy natężenia przepływu.

Ciekawych danych odnośnie wpływu różnych zaburzeń pola prędkości przepływu dostarczyły badania rozkładu prędkości wykonane przez Kouyi [9] dla kanałów betonowych o średnicy 1,5 m. Posługując się programami CFD-Ansys CFX12 i Ansys Fluent 13 autor wykonał symulacje numeryczne dla różnych wartości współczynnika heterogeniczności pola prędkości ($I_x$) i relacji szerokości swobodnego zwierciadła ścieków do odległości ($X$) od miejsca osobliwości. Wyniki obliczeń wykazały, iż w przypadku zaburzeń przepływu wywołanych zmianą kierunku przepływu ścieków o $45^o$ wystąpiły trzy kolejne strefy przepływu poniżej lokalizacji tych zaburzeń: strefa silnej heterogeniczności przepływu ($-4 < I_x < 10$) o długości 0-20$B$, strefa przejściowa o długości 20$B$-60$B$ i strefa quasi symetrycznego przepływu ($I_x < 2$) o długości 60$B$ - 90$B$, gdzie $B$ jest szerokością swobodnego zwierciadła ścieków. Symulacja ujawniła również silną zależność współczynnika heterogeniczności od względnego napełnienia $h_s/D$ w strefie heterogeniczności i przejściowej.

## 6. Kierunki usprawnienia monitoringu

W celu zwiększenia dokładności i zakresu pomiaru miąższości osadu opracowano szereg prototypowych urządzeń pomiarowych [20], których generalną charakterystykę zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Ocena różnych systemów pomiarowych miąższości osadu

Table 1. Evaluation of different sediment depth measurement systems

| **Metoda pomiarowa** | **Elementy pomiarowe** | **Dokładność** | **Cena** | **Nieinwazyjność** | **Pomiar miąższości <10cm** | **Łatwość użycia** | **Pomiar pełnego profilu** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Fal ultradźwiękowych | Sonar ultradźwiękowy podwodny | - | +++ | +++ | - | ++ | +++ |
| Podwodnego skaningu | Czujnik laserowy podwodny | +++ | - | +++ | + | ++ | +++ |
| Wizualizacji | Kamera podwodna | - | + | +++ | + | ++ | +++ |
| Geometryczna, Miąższość osadu jest obliczana w funkcji konta rozwarcia ramion | Dwa ramiona połączone przegubowo, z których koniec górnego ramienia oparty jest na sklepieniu kanału a dolny na powierzchni osadu | ++ | + | - | ++ | - | - |

Wszystkie wymienione w tabeli 1 urządzenia mogą pracować zarówno jako stacjonarne, dokonując pomiarów profilu poprzecznego miąższości osadu, lub w układzie mobilnym, wykonując pomiary zarówno profilu poprzecznego, jak i podłużnego, w funkcji czasu. W tym ostatnim przypadku jako najkorzystniejsze urządzenia wymuszające ruch urządzeń wzdłuż kolektorów uznano pływaki i robot na kołach nienaruszający struktury i kształtu osadu.

## 7. Sprawność hydrauliczna kolektorów

Sprawność hydrauliczną danego odcinka kolektora z osadem dennym można określić jako przepustowość tego kolektora odniesioną do przepustowości tego samego kolektora lecz pozbawionego osadu. W związku z tym, posługując

się wzorem Manninga, oceniono wpływ osadu na sprawność hydrauliczną kolektora całkowicie napełnionego przy pomocy równania (9):

$$\eta_h = \eta_g \, \eta_n \tag{9}$$

gdzie: $\eta_h$ – sprawność hydrauliczna kolektora z osadem dennym [-];

$\eta_g$ – współczynnik geometryczny; $\eta_g = \frac{R_{hos}{}^{2/3}}{R_{ho}{}^{2/3}} \frac{A_{os}}{A_o}$ [-];

$\eta_n$ – współczynnik wpływu szorstkości; $\eta_n = \frac{n_o}{n}$ [-];

$R_{hos}$ – promień hydrauliczny przekroju czynnego kolektora z osadem o napełnieniu ściekami $h_s$ [m];

$R_{ho}$ – promień hydrauliczny przekroju czynnego kolektora bez osadu [m];

$A_{os}$ – pole powierzchni przekroju czynnego kolektora z osadem o napełnieniu ściekami $h_x$ [m$^2$];

$A_o$ – pole powierzchni przekroju czynnego kolektora bez osadu [m$^2$];

$n$ – współczynnik oporów w kolektorze z osadem dennym [s/m$^{1/3}$];

$n_o$ – współczynnik oporów w kolektorze bez osadu [s/m$^{1/3}$].

Tak określona sprawność jest jednocześnie miarą wpływu osadu dennego na sprawność hydrauliczną kolektora.

## 8. Stanowisko pomiarowe

Pomiary ciągłe natężenia i prędkości przepływu prowadzono w przedsiębiorstwie PGK w Ząbkach przy użyciu przepływomierza ultradźwiękowego OCM PRO CF produkcji firmy Nivus z dwiema sondami do pomiaru prędkości usytuowanych symetrycznie po obu stronach kolektora na tej samej wysokości 5-10 cm nad osadem. Pomiar prędkości odbywał się w interwałach 5 min metodą ultradźwiękową za pomocą korelacji krzyżowej (wzajemnej). Zsynchronizowany z pomiarem prędkości pomiar napełnienia ściekami dokonywany był sondą ultradźwiękową od góry przez powietrze. Deklarowana przez producenta przepływomierza dokładność pomiarowa w kolektorze bez osadu:

- prędkość: 1% zakresu pomiarowego lub +/- 0,03 m/s,
- napełnienie: 0,35 % zakresu pomiarowego lub +/- 3 mm.

Głębokość osadu mierzona była manualnie metodą opisana w rozdziale 4.

Kolektor został wykonany w latach 1987 r. z rur betonowych Wipro łączonych na pióro-wpust.

Do kolektora dopływają ścieki miejskie ze zdecydowaną przewagą bytowo-gospodarczych oraz odprowadzane są odpływy ze stacji zlewnej. W czasie opadów następuje dopływ do kolektora wód opadowych dynamizujących transport osadów.

W kolektorze na całej jego długości od wielu lat zdeponowany jest osad. Awaryjnie dochodziło do okresowego zablokowania przepływu przez zgromadzone osady.

W dolnym, końcowym odcinku miąższość osadu była względnie niewielka i wahała się w trakcie prowadzonych pomiarów od 31 do 41 cm.

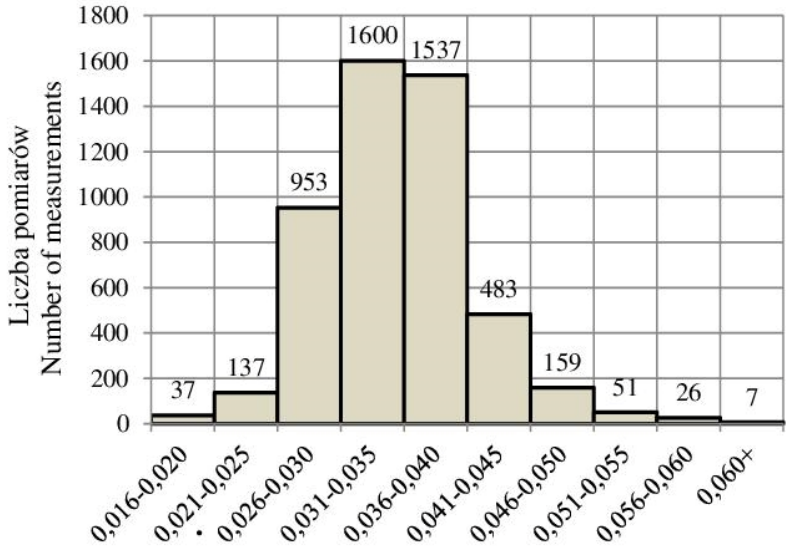
Osad denny wykazuje dużą konsolidację i odporność na mechaniczne usuwanie.

## 9. Analiza wyników

Wartości współczynników oporu „n" w kolektorze z osadem obliczono ze wzoru Chezyego przyjmując „C" według Manninga:

$$n = \frac{R_h^{2/3} J^{1/2}}{V_s} \tag{10}$$

W powyższym wzorze (10) średnia prędkość przepływu *Vs* i spadek hydrauliczny *J* zostały określone w wyniku bezpośrednich pomiarów w czynnym kolektorze, zaś promień hydrauliczny $R_h$ obliczono przy pomocy wzoru trygonometrycznego. Można sądzić, że tak uzyskany zbiór wartości współczynnika *n* (Rys. 4) przybliża łączny efekt wszystkich procesów hydraulicznych wpływających na opory hydrauliczne w przedmiotowym kolektorze podczas prowadzenia pomiarów (Tab. 2).




Rys. 4. Histogram współczynnika *n* w kolektorze z osadem

Fig. 4. Histogram of *n* coefficient in sewer with sediment

Charakterystyczne parametry hydrauliczne zestawiono w Tabeli 2.

Tabela 2. Parametry hydrauliczne

Table 2. Hydraulic parameters

| **Parametr statystyczny** | **Liczba Reynoldsa *Re*** | **Liczba Freuda *Fr*** | **Współczynnik *n*** |
|---|---|---|---|
| Minimum | 78043 | 0,083 | 0,016 |
| Średnia arytmetyczna | 206818 | 0,396 | 0,0345 |
| Maksimum | 775184 | 0,672 | 0,064 |

Jak widać z Tabeli 2 liczby *Fr* zmieniają się w szerokim zakresie, co wskazuje na tendencje tworzenia się zmarszczek i wydm w przebadanym zakresie zmienności. Potwierdzają to obserwacje eksploatacyjne pojawiania się w kolektorze wysokich wydm złożonych z ciał włóknistych i cząstek ziarnistych widocznych przy niskich napełnieniach ścieków w badanym kolektorze.

Najlepiej dopasowaną do zbioru danych pomiarowych wartość współczynnika $n_d$ we wzorze Manninga wyznaczono metodą iteracyjną minimalizując względny średniokwadratowy błąd resztowy BSR (funkcję kryterialną):

$$BSR = \frac{100\%}{\overline{V_p}} \left( \frac{1}{k} \sum_{i=1}^{k} \left( (V_{p,i} - V_{m,i} \right)^2 \right)^{1/2} \tag{11}$$

gdzie: $\overline{V_p}$ – średnia arytmetyczna pomierzonych wartości prędkości przepływu ścieków [m/s];

$V_{p,i}$ – pomierzona i-ta wartość prędkości przepływu ścieków [m/s];

$V_{m,i}$ – obliczona i-ta wartość prędkości przepływu ścieków [m/s].

Dla oszacowanej optymalnej wartości $n$ = 0,03 obliczono ze wzoru Manninga napełnienia i odpowiadające im prędkości przepływu (Rys. 5).

Na rysunku 6 przedstawiono z kolei równanie regresji między współczynnikiem „n" a liczbą Reynoldsa.

Pozostałe przeanalizowane statystycznie zależności opisują równania regresji (12-13):

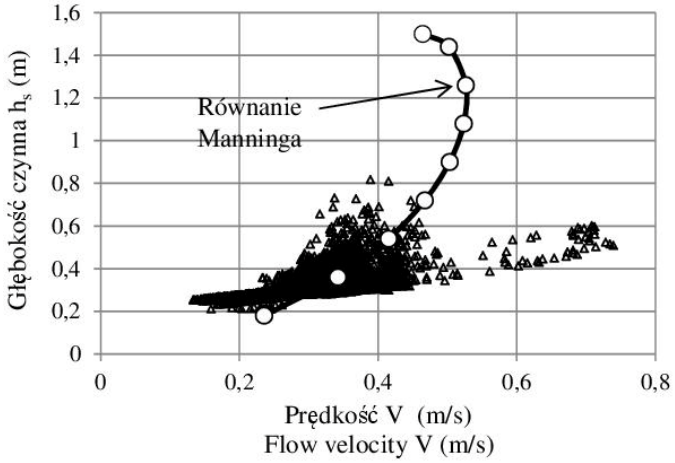
$$n = 0{,}023 \left( \frac{L_1}{L_2} \right)^{-0{,}506} (r = 0{,}43,\ r^2 = 0{,}186,\ t = 33{,}8) \tag{12}$$

$$n = n_{oss}\, 0{,}4426 \left( \frac{h_s}{1{,}8 - H_{os}} \right)^{-0{,}533} (r{=}0{,}49,\ r^2{=}0{,}24,\ t{=}39{,}8) \tag{13}$$

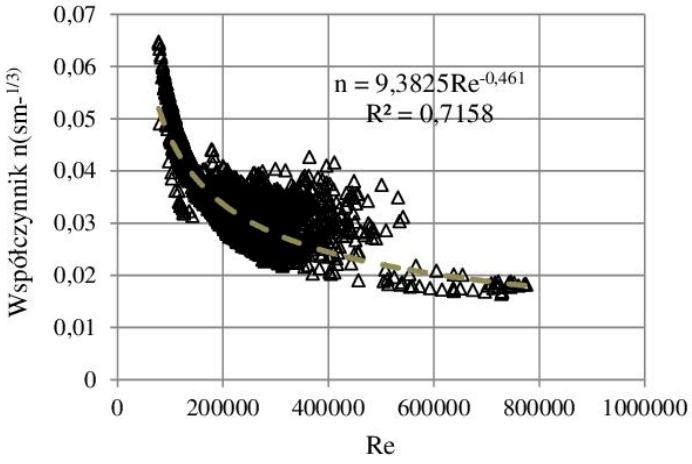
gdzie: $n$ – współczynnik oporów Manninga [s/m$^{1/3}$];

*Re* – liczba Reynoldsa;

$L_1$ – długość zwilżonych ścianek kolektora [m];
$L_2$ – szerokość osadu dennego [m];
$n_{oss}$ – średni współczynnik szorstkości Manninga [s/m$^{1/3}$];
$h_s$ – napełnienie kolektora z osadem [m];
$H_{os}$ – odległość między powierzchnią osadu a stropem kolektora [m].




Rys. 5. Zależność $h_s$= f($V$) dla $D$ = 1,8 m, $h_{os}$ = 0,3 m, $n$ = 0,03
Fig. 5. Relationship $h_s$= f($V$) for $D$ = 1,8 m, $h_{os}$ = 0,3 m, $n$ = 0,03




Rys. 6. Zależność między współczynnikiem Manninga $n$ i liczbą $Re$
Fig. 6. Relationship between $n$ Manning's coefficient and $Re$ number

Hipotezę o zerowej korelacji we wzorach (12-13) na poziomie istotności 1- $\alpha$ = 0,95 należy odrzucić i przyjąć alternatywną, że analizowane współczynniki korelacji dla populacji generalnej różnią się istotnie od zera.

Należy zauważyć, że relatywnie niskie wartości współczynników determinacji w równaniach regresji (12-13) wskazują, że stopień, w jakim równania regresji wyjaśniają kształtowanie się zmiennej objaśnianej $n_{os}$ należy ocenić jako słaby. Do oceny wpływu osadu na sprawność hydrauliczną (Tab. 7) przyjęto wartość $n_{os}$ = 0,02 obliczoną ze wzoru (13).

Tabela 3. Wpływ miąższości osadu na sprawność hydrauliczną badanego kolektora

Table 3. Influence of sediment depth on hydraulic performance of studied trunk sewer

| **Względna grubość osadu dennego $h_{os}/D$ [-]** | **Współczynnik geometryczny $\eta_g$ ]-]** | **Współczynnik wpływu szorstkości $\eta_n$ [-]** | **Sprawność hydrauliczna $\eta_h$ [-]** |
|---|---|---|---|
| 0,1 | 0,91 | 0,58 | 0,53 |
| 0,2 | 0,77 | 0,58 | 0,45 |
| 0,3 | 0,61 | 0,58 | 0,35 |
| 0,4 | 0,45 | 0,58 | 0,26 |
| 0,5 | 0,31 | 0,58 | 0,20 |

## 10. Podsumowanie

Przeprowadzone pomiary w czynnym kolektorze o dużej średnicy potwierdziły bardzo silny wpływ osadu dennego na redukcję sprawności hydraulicznej badanego kolektora z osadem.

Parametrami wpływającymi na redukcję sprawności hydraulicznej było zarówno zmniejszenie pola powierzchni przekroju poprzecznego ścieków, jak i wzrost współczynnika oporów Manninga w kolektorze z osadem w stosunku do tych parametrów w kolektorze pozbawionym osadu.

Przeprowadzona analiza danych pomiarowych wskazała na tendencję spadkową oporów hydraulicznych wraz ze wzrostem napełnienia ściekami w przebadanym zakresie napełnienień kolektora z osadem.

Wyniki pomiarów wskazują na możliwość występowania średnich wartości współczynników Manninga ponad dwukrotnie przewyższających wartości współczynników szorstkości przyjmowanych w projektowaniu i eksploatacji kolektorów pozbawionych osadu.

Hipotetyczną przyczyną, popartą obserwacjami eksploatacyjnymi tak wysokiej wartości oporów hydraulicznych, jest zapewne nagromadzenie w bada-

nym odcinku kolektora dużych ciał włóknistych, które z upływem czasu wytworzyły w interakcji z drobnoziarnistą frakcją skonsolidowane formy denne powodujące powstawanie zaburzeń pola prędkości przepływu, które skutkują dynamicznymi zmianami pomierzonej średniej prędkości przepływu.

Fizyczna i biologiczna natura zależności przyczynowo-skutkowych w skomplikowanych układach niestacjonarnego przepływu ścieków w kolektorach z osadem jest bardzo trudna do ilościowego opisu, zwłaszcza gdy w układzie występują sprzężenia zwrotne między procesami sedymentacyjnymi, biologicznego rozkładu osadu, transportem osadu i przepływu hydraulicznego, powodujące, że różne zmienne są dla siebie przyczyną i skutkiem. Wynika stąd, niezależnie od prac nad budową modeli genetycznych, potrzeba prowadzenia badań w czynnych sieciach kanalizacyjnych w celu uzyskania wiarygodnych danych do budowy modeli stochastycznych oraz do weryfikacji parametrów w modelach genetycznych.

Jednym z istotnych warunków prowadzenia pomiarów parametrów osadu w czynnych sieciach kanalizacyjnych jest rozwój metod pomiarowych, a w szczególności automatycznych sond do precyzyjnego pomiaru profili podłużnych osadu zalegającego kanały. Pomiary manualne powinny być prowadzone w zakresie ograniczonym do wstępnej fazy planowania usuwania osadu ze względu na grube błędy pomiarów wykonywanych przy użyciu tej metody.

## Literatura

[1] Bertrand-Krajewski J.L., Gibello C.: A new technique to measure cross-section and longitudinal sediment profiles in sewers, 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK, 2000.

[2] Bertrand-Krajewski J.L., Barraud S., Chocat B.: Need for improved methodologies and measurements for sustainable management of urban water systems, Environmental Impact Assessment Review, vol. 20, 2000.

[3] Bertrand-Krajewski J.L.: Long term monitoring of sewer sediment accumulation and flushing experiment in a man-entry sewer, Water Science & Technology, vol. 54, 2006, s. 6-7.

[4] Biedrzycka A.: Monitoring krakowskiej sieci kanalizacyjnej, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Listopad – Grudzień, 2015.

[5] Bruaset S., Hem L.J., Ugarelli R.: Water quality sensors micro-location in sewers Definition of methods for optimal micro-location of sensors in sewers, FP7, Prepared 7th Framework Programme, 2011.

[6] Enfinger K.L., Stevens P.L.: Scatter graph principles and practice - Practical application of the Freud Number to flow monitor data, ADS Environmental Services, 2006.

[7] European Benchmarking Co-operation (EBC) – 2015 Water & Wastewater Benchmark, 2015.

[8] Kalinowski M.: Wpływ osadu dennego w kolektorze na jego sprawność hydrauliczną, V Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO 2016, Kraków, 2016, s. 133-153.

[9] Kouyi G.S., Bonakdari H., Bertrand- Krajewski J.L.: Use cfd technique to optimize flowmeters location in sewers, Definition of methods for optimal micro-location of sensors in sewers, FP7, Prepared 7th Framework Programme, 2011.

[10] Lepot M., Pouzol T., Aldea Borruel X., Suner D., Bertrand- Krajewski J.L.: Monitoring sediments in sewer with sonar technology: from laboratory experiments to in situ tests, 13th International Conference on Urban Drainage, Sarawak, Malaysia, 7012 September 2014.

[11] Michalski A., Sienkiewicz J., Wartal Z.: Metody pomiarowe przepływu na małych otwartych kanałach przepływowych, Diagnostyka'3 (39), 2006.

[12] NEL National Measurement System - Good Practice Guide: Flow measurement uncertainty and data reconciliation, Glasgow, 2000.

[13] Nowogoński I.: Wpływ inwentaryzacji kształtu przekrojów kanałów na dokładność przepływomierza profilującego, Uniwersytet Zielonogórski, Zeszyty Naukowe Nr 145, Inżynieria Środowiska Nr 25, 2012.

[14] Piechurski F.G.: Próba oceny metod i urządzeń do pomiaru przepływu ścieków, Napędy i Sterowanie, Nr 5, 2011.

[15] Ribeiro S.A., Ceu Almeida M.C., Palma J.: Uncertainty evaluation of multi- sensor flow measurement in a sewer system using Monte Carlo method, XIX UMEKO World Congress, Fundamental and Applied Metrology, Lisbon, Portugal. 2009.

[16] Staufer P., Dettmar J., Pinnekamp J.: Improvement of water quality by sewer network flushing, Novatech, Session 6.3, 2007.

[17] Stevens P.L., Kimbrough H., Enfinger K.: Be wary of weally wough waves, WEF Collection Systems, 2004.

[18] Synowiecka J., Burszta- Adamiak E., Konieczny T., Malinowski P.: Pomiary na czynnych sieciach kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej, Inżynieria Ekologiczna, vol. 39, 2014.

[19] Teufel M., Solliec L.: Investigation of the Nivus flow rate sensor, Definition of methods for optimal micro-location of sensors in sewers, FP7, Prepared 7th Framework Programme, 2011.

[20] Velasco M., Suner D., Bertrand –Krajewski J.L.,Aldea X.,Pouget L.: Development of technical guidelines for the monitoring and modelling of sediments, Report number: 2013.003, Seventh Framework Programme, 2013.

[21] Williams K.J.: In- sewer sedimentation associated with active flow control, 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, 2008.

[22] Woźniak R., Osiński A.: Monitoring sieci kanalizacyjnej w Gdańsku, Wodociągi i Kanalizacja, 51511, 2008.

[23] Wymagania dotyczące realizacji stacjonarnych układów pomiarowych przepływu ścieków w przewodach otwartych, Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji S.A. w Krakowie, Wersja 3, F4-%-13, 2014.

[24] Wytyczne do opracowywania dokumentacji technicznych oraz budowy przewodów i przyłączy wodociągowych i kanalizacyjnych oraz przepompowni kanalizacyjnych, Załącznik Nr 3 : Punkty pomiarowe na sieci wodociągowej i kanalizacyjnej, Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i kanalizacji w Warszawie, 2015.

[25] Xin G., Bertrand-Krajewski J.L.: A unified protocol for sensor calibration and verification in applications to WWTPs and sewer system monitoring, Water Pollution XI. 2012.

## PROBLEMS OF WASTEWATER FLOW AND SEDIMENT DEPTH MONITORING IN MAN – ENTRY TRUNK SEWER PIPES

**S u m m a r y**

The main subject of this paper is justification of the need for including measurements of sewer sediment depth into monitoring of the sewer networks and demonstrate the technical problems with flow and sediment depths measurements in man entry sewers. The possible improvements of sediment monitoring in sewer network have also been shown on the basis of literature review. The paper covers the impact of an measurement error of sediment depth on the sediment and wastewater flow cross section area estimation. The assessment of the impact of bottom sediment on flow capacity of 1800 mm in diameter sewer pipe has been provided.

**Keywords:** field measurements, roughness coefficients, Manning formula, rate of flow, flow velocity, sediment thickness, measurement uncertainty.

DOI:10.7862/rb.2016.156

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 165-174

**Daniela KAPOSZTASOVA**[1]
**Zuzana VRANAYOVA**[2]
**Martina RYSULOVA**[3]
**Gabriel MARKOVIC**[4]

# WATER MANAGEMENT OPTIONS – PORTFOLIOS FOR SAFE WATER UTILIZATION IN BUILDINGS

„There is a water crisis today. But the crisis is not about having too little water to satisfy our needs. It is a crisis of managing water so badly that billions of people - and the environment - suffer badly" This was presented in the World Water Vision Report from 2015 at it leads us to think about sustainble management options. The main aim of this article is to introduce a concept of water management portofolios to give as much as possible information to customer to change his thinking to sustainable water solution even when they are not so cost effective, while building or reconstructing his house.

**Keywords:** water types, water portfolios, savings, water use, sustainability

## 1. Introduction

The aim of the European Commission's policy review is to introduce "a water-saving culture" in Europe and create "a drought-resilient society" in the context of climate change. The policy paper will focus on increasing water savings in all areas, improving water retention by making changes to land use and management. Other areas where efficiency gains are expected include water supply infrastructures and buildings [1]. IWAs "Cities of the Future" are moving towards sustainable urban water use. The major goal of the Strategic Research Agenda (SRA) was to develop the long term vision of WssTP [2] for the water sector and to identify the research priorities by six pilot programmes. More than 50% of the world population lives in urban areas. Urban areas, especially large

[1] Corresponding author: Daniela Kaposztasova, Faculty of Civil Engineering, Institute of Architectural Engineering, TUKE, Slovakia, e-mail: daniela.kaposztasova@tuke.sk
[2] Zuzana Vranayova, TUKE, Slovakia, e-mail: zuzana.vranayova@tuke.sk
[3] Martina Rysulova, TUKE, Slovakia, e-mail: martina.rysulova@tuke.sk
[4] Gabriel Markovic, TUKE, Slovakia, e-mail: gabriel.markovic@tuke.sk

or densely inhabited ones, raise specific issues with regard to water management.

### 1.1. Background and water demand

It is increasingly obvious that the current use, development and management of the planet's water resources, and the services they provide, is unsustainable. At the United Nations Conference on Sustainable Development in 2012 (Rio+20), governments recognized that water is "at the core of sustainable development as it is closely linked to a number of key global challenges" [3]. While the world's population tripled in the 20th century, the use of renewable water resources has grown six-fold. Within the next fifty years, the world population will increase by another 40 to 50%. This population growth - coupled with industrialization and urbanization - will result in an increasing demand for water and will have serious consequences on the environment (Fig. 1) [4]. The total volume of water in the world remains constant. What changes is its quality and availability. Water is constantly being recycled, a well known phenomenon as the water or hydrological cycle [5]. In Slovakia the average consumption is around 145 l/per person/day. According to the Population and Housing census results 2011 there was an increase of built houses around 3,2%.

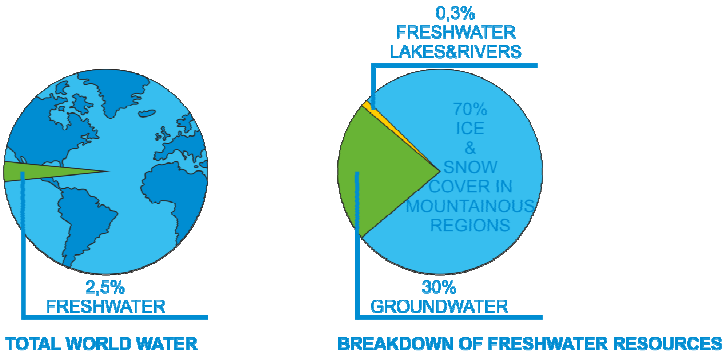



Fig. 1. Total world water (based on [4])

From the 2011 census results with an average of six inhabitants per household average water use per household per day in Slovakia was 843 343 200 l/day. And therefore only households are yearly consuming around 308 000 000 $m^3$/year of potable water. It shows that about 55% of drinking water may be replaced by alternative water source as rain water, grey water or water from well…etc. Potable water consumption of the Slovak households isn't above average at all but we use it in inappropriate ways. Questionnaire on Water, as one of data collection methods gave us a closer look at water habits of households.

The result is that most of our citizens are pro water saving oriented and open to new water ideas as closed in-building water cycle. In Slovakia this area hasn't been so developed yet. It is necessary to define regulation and set standards for designing hybrid systems for example according to foreign national standards and performed experiments in Slovak conditions.

## 2. Water portfolios for savings

Many researchers confirmed that the importance of water savings is rising every day. The fresh water is our riches. Common household uses consume a lot of water. There is a need to manage its end use as sustainable as our conditions allow us. In EU it is common to use well and rain water source for such purposes as irrigation, toilet flushing…etc. Grey water reuse is in our condition still rare. There are three main approaches to reduce water in household:

- water saving by good housekeeping and efficient water use in buildings,
- alternative water supplies (rainwater…etc),
- recycling and reuse of water (grey water…etc) [6].

Most of the water management options would reduce demand on the potable water system. These reduced demands could result in cost savings for the potable water system in terms of smaller infrastructure needs and lower operating costs. These water management options (Fig. 2) could be directly implemented by customers (described in [7]).

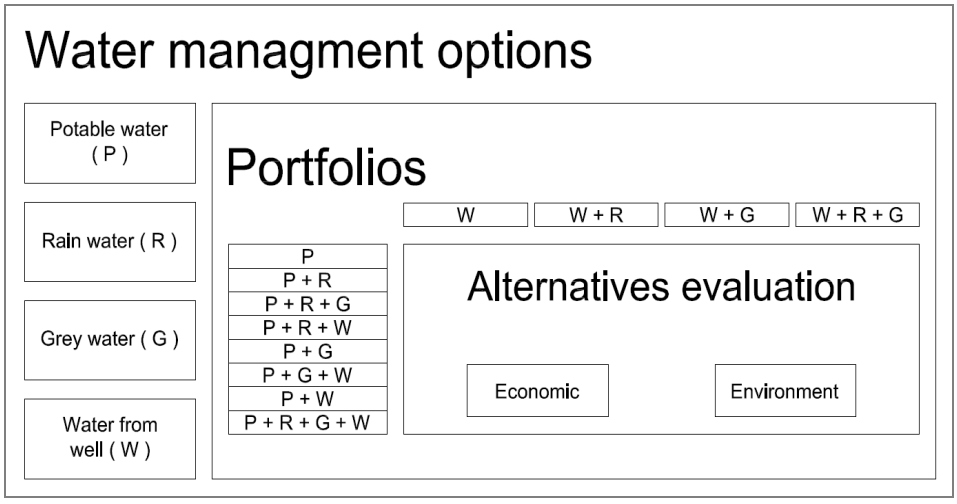



Fig. 2. Water management option vision at the building level

## 2.1. Portfolios description

First alternative gives us 8 portfolios how we can manage water consumption and demand. In this case all possible use purposes of four water sources are described for end use in Fig. 3.

- Potable water (P),
- Rain water (R),
- Grey water (G),
- Water from well (W).

*Portfolio1*. Base Case – Potable water, Well water (potable water quality as drinking). It is represented by main water supply that reaches the highest water quality. Portfolio assumes that none of the other water management options presented here would be implemented. In case there is not possible connection to water supply only Well water that reaches quality requirements will be used.

*Portfolio 2. P + R* - this portfolio consists of the adding just the rain water use option to the base case portfolio. In some cases, this option is a must:

- if it is not possible to connect to the main sewage (overloading sewerage), this is happening often in the cities, while building a new house
- sewage system is not built (downtown areas, villages)
- subsoil is not suitable for infiltration [8].

In this case we cannot calculate the initial costs for the payback period because we have to invest in the system.

Each town has its own regulations to deal with the floods and problems of overloading sewers.

*Portfolio 3. P + R + G* - this portfolio consists of the adding the recycled water option to the P+R case portfolio. It means that the water according to its quality and availability will be divided between other purposes. For example grey water for flushing the toilets and rainwater for garden irrigation and laundry. It is also possible to build also a hybrid system.

*Portfolio 4. P + R + W* - this portfolio consists of the replacing the recycled water option by well water and works in the same way. The water from well is in this time the cheapest way to obtain a good quality water, but it should be controlled at least 1 time per year.

*Portfolio 5. P + R* this portfolio is similar to the portfolio 2, the grey water is used for non-potable purposes. It becomes cost effective where water consumption is more than 500- 600 l/day.

*Portfolio 6. P + R + W* - this portfolio is combination of potable water, well water and rain water. Wells can recharge themselves, and can provide a constant, steady supply of water that is not easily impacted by dry weather conditions, so it is always a good idea.

*Portfolio 7. P + W* – the often used combination in our conditions. Potable water is used for all indoor activities and well water for the irrigation. The purposes of use are based on the quality of water.

*Portfolio 8. P + R + G + W* – the last portfolio is combination of all sources. The all options portfolio includes incorporating all of the water management option. It should be evaluated by case approach.

The same approach is used in alternative 2, but potable water is replaced by water from well. In this case we have four portfolios: Well water, W + R, W + R + G, W + G.

The water audit equates the volume of water that goes into building to where it is used and where it ends up. A final decision on whether to proceed with a rainwater, well water or grey water system should take into account all changes in water use and viability assessed having addressed water efficiency issues at first [7].

## 2.2. Water consumption in Slovakia

We use large amounts of water each day, as water serves many different purposes, which we can divide to potable and non-potable water needs. Water with potable water quality parameters is used to personal hygiene drinking, cooking, showering, bathing and dishwashing (Fig. 3). Water that does not require such quality parameters is suitable for toilet flushing, irrigation, laundry, car wash and others (Fig. 4).

According the presented 9 purposes all possible combinations with 4 or 3 sources were calculated.

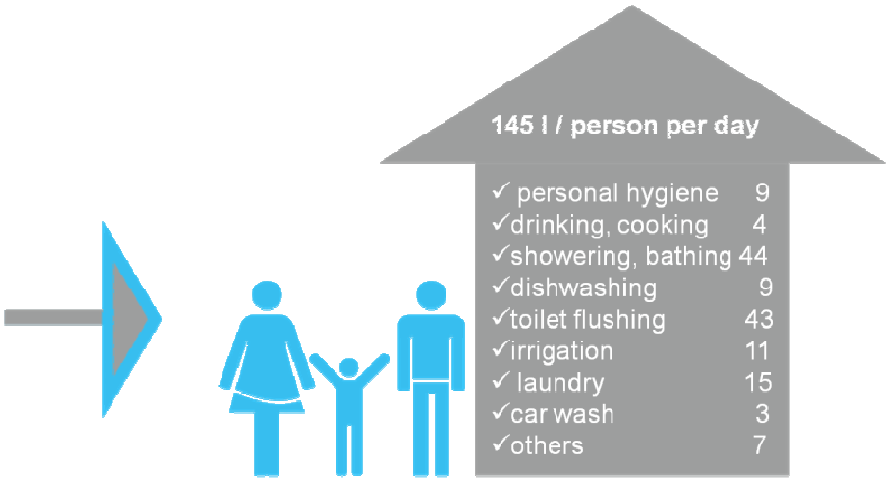



Fig. 3. Average water consumption in Slovak household [l/person per day] (based on [7])

## 3. Possible combinations of all portfolios

To define all possible combinations of water management options referred to water management portfolios for both alternatives the classical combinatorial task of combinations number determining was used.

If we have e.g. 4 different water sources and define them by 9 end use purposes, then if we want to find the number of all the possibilities of application to a given source of water we need to use a classical combinatorial task approach of all tetrads of nine elements without repetition. This number is expressed in mathematics standard combinatorial numbers in the form $\binom{n}{k}$ where $n$ is the number of elements where the $k$ number of $k$-tuples. The calculation of the number of the combination is given by the formula (1):

$$\binom{n}{k} = \frac{n!}{(n-k)!n!} \tag{1}$$

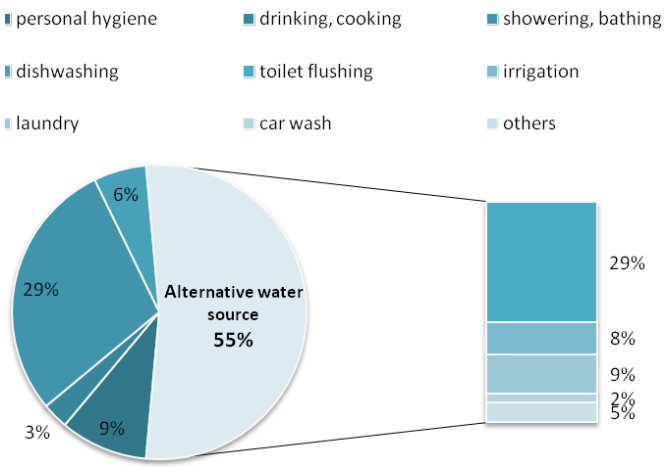



Fig. 4. Different purposes for non-potable use in household

When trying to find the best solution it is, however, important to know all of these options and then choose the one best suited to each particular case. It is preferable to use commonly used software products, such as Visual Basic on Microsoft Excel and so get the desired solution directly in the environment of Excel spreadsheets. Counting combinations is difficult from a programming standpoint, since it does not order the elements concerned, which is somewhat contrary to the strict deterministic approach to reigning in creating algorithms. From the perspective of a programmer is thus an easier to handle (even though

mathematically seemingly extensive) process based on the calculation with variations without repetition, which in contrast to the combination depends on the order, after eliminating same solutions. The process started by identification of all permutations considered for 9 end purpose. Permutations in this context are a special case of variations without repetition, where $\boldsymbol{n = k}$ is the calculation of the simple relation as $\boldsymbol{n!}$ ($n$ - factorial). There was need to eliminate the same solutions, after re-compile all of four variations in Excel tables. The important boundary conditions were set like daily capacity of the water resources, sanitary restrictions, etc. The calculation resulted in **996** options which are from the practical point of view not applicable. By specifying boundary conditions related mainly to the removal of some "irrational" clusters of activities in terms of connection to a water source. Final results have obtained an acceptable number of options, which are of the order of large number of different cases. We decided to choose most suitable ones. By setting up the boundary conditions for alternative 1 and 2 (Fig. 5) the results are as follows: in alternative 1 - four sources were used, in alternative 2 - 3 water sources were used.

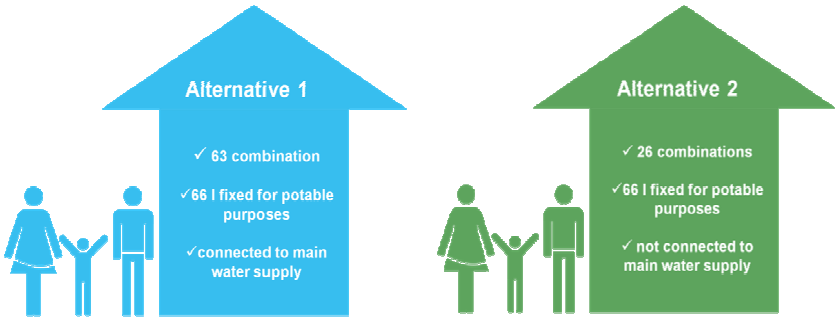



Fig. 5. Possible combination for both alternatives

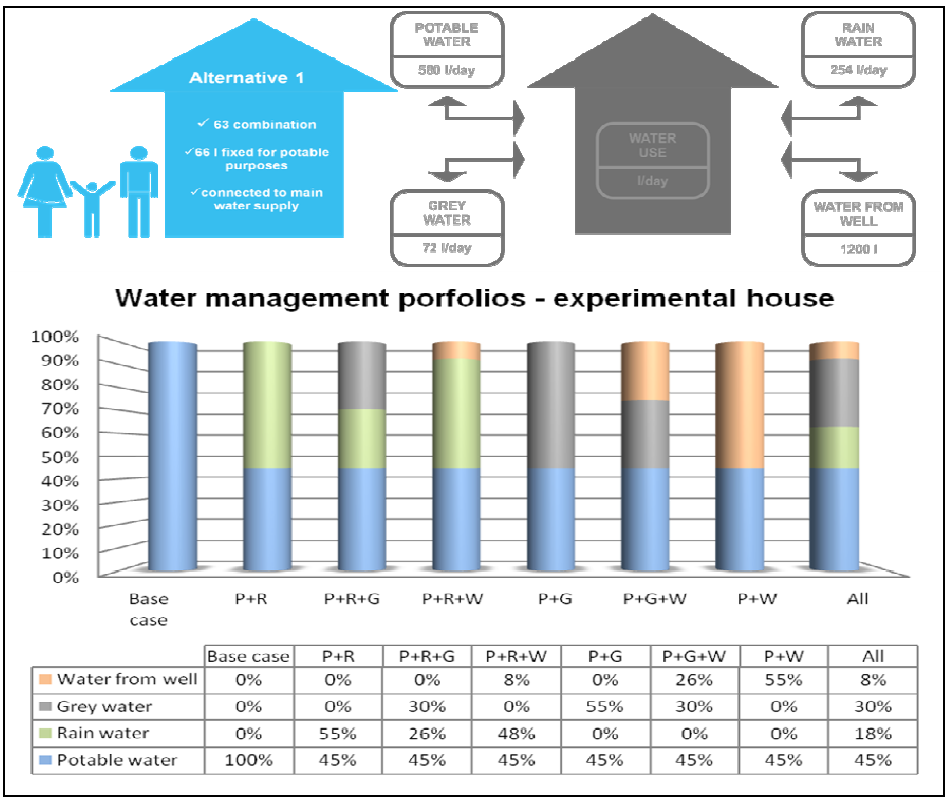
According to the study eight portfolios are prepared for the house owner when connected to the main water supply and four without the connection (Figs. 6 and 7). We can apply also the economic and environmental approach to discussed subsystem used in the house. To demonstrate the best solution to investor according his preferences it is inventible to consider hypothetical economic or environmental approaches. It can be done by AHP - Analytical Hierarchy Process. This method we deeply described in article [7].

## 4. Discussion and results

Supported by mathematical methods the comprehensive evaluation on water use was established to find the pattern of water user in Slovakia. The classic pattern consists of potable use for all purposes and when it is possible to have a well the water is used for irrigation. The results were supported also by the

questionnaire and can be used as a tool in water audits. It is inevitable to inform our public about the possibilities of water savings not only when building a new house.

Proposed eleven portfolios offer a plan how to deal with the water scarcity. The calculations of all combinations were set. It can help the investor to see all possibilities of water management strategies directly aimed at his case. Each case should be evaluated as independent set on the boundary conditions (Figs. 6 and 7). The economic and environmental evaluation approach can be presented to support investor's decision and interests. The main aim is to give as much as possible information to investor to change his thinking to sustainable solution even when they are not so cost effective.




| | Base case | P+R | P+R+G | P+R+W | P+G | P+G+W | P+W | All |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Water from well | 0% | 0% | 0% | 8% | 0% | 26% | 55% | 8% |
| Grey water | 0% | 0% | 30% | 0% | 55% | 30% | 0% | 30% |
| Rain water | 0% | 55% | 26% | 48% | 0% | 0% | 0% | 18% |
| Potable water | 100% | 45% | 45% | 45% | 45% | 45% | 45% | 45% |

Fig. 6. Alternative 1 – 8 portfolios for experimental family house

## 5. Conclusion

Massive use of reused water for non-potable purposes in buildings also promotes the conservation of natural resources, water, and thus the overall sustainability in water management. Potable water consumption in the Slovak

households isn't above average at all but we use it in inappropriate ways. We need to change the thinking of the society to be in the balance with the nature. Small steps as changing a family house to a „blue" family house can lead to a bigger changes in our lifestyle and our attitude toward water use. Proposed methodology can help the customer to see all possibilities of water management strategies directly aimed at his case. Each case should be evaluated independent set on the boundary conditions. The economic and environmental evaluation approach can be presented to support customers's decision and interests. The main aim was to give as much as possible information to customer to change his thinking to sustainable solution even when they are not so cost effective.

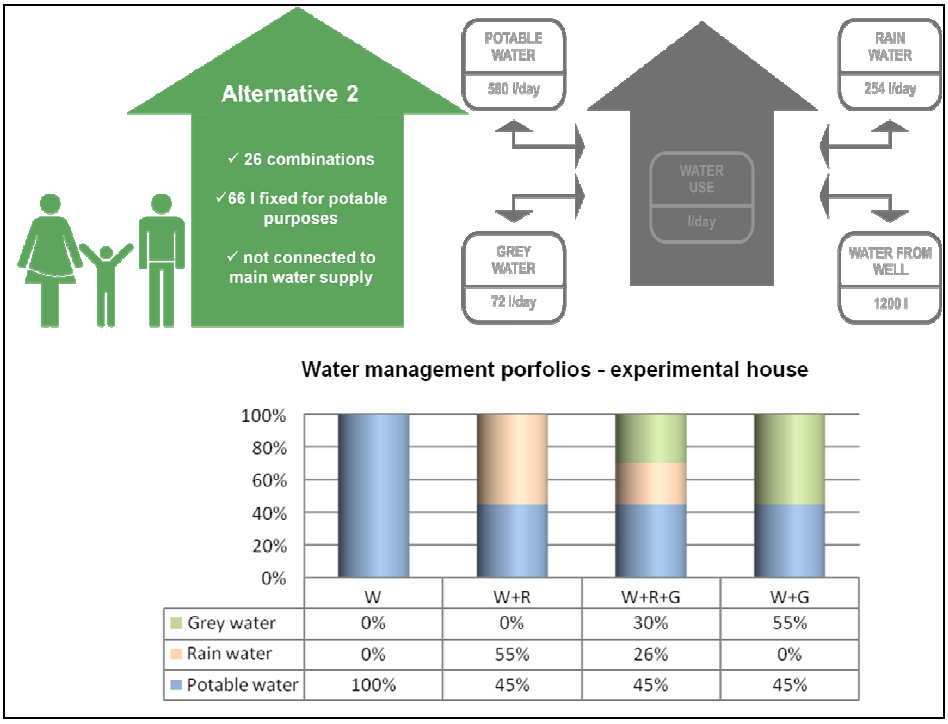



Fig. 7. Alternative 2 – 4 portfolios for experimental family house

## Acknowledgements

***VEGA 1/0202/15: Sustainable and Safe Water Management in Buildings of the 3rd Millennium.***

## References

[1] Euroactiv 2015, www.euroactiv.com.
[2] WSSTP-SRA-Strategic Research Agenda 2010.

[3] Executive summary: A Post-2015 Global Goal for Water: Synthesis of key findings and recommendations from UN-Water A Post-2015 Global, Goal for Water: Synthesis of key findings and recommendations from UN-Water, http://www.unwater.org/fileadmin/user_upload/unwater_new/docs/Topics/UNWater_technical_advice_post_2015_global_goal_ES_final_highres.pdf.

[4] Alegre H., Matos R.: Paving the way for a sustainable asset management of urban water infrastructures. [In:] The 5th World Water Forum, Water Asset Management International, no 5.2, 2009, pp. 19-20.

[5] World water resources, 2015, Available: http://awaludd.in/2011/10/world-water-resources-unep {cit. 2015.01.23}.

[6] Rainwater and grey water use in building: Decision making for water condervation, http://web.stanford.edu/group/narratives/classes/0809/CEE215/Projects/greendorm/water/GraywaterCD/greywater/pr80.pdf.

[7] Kaposztasova D.: Integrated management at the buildng level, Thesis, TUKE, Slovakia, 2015.

[8] Słyś D., Stec A., Zeleňáková M.: A LCC analysis of rainwater management variants. [In:] Ecological Chemistry and Engineering S. vol. 19(3), 2012, pp. 359-372. Retrieved from www.scopus.com.

## WATER MANAGEMENT OPTIONS – PORTFOLIOS FOR SAFE WATER UTILIZATION IN BUILDNINGS

**S u m m a r y**

„There is a water crisis today. But the crisis is not about having too little water to satisfy our needs. It is a crisis of managing water so badly that billions of people - and the environment - suffer badly" This was presented in the World Water Vision Report from 2015 at it leads us to think about sustainble management options. The main aim of this article is to introduce a concept of water management portofolios to give as much as possible information to customer to change his thinking to sustainable water solution even when they are not so cost effective, while building or reconstructing his house.

**Keywords:** water types, water portfolios, savings, water use, sustainability

DOI:10.7862/rb.2016.157

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 175-186

**Tomasz KAŹMIERSKI**[1]
**Karolina MAZURKIEWICZ**[2]
**Tomasz SCHILLER**[3]

# WPŁYW UKŁADU SIECI WODOCIĄGOWEJ NA KOSZT TRANSPORTU ORAZ CZAS PRZEBYWANIA WODY W SIECI

W pracy zbadano wpływ wyboru układu sieci wodociągowej na koszty tłoczenia oraz czas przebywania wody w systemie dystrybucji określony jej wiekiem. Wiek wody stanowi wskaźnik potencjalnych problemów z jej smakiem i zapachem - jego wydłużenie powoduje zazwyczaj pogorszenie jakości wody. W programie Epanet zbudowano kilkanaście różnych wariantów modelu systemu dystrybucji wody zasilającego gminę o liczbie mieszkańców ok. 10 000 zlokalizowaną w Wielkopolsce. Część z nich stanowiły sieci o układzie scentralizowanym, w których wszyscy mieszkańcy byli zasilani z jednej stacji uzdatniania wody; pozostałe - o układzie zdecentralizowanym, w którym mieszkańcy gminy zasilani byli w wodę z kilku oddzielnych systemów dystrybucji wody. Poszczególne warianty różniły się między sobą m.in. średnicami przewodów wodociągowych, typem i ilością pomp oraz lokalizacją stacji uzdatniania wody i pompowni. Wszystkie warianty zostały zaprojektowane z uwzględnieniem spełnienia wymogów przeciwpożarowych. Dodatkowo minimalizowano zmiany ciśnienia wody w przewodach wodociągowych, gdyż zmienne warunki hydrauliczne, w tym gwałtowne zmiany ciśnienia są jedną z przyczyn wtórnego zanieczyszczenia wody w systemach jej dystrybucji. Po przeprowadzeniu symulacji komputerowych dokonano analizy dobowych kosztów tłoczenia wody oraz średniego ważonego wieku wody dla każdego wariantu. Na podstawie otrzymanych wyników wywnioskowano, że wy-bór rodzaju układu nie wpływa znacząco na dobowy koszt tłoczenia wody ani na wartość średniego ważonego wieku wody.

**Słowa kluczowe:** układ scentralizowany, układ zdecentralizowany, wiek wody, koszt tłoczenia wody

[1] Tomasz Kaźmierski, Politechnika Poznańska, Pl. M. Skłodowskiej-Curie 5, 60-965 Poznań, tomasz.kazmierski@put.poznan.pl
[2] Autor do korespondencji / corresponding author: Karolina Mazurkiewicz, Politechnika Poznańska, Pl. M. Skłodowskiej-Curie 5, 60-965 Poznań, karolina.mazurkiewicz@put.poznan.pl
[3] Tomasz Schiller, Politechnika Poznańska, Pl. M. Skłodowskiej-Curie 5, 60-965 Poznań, tomasz.schiller@put.poznan.pl

# 1. Wstęp

## 1.1. Wprowadzenie

Głównym zadaniem systemu zaopatrzenia w wodę jest dostarczenie do odbiorcy wody o odpowiedniej jakości, w odpowiedniej ilości i pod odpowiednim ciśnieniem. Projektowanie systemów zaopatrzenia w wodę ma na celu spełnienie tych wymagań. Jednym z istotnych zagadnień jest wskazywanie wskaźników określających jakość wody w dowolnym punkcie sieci wodociągowej [7]. Jest to jednak zagadnienie skomplikowane, z uwagi na trafność ich wyboru, metodę modelowania lub oznaczania w systemie dystrybucji wody. Można jednak określić wskaźniki ogólne, nie identyfikujące specyficznych zagrożeń, lecz pozwalające ocenić możliwość pojawienia się potencjalnych trudności z utrzymanie jakości wody. Jednym z nich jest czas przebywania wody w sieci wodociągowej, tzw. wiek wody. Wraz z jego wzrostem jej jakość ulega zwykle pogorszeniu. Wiek wody jest wskaźnikiem potencjalnych problemów ze smakiem i zapachem [3], co zwykle jest skutkiem reakcji zachodzących w ramach zjawiska wtórnego zanieczyszczenia. Oprócz wieku wody w sieci wodociągowej występują również inne, powiązane z nim czynniki wpływające na jej wtórne zanieczyszczenie. Należą do nich m.in. brak stabilności chemicznej i biologicznej wody wprowadzanej do sieci wodociągowej, brak lub niewystarczające stężenie dezynfektanta w całym systemie dystrybucji wody, zły stan techniczny sieci, przyłączy i instalacji wewnętrznych, a także niewłaściwe i zmienne warunki hydrauliczne oraz gwałtowne zmiany ciśnienia w przewodach wodociągowych [6].

W piśmiennictwie przedmiotu zwraca się również uwagę na zużycie energii towarzyszące transportowi wody do odbiorcy [4]. Nadmierna energochłonność tłoczenia wody powinna zwracać uwagę projektantów oraz eksploatatorów systemów dystrybucji wody. Interesujące staje się dodanie do podanych wyżej głównych zadań systemu zaopatrzenia w wodę jeszcze jednego, równie istotnego – system dystrybucji powinien umożliwić transport wody przy racjonalnych nakładach energii.

W niniejszym artykule sprawdzono wpływ układu sieci wodociągowej na koszt transportu wody oraz jej wiek korzystając z wariantów modelu sieci wodociągowej o układzie scentralizowanym, w których wszyscy odbiorcy wody są zasilani z jednej stacji uzdatniania wody (SUW) i jednej sieci wodociągowej; oraz zdecentralizowanym, w których odbiorcy wody są zasilani z kilku SUW i osobnych sieci wodociągowych. Model sieci wodociągowej, przygotowany w programie Epanet [8], na podstawie którego wykonywano badania, odzwierciedla system dystrybucji wody dla gminy zlokalizowanej w Wielkopolsce o łącznej liczbie mieszkańców ok. 10 000. W każdym rozpatrywanym wariancie sieci wodociągowej zmieniano średnice przewodów, typ i ilość pomp oraz lokalizację SUW wraz z pompownią. Każdy z wariantów sprawdzano z uwzględnie-

niem spełnienia wymogów przeciwpożarowych [11]. Dzięki przeprowadzonym symulacjom porównano wpływ zmian w systemie dystrybucji na koszt tłoczenia wody oraz jej wiek.

## 1.2. Opis wielkości wybranych do porównywania wyników modelowania

Analiza wyników modelowania sieci wodociągowych bazowała na niżej wymienionych wielkościach:

- koszcie tłoczenia wody wynikającym z energochłonności układu, obliczanym na podstawie zużycia energii przez zastosowane pompy,
- średnim ważonym wieku wody.

Dobowy koszt tłoczenia wody ($K_t$) obliczano z poniższego wzoru:

$$K_t = \sum_{i=1}^{n} (P_i \cdot t_i) \cdot k \tag{1}$$

gdzie: $P_i$ – moc zużywana przez poszczególne zastosowane pompy, [kW];
$t_i$ – czas działania i-tej pompy, [h];
n – liczba pomp działających w modelu sieci wodociągowej, [szt.];
k – jednostkowy koszt energii elektrycznej, [zł/kWh].

W obliczeniach przyjęto jednostkowy koszt energii elektrycznej równy 0,54 zł/kWh.

Średni ważony wiek wody (W) obliczano ze wzoru.:

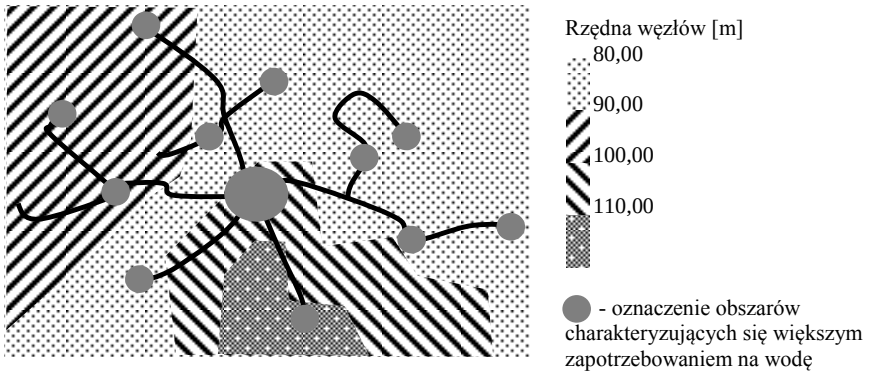
$$W = \frac{\sum_{i=1}^{n} (W_i \cdot L_i)}{L} \tag{2}$$

gdzie: $W_i$ – wiek wody obliczony dla wszystkich przewodów o danej średnicy d, [h];
$L_i$ – długość wszystkich przewodów o danej średnicy d, [m];
L – suma długości wszystkich przewodów w modelu sieci wodociągowej, [m];
n – liczba średnic d przewodów zastosowanych w modelu sieci wodociągowej, [szt.].

Biorąc pod uwagę powyższe wielkości, dla rozpatrywanych wariantów modelu sieci wodociągowej, każdorazowo oceniano wpływ lokalizacji źródła zasilania oraz zmian struktury sieci na koszt eksploatacyjny wyliczany z ilości energii zużywanej na tłoczenie wody oraz na średni ważony wiek wody.

## 2. Analizowane modele sieci wodociągowej

W programie Epanet przygotowano kilkanaście modeli sieci wodociągowej, z których w niniejszym artykule przedstawiono wybrane. Cztery z nich przedstawiają sieć wodociągową w układzie scentralizowanym, trzy - w układzie zdecentralizowanym. Sytuację wysokościową na terenie rozpatrywanej gminy wraz z przykładowym rozmieszczeniem jednego z wariantów sieci wodociągowej o układzie scentralizowanym pokazano na rysunku 1.



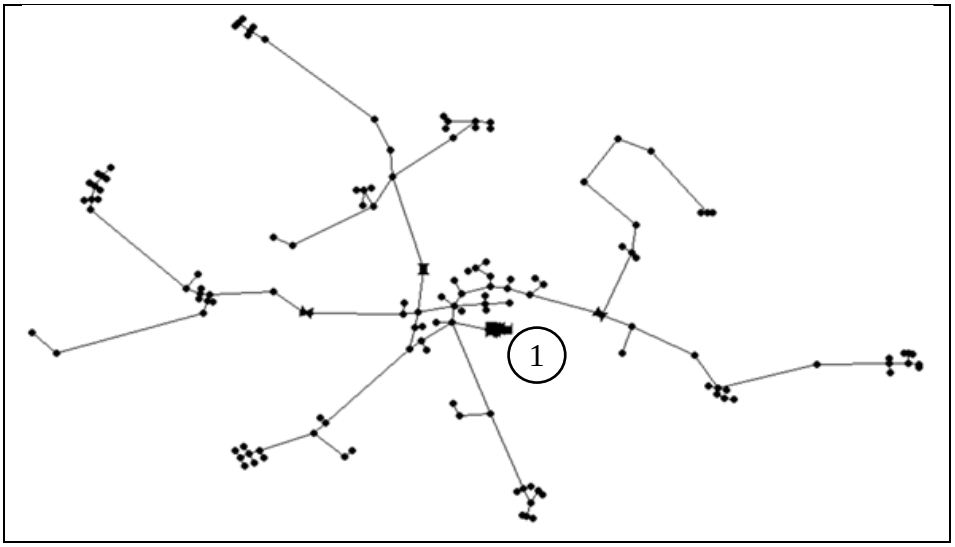

Rys. 1. Sytuacja wysokościowa na terenie systemu zaopatrzenia w wodę

Fig. 1. The situation of elevation in the water supply system

Poszczególne warianty sieci wodociągowych różniły się między sobą m.in. układem sieci, lokalizacją SUW i pompowni:

- wariant s1 stanowił układ scentralizowany ze SUW i pompownią II stopnia zlokalizowaną w samym centrum sieci (na terenie największych rozbiorów wody) (rys. 2),
- wariant s2 stanowił układ scentralizowany ze SUW i pompownią II stopnia zlokalizowaną w samym centrum sieci (na terenie największych rozbiorów wody); w porównaniu do wariantu s1 obniżono wysokość podnoszenia pompowni II stopnia i zaprojektowano pompownię III stopnia pomagającą zasilić w wodę tereny o najwyższych rzędnych,
- wariant s3 stanowił układ scentralizowany ze SUW zlokalizowaną na terenie o najwyższych rzędnych,
- wariant s4 stanowił układ scentralizowany ze SUW i pompownią II stopnia zlokalizowaną w centrum sieci (na terenie największych rozbiorów wody), pompownią III stopnia zlokalizowaną na terenie o najwyższych rzędnych; w tym wariancie nastąpiła częściowa decentralizacji układu przez utworzenie dodatkowego źródła zasilania (rys. 3),
- wariant z1 stanowił układ zdecentralizowany - zaprojektowano cztery oddzielne systemy dystrybucji wody (rys. 4),

- wariant z2 stanowił układ zdecentralizowany - zaprojektowano cztery oddzielne systemy dystrybucji wody; w porównaniu do wariantu z1, w systemie dystrybucji wody zlokalizowanym w południowej części gminy, SUW wraz z pompownią drugiego stopnia przeniesiono na teren o najwyższych rzędnych;
- wariant z3 stanowił zmodyfikowany wariant z2 z otwartym nowoprojektowanym przewodem (utworzenie pierścienia sieci wodociągowej) (rys. 4).

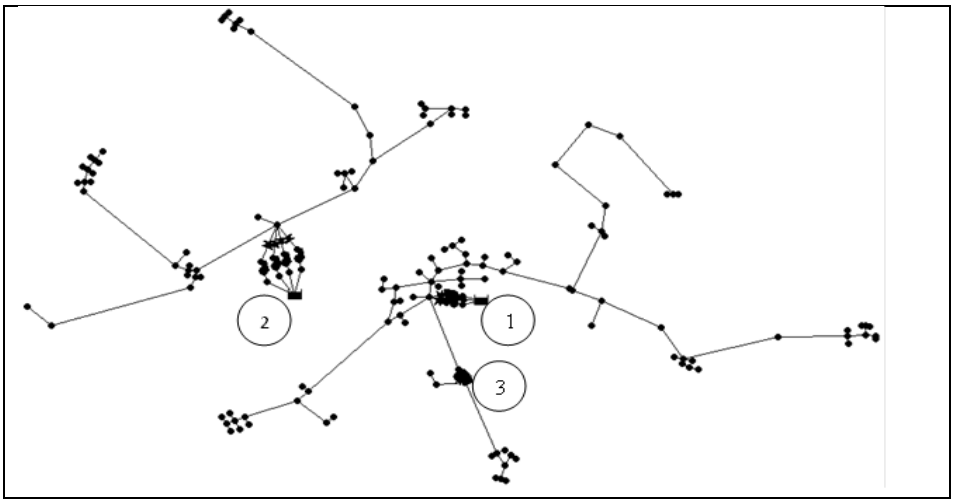



Rys. 2. Struktura sieci wodociągowej - wariant s1 - SUW oraz pompownia drugiego stopnia zlokalizowana w punkcie 1

Fig. 2. The water supply system - s1 variant- water treatment plant and IIº pump station at point 1

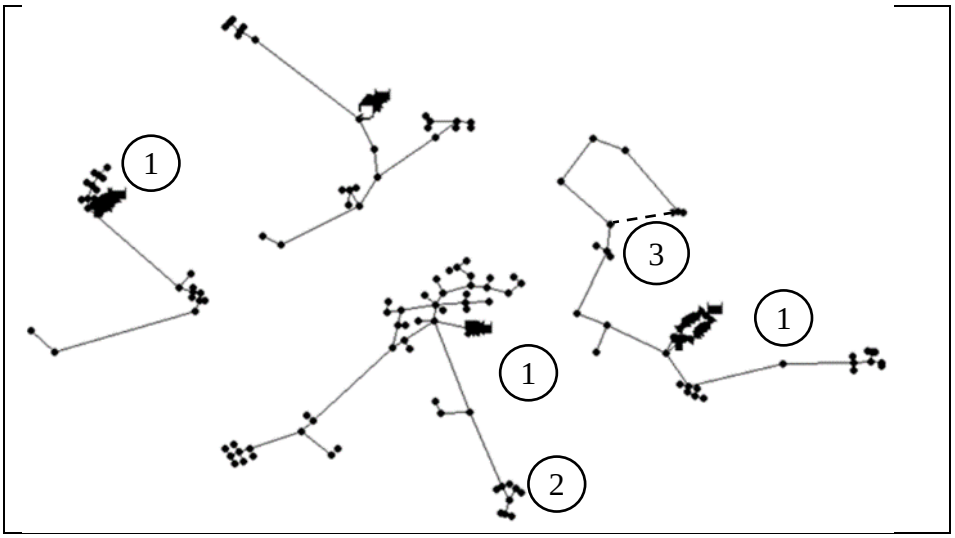
Poszczególne warianty charakteryzowały się średnicami wewnętrznymi przewodów pokazanymi w tabeli 1. We wszystkich wariantach przyjęto współczynnik chropowatości bezwzględnej równy 0,05 mm.

Położenie oraz wielkość poszczególnych odbiorców wody, a także uwzględnienie wymogów Rozporządzenia [11] i potraktowanie sieci jako źródła wody także na cele przeciwpożarowe, spowodowało iż od 31,1 do 70,4% przewodów w poszczególnych wariantach charakteryzowało się średnicą wewnętrzną 96,8 mm (tab. 1). Gdyby przyjąć założenie, że można zastosować inne źródła zasilania w wodę do gaszenia pożarów (na przykład zbiorniki naturalne lub sztuczne), to graniczna minimalna średnica przewodu mogłaby zostać zmniejszona.




Rys. 3. Struktura sieci wodociągowej - wariant s4 - częściowa decentralizacja systemu dystrybucji wody (SUW oraz pompownia drugiego stopnia zlokalizowana w pkt.1 i 2, pompownia trzeciego stopnia w pkt. 3)

Fig. 3. The water supply system - s4 variant - partial decentralization (water treatment plant and IIº pump station at point 1 and 2, IIIº pump station at point 3)




Rys. 4. Struktura sieci wodociągowej - wariant z1 i z3 - SUW oraz pompownie drugiego stopnia zlokalizowane w pkt. 1, w wariancie z3 SUW oraz pompownie drugiego stopnia zlokalizowane w pkt. 2 oraz dodano nowoprojektowany przewód wodociągowy w pkt. 3

Fig. 4. The water supply system - z1 and z3 variant - water treatment plants and IIº pump stations at points 1, in the 3rd variant water treatment plant and IIº pump station at point 2, new projected pipe at point 3

Ilość i średnica zastosowanych w poszczególnych wariantach przewodów miała na celu znalezienia rozwiązania racjonalnego z punktu widzenia czasu przebywania w sieci i kosztu transportu wody. Wymienione wyżej uwarunkowania powodują jednak, że modelowane prędkości przepływu w większości przewodów są rzędu 0,05 – 0,08 m/s.

Tabela 1. Procentowy udział przewodów o danej średnicy w stosunku do długości całej sieci w poszczególnych jej wariantach Długości rur o danej średnicy zastosowane w poszczególnych wariantach

Table 1. Percentage of pipe of a given diameter with the length of the entire network in each of its variants

| **Udział przewodów o danej średnicy [%]** | **Wariant** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Średnica [mm]** | **S1** | **S2** | **S3** | **S4** | **Z1** | **Z2** | **Z3** |
| 96,8 | 39,7 | 68,0 | 37,3 | 70,4 | 31,1 | 31,1 | 31,1 |
| 110,2 | 22,5 | - | 15,4 | - | 35,1 | 35,1 | 35,1 |
| 123,3 | 3,7 | - | 15,0 | - | 10,2 | 9,6 | 9,6 |
| 141,0 | 11,8 | 12,2 | 12,3 | 8,5 | 23,3 | 17,0 | 17,0 |
| 158,6 | 12,2 | 12,6 | 12,2 | 13,4 | - | 3,5 | - |
| 176,2 | - | - | - | - | 0,2 | 3,6 | - |
| 198,2 | 4,1 | 7,2 | 1,8 | 7,7 | - | - | 6,8 |
| 220,4 | 5,8 | - | 0,1 | - | - | - | 0,2 |
| 277,6 | - | - | 5,7 | - | - | - | - |
| 312,8 | 0,2 | - | 0,2 | - | - | - | - |
| Suma | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |

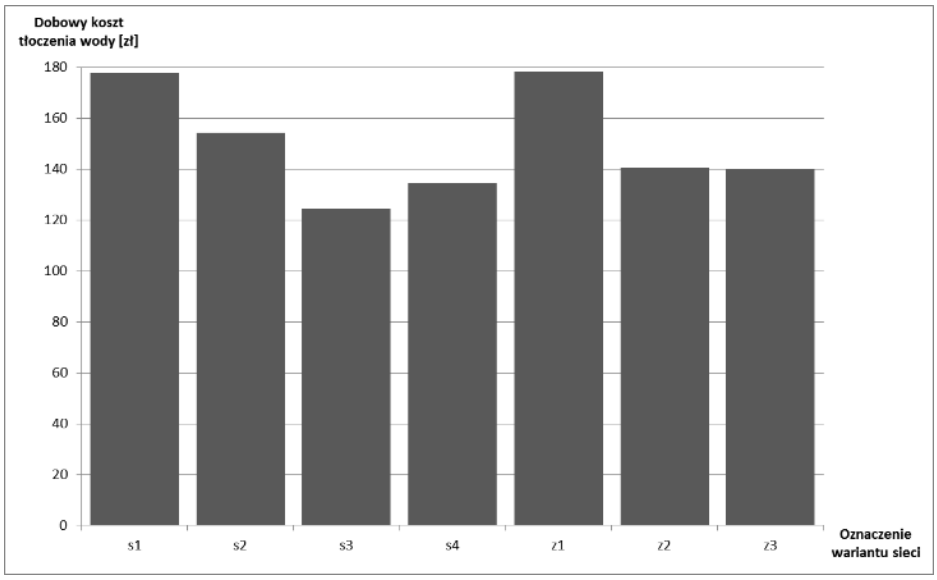
Uwaga. Znak „-„ wskazuje na brak średnicy przewodu w danym wariancie sieci.

## 3. Wyniki symulacji komputerowych

Na przygotowanych modelach sieci przeprowadzono symulacje działania systemów dystrybucji wody. Uzyskane wyniki podsumowano wykresami na rysunkach 5 i 6.

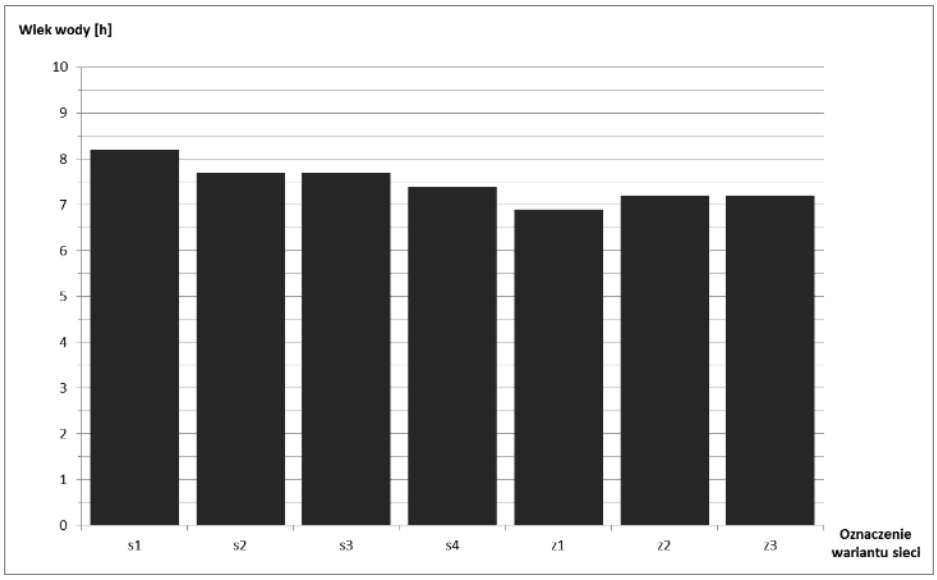
Na podstawie wyników modelowania obliczano wartość ilorazu ciśnienia wody w węźle będącego wynikiem symulacji działania danego modelu sieci do wymaganej wartości ciśnienia w węźle dla poprawnego pobierania wody przyjętej jako 30 m. Zmiany ciśnienia wody w przewodach wodociągowych przekładają się na zmiany wartości tego ilorazu. Zmienne warunki hydrauliczne, w tym gwałtowne zmiany ciśnienia są jedną z przyczyn wtórnego zanieczyszczenia

wody w systemach dystrybucji wody [6, 9]. Z uwagi na jakość wody pracę pomp projektowano w taki sposób, by minimalizować wahania ciśnienia.




Rys. 5. Zestawienie dobowych kosztów tłoczenia wody dla poszczególnych wariantów

Fig. 5. Daily pumping costs for individual variants




Rys. 6. Zestawienie średnich ważonych wartości wieku wody dla poszczególnych wariantów

Fig. 6. Weighted average water ages for individual variants

Na rysunku 5 pokazano zestawienie dobowych kosztów tłoczenia wody w zależności od wariantu. Najwyższe dobowe koszty tłoczenia wody wynoszące niemal 180 zł/d uzyskano dla wariantów s1 i z1. Najniższy dobowy koszt tłoczenia wody (ok. 125 zł/d) uzyskano dla wariantu s3.

Dobowy koszt tłoczenia wody dla wariantu s1 jest porównywalny z z1. Wynika to z lokalizacji SUW wraz z pompownią II stopnia na terenie o największych rozbiorach i wymaganej wówczas większej wysokości podnoszenia zainstalowanych tam pomp, by możliwe było zasilenie w wodę południowej część gminy, która jest położona wyżej w stosunku do rzędnych SUW.

Pozostałe dobowe koszty tłoczenia wody są również na porównywalnym ze sobą poziomie. Koszty tłoczenia wody dla obu układów - scentralizowanego i zdecentralizowanego - zależą od zastosowanego wariantu lokalizacji pompowni II stopnia, a co za tym idzie - od wymaganej wysokości podnoszenia pomp.

Rysunek 6 przedstawia zestawienie średnich ważonych wartości wieku wody. Obliczone wartości średniego ważonego wieku wody dla każdego wariantu były porównywalne: najwyższą wartość wynoszącą 8,2 h otrzymano dla wariantu s1, najniższą - wynoszącą 6,9 h dla wariantu z1.

## 4. Podsumowanie i wnioski

Zmiana układu sieci wodociągowej (jej decentralizacja) nie zmniejsza znacząco czasu przebywania wody w sieci. Jego średnia ważona wartość zmienia się od 6,9 h do 8,2 h w zależności od wariantu sieci. W przypadku małych sieci wodociągowych występuje niekorzystna czasowa struktura poboru wody, powodująca jej stagnację w przewodach wodociągowych [5]. Dodatkowo wymagane dla celów przeciwpożarowych minimalne średnice przewodów są czasem przewymiarowane w przypadku niewielkiej liczby odbiorców wody, co również jest powodem niewielkich prędkości przepływu wody osiąganych w przewodach, szczególnie w małych jednostkach osadniczych. Te czynniki są również powodem niewielkiego zmniejszenia średniego ważonego wieku wody w przypadku zastosowania układu zdecentralizowanego (rozbicie sieci wodociągowej na kilka mniejszych). Na przykładzie modelowanej sieci wodociągowej i jej modyfikacji można stwierdzić, że tam gdzie pozwalają na to przepisy [11], należy stosować alternatywne źródła wody na cele przeciwpożarowe. Otrzymane wyniki pokazują bowiem, że uzyskanie znaczącej zmiany wieku wody, jako parametru wskazującego na potencjalne problemy z jej jakością, nie jest możliwe bez zwiększenia prędkości przepływu wody (zmniejszenia średnic) lub zastosowania innych rozwiązań [1, 2] pozwalających na dostarczenie odbiorcy wody w odpowiedniej ilości, pod odpowiednim ciśnieniem i o jakości wynikających z obowiązujących rozporządzeń.

Koszt tłoczenia wody zmieniał się od około 125 zł/d do około 180 zł/d w zależności od wariantu sieci. Należy zaznaczyć, że w większości przypadków sprawność pompowania wody można uznać za dobrą [10]. Największy dobowy

koszt tłoczenia wody uzyskano dla wariantów, w których SUW wraz z pompownią II stopnia były zlokalizowane na terenie największych rozbiorów i konieczne było zwiększenie wysokości podnoszenia zainstalowanych tam pomp, by umożliwić zasilenie w wodę terenów położonych najwyżej, tj. południowej części gminy. Podniesie wysokości podnoszenia pomp, wynikające z niekorzystnego układu wysokościowego, wpłynęło w znaczący sposób na wzrost kosztów tłoczenia wody.

Na podstawie otrzymanych wyników można wywnioskować, że proponowane zmiany w systemie dystrybucji wody (wybór pomiędzy układem scentralizowanym a zdecentralizowanym) nie wpływają znacząco na dobowy koszt tłoczenia wody ani na wartość średniego ważonego wieku wody. Wyniki badań potwierdziły natomiast, że ważnym czynnikiem wpływającym na dobowy koszt tłoczenia wody jest lokalizacja pompowni, która pozwoli uniknąć zwiększenia wysokości podnoszenia zainstalowanych na niej pomp celem zasilenia w wodę wszystkich odbiorców.

Wzajemne rozmieszczenie źródeł i odbiorców wody może spowodować, że zastosowanie decentralizacji systemu nie przyniesie oczekiwanych efektów w postaci na przykład zmniejszenia wieku wody. Może to wynikać choćby ze struktury istniejącego systemu dróg lub podziału własności ziemi, na której lokalizowany jest system dystrybucji wody. W tabeli 2 pokazano odległość najdalej wysuniętych punktów poboru wody od SUW przed i po decentralizacji.

Tabela 2. Odległość najdalej wysuniętych punktów poboru wody od SUW

Table 2. The distance between the water treatment plant and the furthest points of water demand

| **Układ sieci wodociągowej** | **Odległość najdalej wysuniętego punktu systemu od SUW** | |
|---|---|---|
| | **mierzona w linii prostej [m]** | **mierzona wzdłuż trasy przewodu [m]** |
| scentralizowany | 4200 | 9700 |
| decentralizowany | 2600 | 8200 |

Jak pokazano w tabeli 2 decentralizacja sieci wodociągowej skróciła odległość najdalej położonego punktu poboru wody od SUW mierzoną w linii prostej. Konieczność lokalizowania przewodów wzdłuż istniejącej siatki dróg spowodowała jednak, że decentralizacja nie skróciła znacząco trasy, jaką woda musi przebyć od SUW do odbiorcy.

## Literatura

[1] Bromberek Z., Kaźmierski T., Mazurkiewicz K., Mróz T., Schiller T.: Zarządzanie zasobami wodnymi w przestrzeni zurbanizowanej jako narzędzie planowania zrównoważonego rozwoju jednostek osadniczych, IV Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO 2014, 29-30 maja 2014 r.

[2] Bromberek Z., Kaźmierski T., Mazurkiewicz K., Mróz T., Schiller T.: Metoda planowania zabudowy zrównoważonej w oparciu o racjonalną infrastrukturę techniczną, IV Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO 2014, 29-30 maja 2014 r.

[3] Elton A., Brammer L.F.,Tansley N.S.: Water quality modeling in distribution networks, Journal AWWA, Vol. 87, No. 7, 1995, pp. 44-52.

[4] Jędral W.: Efektywność energetyczna pomp i instalacji pompowych, Krajowa Agencja Poszanowania Energii, Warszawa 2007.

[5] Kłos M., Zimoch I.: Wykorzystanie analizy jakości wody do oceny pracy sieci wodociągowej, Ochrona Środowiska 2005, Rok 27, Nr 4, s. 27-30.

[6] Kowal A.L., Świderska-Bróż M.: Oczyszczanie wody. Podstawy teoretyczne i technologiczne, procesy i urządzenia, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2009.

[7] Reddy L.S., Ormsbee L.E., Wood D.J.: Time-Averaging Water Quality Assessment, Journal AWWA, Vol. 87, No. 7, 1995, pp. 64-73.

[8] Rossman L.A.: Epanet. Users manual, United States Environmental Protection Agency, Cincinnati 2000.

[9] Tatara M.: Wtórne zanieczyszczenia wody wodociągowej podczas jej dystrybucji w aspekcie pogorszenia fizykochemicznej jakości wody, GWiTS, 6/2001, s. 201-205.

[10] Wowk J.: Ocena energetyczna pompowni, Pompy Pompownie 4/2011.

[11] Dz.U. 2009 nr 124 poz. 1030: Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 lipca 2009 r. w sprawie przeciwpożarowego zaopatrzenia w wodę oraz dróg pożarowych.

## THE INFLUENCE OF THE WATER SUPPLY SYSTEM DESIGN ON WATER TRANSPORT COST AND TIME IN WHICH WATER STANDS IN THE NETWORK

**S u m m a r y**

The purpose of analysis presented in the paper was to examine the influence of the layout of the water supply system on daily pumping costs and time of water remaining in the network evaluated as water age. Water age is an indicator of potential problems with water taste and odour. The increase in water age results usually in deterioration of water quality. With the use of Epanet application several different variants of a water supply system model has been built for a district of appx. 10 000 inhabitants located in Wielkopolska. In some variants a centralized layout of network was used, in which all inhabitants were supplied from one water treatment plant, whereas in other variants the network layout was decentralized, i.e. inhabitants were supplied from separate water supply systems. Examined variants differed from each other with regard to the pipe diameter, pump type, quantity of pipe and localization of water treatment plant and pumping stations. All

variants were designed to fulfill requirements of fire resistance standards. Additionally, the changes of water pressure inside network were minimized, because the rapid changes of water pressure can result in a secondary contamination of water in a water distribution system. On the basis of computer simulations, the analysis of daily pumping costs and average weighted water age was performed for each variant. The results of the analysis showed that the type of water supply system layout does not have a significant influence on daily pumping costs and average weighted water age.

**Keywords:** centralized water supply system, decentralized water supply system, water age, pumping cost

DOI:10.7862/rb.2016.158

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 187-196

**Tomasz KAŹMIERSKI**[1]
**Karolina MAZURKIEWICZ**[2]
**Tomasz SCHILLER**[3]

# ZASTOSOWANIE METODY AHP W RACJONALNYM PROJEKTOWANIU SIECI WODOCIĄGOWEJ

W pracy pokazano przykład zastosowania metody analizy wielokryterialnej do projektowania systemu dystrybucji wody. Porównywano układy sieci zdecentralizowane i scentralizowane, które mają dostarczać wodę w odpowiedniej ilości i jakości do odbiorców zamieszkujących gminę zlokalizowaną w Wielkopolsce o łącznej liczbie mieszkańców ok. 10 000. Modele układów sieci wodociągowych zostały przygotowane w programie Epanet, który umożliwił sprawdzenie parametrów działania, między innymi wysokości ciśnień w węzłach oraz kosztów energii wynikających z tłoczenia wody od źródła do odbiorcy. Skorzystano również z Katalogów Nakładów Rzeczowych, które umożliwiły obliczenie koniecznych nakładów pracy w celu wybudowania każdego z analizowanych rozwiązań sieci. Na potrzeby artykułu przyjęto następujące etapy prac potrzebne do wykonania każdej z inwestycji: wytyczenie trasy rurociągu, usunięcie warstwy ziemi urodzajnej, wykonanie wykopu, umocnienie ścian wykopu, przygotowanie dna, posadowienie rurociągu, zasypanie rurociągu, plantowanie powierzchni. Pozwoliło to na oszacowanie kosztów środowiskowych, inwestycyjnych oraz czasu wykonania każdego z wariantów. Poszczególne warianty układu sieci wodociągowej oceniano przy pomocy kryteriów: niezawodności, jakości wody, kosztów energii, obsługi napraw i remontów, inwestycji, czasu wykonania inwestycji oraz wpływu na środowisko. Przewaga danego wariantu nad innymi zależy w dużej mierze od zastosowanych w projektowaniu rozwiązań oraz koniecznego nakładu prac do ich wykonania. Do oceny wpływu poszczególnych kryteriów na projektowanie sieci wodociągowej zastosowano metodę analizy wielokryterialnej. Wybrano metodę Analytic Hierarchy Process (AHP), która pozwala na ocenę jakościową oraz ilościową wskazanych wariantów. W rezultacie otrzymano ich ranking, który wykazał że przy przyjętych wartościach porównań parami najważniejsza jest jakość wody, wpływ na środowisko ocenianego wariantu oraz niezawodność.

[1] Tomasz Kaźmierski, Politechnika Poznańska, Pl. M. Skłodowskiej-Curie 5, 60-965 Poznań, tomasz.kazmierski@put.poznan.pl
[2] Autor do korespondencji / corresponding author: Karolina Mazurkiewicz, Politechnika Poznańska, Pl. M. Skłodowskiej-Curie 5, 60-965 Poznań, karolina.mazurkiewicz@put.poznan.pl
[3] Tomasz Schiller, Politechnika Poznańska, Pl. M. Skłodowskiej-Curie 5, 60-965 Poznań, tomasz.schiller@put.poznan.pl

**Słowa kluczowe:** analiza wielokryterialna, katalog nakładów rzeczowych, układ scentralizowany, układ zdecentralizowany

## 1. Wprowadzenie

Sieć wodociągowa powinna dostarczyć odbiorcom wodę w odpowiedniej ilości pod odpowiednim ciśnieniem oraz o jakości zgodnej z normami [2, 3, 5]. Z założeń tych wynika konieczność zapewnienia układu sieci, który spełni te wymagania. Skutkiem ich przyjęcia i przyznania, że są one ważne dla przyszłych odbiorców wody jest między innymi konieczność obliczenia kosztów inwestycyjnych, eksploatacyjnych, czasu wykonania inwestycji, niezawodności projektowanej sieci, oszacowania oddziaływania inwestycji na środowisko. Następnie należy porównać różne warianty sieci spełniające założenia. Taki sposób postępowania pozwoli na zidentyfikowanie rozwiązania racjonalnego. Porównania wariantów sieci z uwzględnieniem przyjętych przez projektanta kryteriów można dokonać za pomocą metod wielokryterialnego wspomagania decyzji.

Celem artykułu jest zaproponowanie zestawu kryteriów oraz pokazanie rankingu wariantów, który pozwoli na oszacowanie ich wpływu na projektowanie sieci wodociągowej.

W artykule przyjęto metodę AHP (Analytic Hierarchy Process), która pozwala na uwzględnienie kryteriów ilościowych oraz jakościowych. Jest to istotne ponieważ niektóre z kryteriów trudno jest ocenić ilościowo (np. wpływ na środowisko).

Na potrzeby artykułu przygotowano w programie Epanet kilka wariantów modeli sieci wodociągowej zasilającej gminę zlokalizowaną w Wielkopolsce o łącznej liczbie mieszkańców ok. 10 000. Różnią się one średnicami przewodów, typem oraz ilością pomp oraz lokalizacją SUW wraz z pompownią. Układy scentralizowane oznaczano literą "s" w nazwie, a zdecentralizowane literą "z". Każdy z wariantów spełnienia wymagania przeciwpożarowe.

## 2. Kryteria oceny wariantów

W pracy uwzględniono następujące kryteria oceny:

- niezawodność,
- jakość wody,
- koszt energii,
- koszt obsługi, napraw i remontów,
- koszt inwestycji,
- czas wykonania inwestycji,
- wpływ na środowisko.

Niezawodność jest to właściwość polegająca na zdolności systemu do realizacji swoich funkcji w określonych warunkach istnienia i eksploatacji oraz w założonym czasie. Na niezawodność działania mają więc wpływ różne czyn-

niki. W artykule niezawodność została zbadana poprzez zmienność ciśnienia, która może spowodować nieszczelności oraz doprowadzić do przerwania dopływu wody do rejonu miasta, który przez dany rurociąg jest zasilany. Należy więc minimalizować zmiany ciśnienia przy jednoczesnym zapewnieniu jego odpowiedniej wartości w punktach czerpalnych.

Jakość wody to kryterium, które musi być zachowane w celu zapewnienia mieszkańcom wody o odpowiednim składzie fizyko-chemicznym. W przypadku rozważań wykonanych w artykule oparto się na wieku wody, który obrazuje jak długi czas woda przybywała w układzie zanim trafiła do odbiorcy. Należy maksymalizować jakość wody obniżając jej wiek.

Koszty energetyczne związane są z ceną transportu 1 $m^3$ wody. Jest to wartość, którą należy minimalizować.

Koszt obsługi, napraw i remontów związany jest z wielkością systemu oraz ilością SUW. Przeprowadzone symulacje różnych wariantów sieci wykazały, że w celu zapewnienia odpowiedniej pracy układu różnice w długości sieci są zazwyczaj nieznaczne (w badanym regionie wynosiły maksymalnie 16%) i dlatego skupiono się głównie na ilości SUW. Im większa ich ilość tym więcej pracowników należy zatrudnić i tym większe prawdopodobieństwo awarii pomp (ze względu na ich większą ilość). Należy więc dążyć do jak najmniejszej ilości SUW.

Koszt inwestycyjny związany jest z długością sieci, zastosowanymi średnicami oraz ilością budowanych SUW. W artykule cała sieć w każdym z wariantów wykonana jest z rur z tego samego materiału o tym samym prognozowanym okresie eksploatacji. Koszt inwestycyjny należy minimalizować.

Czas wykonania inwestycji związany jest z zastosowanymi w wariantach rozwiązaniami oraz z zastosowanymi metodami pracy. Jest to kryterium, które związane jest z możliwościami wykonawcy. Powinniśmy dążyć do jego minimalizacji uwzględniając jednak wielkość frontu robót.

Otaczające nas środowisko jest jednym z najbardziej istotnych kryteriów wykonywanych inwestycji. Należy ograniczyć stopień ingerencji w otoczenie minimalizując wykopy, ograniczając ilość spalin doprowadzanych do otoczenia czy też ilość energii koniecznej do transportu wody. Należy minimalizować wpływ na środowisko.

## 3. Metoda AHP

W celu wyboru racjonalnego wariantu sieci wodociągowej skorzystano z metody AHP. Jest to jedna z metod wielokryterialnych, w której należy określić kryteria oceny oraz wzajemne relacje poszczególnych wariantów względem nich. Wzajemne relacje pomiędzy kryteriami określono za pomocą skali porównań parami, która pozwala równocześnie ocenić cechy ilościowo oraz jakościowo:

1 – Jednakowa istotność. Oba czynniki w jednakowym stopniu przyczyniają się do osiągnięcia celu.

3 – Niewielka przewaga. Osąd i doświadczenie nieznacznie przedkładają jeden czynnik nad drugi.

5 – Silna przewaga. Osąd i doświadczenie silnie przedkładają jeden czynnik nad drugi.

7 – Bardzo silna przewaga. Jeden czynnik jest bardzo silnie przedkładany nad drugi i praktyka potwierdza tą przewagę.

9 – Absolutna przewaga. Przewaga jednego czynnika nad drugim jest absolutna i potwierdzona w najwyższym stopniu.

Wartości pośrednie 2, 4, 6, 8 stosuje się w razie konieczności, gdy wybór kolejnych liczb nieparzystych nie oddaje relacji między wariantami lub kryteriami. W przypadku ocen o relacji odwrotnej stosuje się odwrotność podanych liczb np. 1/7 (bardzo silna przewaga drugiego z porównywanych wariantów). Wynik porównań zamieszczono w tabeli 1.

## 4. Obliczenia nakładu prac

Wymagany zakres robót ziemnych wpływa na część kryteriów, tj. na koszt inwestycji, czas jej wykonania oraz oddziaływanie na środowisko. Przygotowując modele sieci założono, że przewody wodociągowe wykonane zostaną z polietylenu. W obliczeniach przyjęto więc ich wymagane minimalne przykrycie równe 1,7 m. Przyjęta wartość wynika z zachowania odpowiedniego zagłębienia przyłączy wodociągowych podczas stosowania trójników siodłowych zgrzewanych elektrooporowo [1]. Na podstawie wymagań technicznych COBRTI INSTAL [4] przyjęto minimalną szerokość dna wykopu - przyjęto wykop wąskoprzestrzenny (o szerokości dna do 1,5 m), oszalowany. Obliczono wysokość oraz szerokość wykopów w zależności od średnicy rury, a w kolejnym etapie objętość oraz powierzchnię wykopu i jego skarp. Następnie zastosowano Katalogi nakładów rzeczowych (KNR) do wyliczenia koniecznych nakładów pracy w celu wybudowania rurociągów, według niżej wymienionych etapów:

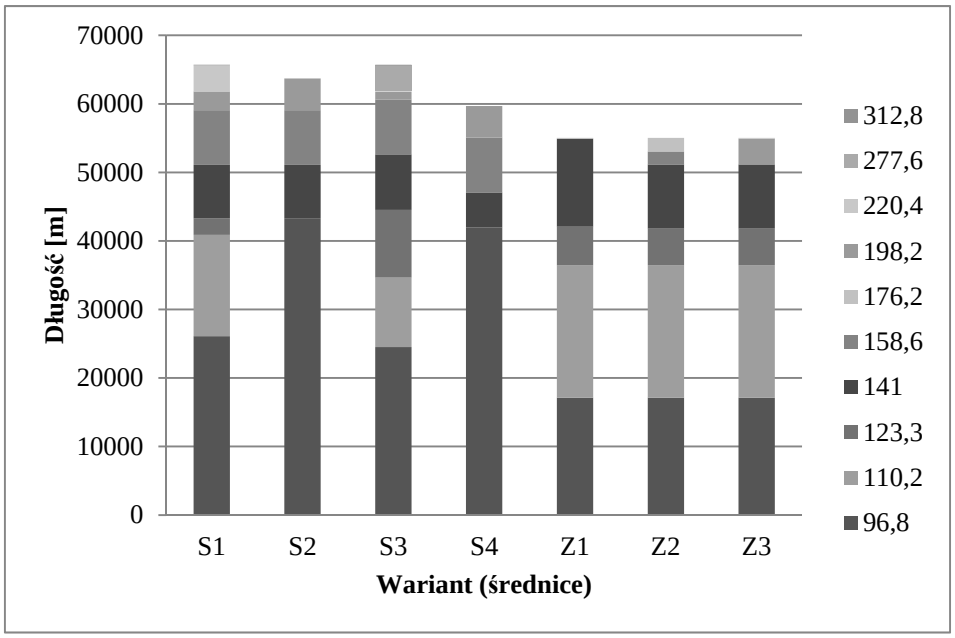
- wytyczenie trasy rurociągu,
- usunięcie warstwy ziemi urodzajnej,
- wykonanie wykopu,
- umocnienie ścian wykopu,
- przygotowanie dna,
- posadowienie rurociągu,
- zasypanie rurociągu,
- plantowanie powierzchni.

Tab. 1. Porównanie kryteriów zgodnie ze skalą porównań parami

Table 1. Comparison of criteria in accordance with the scale pairwise comparisons

| **Lp.** | **Kryterium 1** | **Kryterium 2** | **Porównanie kryterium pierwszego z drugim** |
|---|---|---|---|
| 1. | Niezawodność | Jakość wody | 1/2 |
| 2. | Niezawodność | Koszt energii | 2/1 |
| 3. | Niezawodność | Koszt obsługi, napraw i remontów | 2/1 |
| 4. | Niezawodność | Koszt inwestycji | 2/1 |
| 5. | Niezawodność | Czas wykonania inwestycji | 2/1 |
| 6. | Niezawodność | Wpływ na środowisko | 2/1 |
| 7. | Jakość wody | Koszt energii | 2/1 |
| 8. | Jakość wody | Koszt obsługi, napraw i remontów | 4/1 |
| 9. | Jakość wody | Koszt inwestycji | 2/1 |
| 10. | Jakość wody | Czas wykonania inwestycji | 5/1 |
| 11. | Jakość wody | Wpływ na środowisko | 1/1 |
| 12. | Koszt energii | Koszt obsługi, napraw i remontów | 2/1 |
| 13. | Koszt energii | Koszt inwestycji | 1/3 |
| 14. | Koszt energii | Czas wykonania inwestycji | 3/1 |
| 15. | Koszt energii | Wpływ na środowisko | 1/2 |
| 16. | Koszt obsługi, napraw i remontów | Koszt inwestycji | 1/3 |
| 17. | Koszt obsługi, napraw i remontów | Czas wykonania inwestycji | 3/1 |
| 18. | Koszt obsługi, napraw i remontów | Wpływ na środowisko | 1/3 |
| 19. | Koszt inwestycji | Czas wykonania inwestycji | 3/1 |
| 20. | Koszt inwestycji | Wpływ na środowisko | 2/1 |
| 21. | Czas wykonania inwestycji | Wpływ na środowisko | 1/5 |

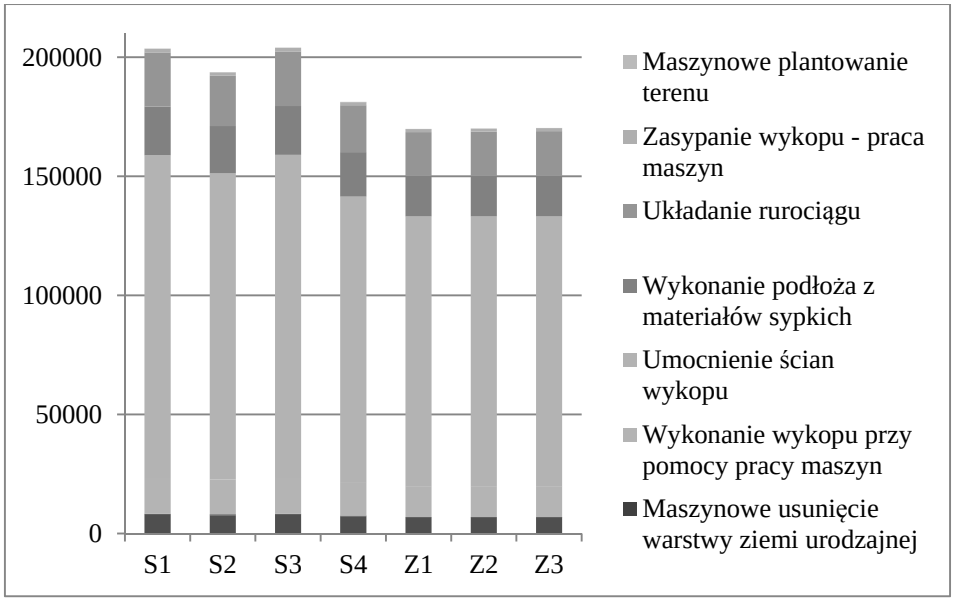
Każdy z wariantów scentralizowanych wymaga zaprojektowania sieci o większej długości całkowitej niż w wariantach zdecentralizowanych (rys. 1). Związane jest to z połączeniem w jeden układ miejscowości często oddalonych od siebie o kilka kilometrów. W przypadku ustalonych na potrzeby tej pracy wariantów układy scentralizowane mają o około 16% dłuższą sieć od wariantów zdecentralizowanych, taka jest też różnica nakładu pracy dotycząca wariantów. W każdym z wariantów około 70% zastosowanych rur ma średnicę 96,8 mm oraz 110,2 mm. W przypadku wariantu S2 i S4 zastosowano tylko średnicę 96,8 mm i to te rury stanowią około 70% wszystkich zastosowanych średnic. W wariantach S1 i S3 największą zastosowaną średnicą jest 312,8, która występuje tylko przy SUW. W wariancie S3 rolę głównej magistrali pełni średnica 277,6, dla S1 jest to 220,4, a dla innych wariantów 198,2. Zmniejszanie zastosowanych średnic ma na celu zwiększenie prędkości przepływu i tym samym zmniejszenie czasu przebywania wody w układzie. Niestety ze względu na symulowanie w modelach pożaru średnica 96,8 okazała się najniższą możliwą do zastosowania. Powoduje to występowanie w układzie niskich prędkości przepływu, szczególnie na końcówkach sieci. Zastosowanie metody AHP pozwoliło jednak na uwzględnienie zmian prędkości w poszczególnych wariantach przy zastosowaniu skali porównań parami.




Rys. 1. Długości przewodów wykorzystanych w poszczególnych wariantach

Fig. 1. Length of pipes used in different variants

Rysunek 2 przedstawia czas konieczny do wykonania poszczególnych etapów prac według wariantów w przypadku zastosowania maszyn. Jak można odczytać z wykresu całkowity czas potrzebny na wykonanie wariantów zawiera się w przedziale od około 170 tysięcy do około 200 tysięcy godzin. Przyjmując 8 h czas pracy wynosi to od około 70 tysięcy do 90 tysięcy dniówek. Przy pracy ekipy składającej się ze 100 ludzi czas wykonania poszczególnych wariantów to od około 7 do 9 miesięcy. Należy jednak pamiętać, że nie uwzględniono tu harmonogramu robót, który może skrócić ten czas. Przyjęto koszt zatrudnienia 1 pracownika równy 4000 zł miesięcznie. Całkowity koszt pracy wynosi więc od około 4,4 do 5,2 milionów złotych. Koszt pracy maszyn uśredniono przyjmując, że 1 miesiąc pracy wraz z operatorem to koszt 14000 złotych. Praca maszyn kosztuje więc od około 364 do około 448 tysięcy złotych. Około 66% czasu wykorzystane zostaje na umocnienie ścian wykopu, a po około 10% na wykonanie podłoża oraz ułożenie rurociągu. Te trzy etapy wykonane są tylko z pomocą pracy ludzi stąd ich czas trwania dominuje nad innymi etapami.

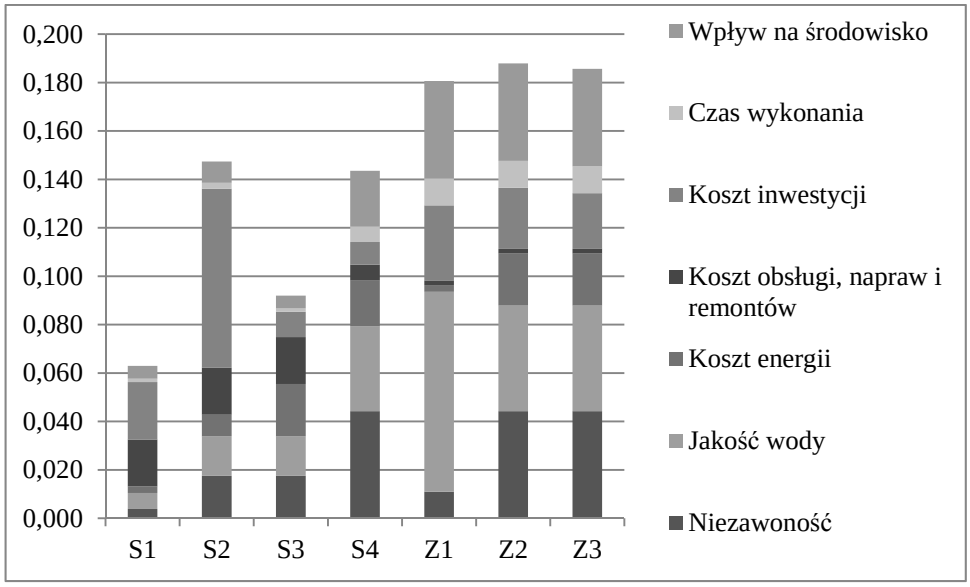



Rys. 2. Czas konieczny do wykonania poszczególnych etapów prac według wariantów w przypadku zastosowania maszyn

Fig. 2. The time required for the various stages of variants-rods in the case of the use of machines

## 5. Porównanie wariantów z zastosowaniem metody AHP - wnioski

Warianty zostały porównane względem kryteriów zgodnie ze skalą porównań parami zamieszczoną w punkcie trzecim artykułu. W wyniku otrzymano ranking wariantów zamieszczony na rysunku 3.




Rys. 3. Ranking wariantów

Fig. 3. Ranking alternatives

Po wykonaniu porównań parami okazało się, że najważniejsze jest kryterium jakości wody, kolejnymi zaś koszt inwestycyjny i niezawodność. Po wykonaniu rankingu wariantów stwierdzono, że na ocenę końcową wariantów zdecentralizowanych wpłynęły głównie niezawodność (około 6-24%), jakość wody (około 23-46%) oraz wpływ na środowisko (około 22%). Można więc stwierdzić, że pomimo iż koszt inwestycyjny jest kryterium istotnym dla inwestorów to po wzięciu pod uwagę relacji pomiędzy wariantami okazuje się parametrem mniej ważnym. Jedynie w przypadku wariantu S2 stanowił aż 50% oceny końcowej oraz w wariancie S1 około 38%. W innych wariantach wynosił od około 6 do około 17%. Zgodnie z wykresem 3 po uwzględnieniu wszystkich kryteriów najbardziej racjonalnym wariantem jest wariant zdecentralizowany Z2. Ma on w porównaniu z innymi wariantami dobry koszt inwestycyjny, wpływ na środowisko, jakość wody oraz niezawodność działania. Czas wykonania również jest krótszy niż dla innych wariantów. Jedynie koszt obsługi, napraw i remontów jest wyższy co jest związane z większą liczbą stacji uzdatniania wody i konieczno-

ścią zatrudnienia większej liczby pracowników. Można również stwierdzić, że wszystkie warianty zdecentralizowane mają lepszy ranking od wariantów scentralizowanych. Związane to jest głownie z ich mniejszym wpływem na środowisko oraz lepszą jakością wody, które to kryteria miały jedną z wyższych wartości oceniania poszczególnych wariantów.

## Literatura

[1] Aquanet S.A.: Projektowanie, wykonawstwo sieci wodociągowych i kanalizacyjnych oraz przyłączy. Wymagania ogólne, Poznań 2013.

[2] Elton A., Brammer L.F.,Tansley N.S.: Water quality modeling in distribution networks, Journal AWWA, Vol. 87, No. 7, 1995, pp. 44-52.

[3] Reddy L.S., Ormsbee L.E.; Wood D.J.: Time-Averaging Water Quality Assessment, Journal AWWA, Vol. 87, No. 7, 1995, pp.64-73.

[4] Wymagania techniczne wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych zalecane do stosowania przez Ministerstwo Infrastruktury, Wymaganie techniczne COBRTI Instal, Zeszyt 9, Warszawa 2003.

[5] Bromberek Z., Kaźmierski T., Mazurkiewicz K., Schiller T., Mróz T.M.: Metoda planowania zabudowy zrównoważonej w oparciu o racjonalną infrastrukturę wodno-ściekową [w:] INFRAEKO 2014: Nowoczesne miasta. Infrastruktura i środowisko, IV Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna, pod red. J. Dziopaka, D. Słysia, A. Stec, [organiz.] Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju Politechniki Rzeszowskiej, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2014, s. 19-32, ISBN 978-83-7199-937-2.

## THE USAGE OF AHP METHOD IN RATIONAL DESIGNING OF WATER SUPPLY SYSTEM

**S u m m a r y**

The article presents an example of the use of multi-criteria analysis method in designing of a water supply system. Centralized and decentralized network systems have been compared, which aim to supply a community of appx. 10 000 people in Wielkopolska with water of an appropriate quality and in a proper quantity. The models of water network system have been prepared in the Epanet program, which enabled to check work parameters, among others pressure in nodes and energy cost resulting from water pumping from source to consumer. By using the Catalogues of In-kind Expenditures, the work input necessary to build each of analyzed network solutions has been calculated. In the article, the following work steps needed to execute each investment have been assumed: defining the route of the pipeline, removal of the fertile soil layer, trench excavation, reinforcement of the walls of the excavation, preparation of the bottom of the excavation, foundation of the pipeline, backfilling over the pipeline and restoring the original ground surface profile. This enabled to estimate environmental and investment cost as well as the execution time of each option. The individual options of water network systems have been assessed against the following criteria: reliability, water quality, energy cost, maintenance cost, investment cost, investment execution time and environmental impact. The superiority of one option over other depends, to a great extent, on solutions used in designing and work input necessary for their implementation. In order to assess the impact of different options on designing of water network, the multi-criteria analysis method has been used. The chosen method of Analytic Hierarchy Process

(AHP) allows to judge the options from both a qualitative and quantitative perspective. As a result a ranking has been prepared, which proves that for adopted values of comparison in pairs the most important are: water quality, environmental impact of assessed option and its reliability.

**Keywords:** multi-criteria analysis, catalogue of in-kind expenditures, centralized water supply system, decentralized water supply system

DOI:10.7862/rb.2016.159

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 197-208

**Barbara KLISZCZEWICZ**[1]

# ZASTOSOWANIE MODELU HARDENING SOIL SMALL W ANALIZACH NUMERYCZNYCH UKŁADU RUROCIĄG-GRUNT

W artykule podano podstawowe informacje, dotyczące sprężysto-plastycznych modeli gruntu, ze szczególnym uwzględnieniem modelu Hardening Soil Small (model sprężysto-plastyczny o wzmocnieniu izotropowym). Model ten zastosowano w numerycznej analizie układu rurociąg-grunt (2D), odwzorowującego podatny rurociąg (PVC), ułożony w gruncie (wariantowo: piaski, glina). Wyniki analizy przedstawiono w postaci map naprężeń w gruncie oraz wykresów uogólnionych sił wewnętrznych w rurociągu. W celu zbadania wrażliwości modelu HSS wykonano także jego analizę parametryczną (wpływ OCR).

**Słowa kluczowe:** MES, interakcja rura-grunt, konstytutywny model gruntu

## 1. Konstytutywne modele gruntu

### 1.1. Ogólna charakterystyka modeli sprężysto-plastycznych

Jednym z podstawowych problemów numerycznego modelowania interakcji konstrukcji z otaczającym ją gruntem (analizy deformacji i naprężenia) jest właściwe odwzorowanie jego zachowania się w trakcie działania zewnętrznych obciążeń. Skomplikowany, wielofazowy ośrodek, jakim jest niewątpliwie grunt, jest ośrodkiem trudnym do opisu, zwłaszcza z uwagi na występowanie w trakcie obciążania złożonych efektów makroskopowych takich jak plastyczność, anizotropia, pełzanie czy nieliniowość fizyczna. Pozostawiając na boku, jako mało realistyczne, modele sprężyste (liniowa zależność między naprężeniem a odkształceniem) i tzw. model Winklera (grunt reprezentowany przez układ sprężyn o określonej podatności), za szczególnie użyteczną do opisu zachowania się gruntu uznać należy grupę modeli sprężysto-plastycznych. W grupie tej lokują się modele sprężysto-idealnie plastyczne, modele sprężysto-plastyczne o wzmocnieniu izotropowym (w tym modele stanu krytycznego i modele typu „cap") lub o wzmocnieniu kinematycznym. Modele te zostały opisane w szeregu

[1] Barbara Kliszczewicz, Politechnika Śląska, Katedra Geotechniki i Dróg, Wydział Budownictwa, 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5, tel. + 48 (32) 2372257, fax: (32) 2372873 e-mail: barbara.kliszczewicz@polsl.pl

aktualnie dostępnych, przeglądowych pozycjach literaturowych [4, 6]. Są także wbudowane w wielu programach komputerowych, używanych do numerycznych analiz zagadnień interakcji konstrukcji z gruntem (m. in. ANSYS, ABAQUS, PLAXIS, ZSOIL). Zatem, do wykonawcy analizy numerycznej należy decyzja dotycząca wyboru konkretnego modelu konstytutywnego.

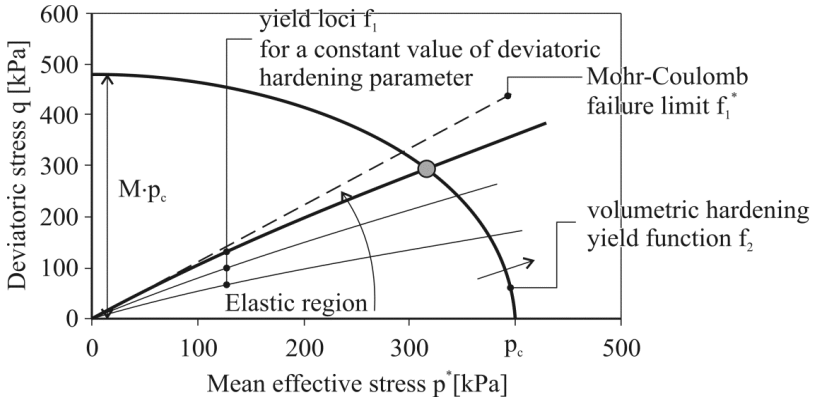
Z uwagi na stosunkową łatwość wyznaczania wartości parametrów gruntu, niezbędnych do wprowadzenia w jego numerycznym modelowaniu, do najpopularniejszych należy model sprężysto-idealnie plastyczny z kryterium zniszczenia Coulomba-Mohra. W modelu tym, wewnątrz powierzchni plastyczności grunt zachowuje się sprężyście, na jej powierzchni wykazuje cechy sprężysto-plastyczne. Parametry modelu Coulomba-Mohra to moduł Younga $E$ (kN/m$^2$), współczynnik Poissona $\nu$ (-), kąt tarcia wewnętrznego $\phi$ ($^0$), kohezja $c$ (kN/m$^2$) oraz kąt dylatancji $\psi$ ($^0$). Dla piasków ten ostatni parametr może być, zgodnie z propozycją Boltona [3], powiązany z kątem tarcia wewnętrznego: przy $\phi \leq 30^0$ $\psi = 0^0$, zaś przy $\phi > 30^0$ $\psi = \phi - 30^0$. Modele sprężysto-idealnie plastyczne uwzględniają odkształcenia trwałe i wpływ historii obciążenia tylko w strefach gruntu, w których wystąpił stan graniczny. Ponieważ sztywność gruntu jest traktowana jako stała, wynik analizy uzyskuje się szybko. Uważa się zatem, że model Coulomba-Mohra jest raczej skuteczny w analizach stanu granicznego (nośność podłoża gruntowego, stateczność zboczy i murów oporowych), natomiast wyznaczone w takim wypadku przemieszczenia nie są realistyczne.

Do grupy modeli sprężysto-plastycznych należy także model Hardening Soil, o wzmocnieniu izotropowym, zależnym od dwóch mechanizmów: objętościowego i dewiatorowego. Model ten występuje obecnie w dwóch wersjach: pierwsza – o nazwie Hardening Soil Standard, której autorem jest Schanz [7] i druga – Hardening Soil Small, wprowadzona w 2006 r. przez Benza [2]. W obu wersjach modelu Hardening Soil mechanizmy wzmocnienia są reprezentowane przez dwa oddzielne płaty hiperpowierzchni plastyczności i odrębne prawa izotropowego wzmocnienia. Model Hardening Soil Small, w stosunku do wersji Hardening Soil Standard, został rozszerzony i doprecyzowany w zakresie degradacji siecznego modułu sztywności $G_s$ w przedziale tzw. małych odkształceń, rzędu $10^{-6}$ – $10^{-3}$ [1, 8, 9]. Model ten realistycznie odwzorowuje także efekt zagęszczenia (zmniejszenie objętości porów na skutek deformacji plastycznych), wpływ historii obciążenia (efekt prekonsolidacji), plastyczne płynięcie, zależności sztywności od stanu naprężeń efektywnych (wzrost modułu sztywności wraz ze wzrostem głębokości lub poziomu naprężeń) oraz dylatancję (zmianę objętości podczas plastycznego płynięcia) [8, 9].

Model Hardening Soil Small zastosowany został m.in. w wielowariantowych analizach numerycznych układu rurociąg-grunt, w których różnicowano rodzaje gruntów, sztywność rurociągów oraz sytuacje obliczeniowe, np. wpływ procesów technologicznych czy wpływ podziemnej eksploatacji górniczej [5].

## 1.2. Charakterystyka modelu Hardening Soil Small

Hiperpowierzchnia plastyczności modeli Hardening Soil Small składa się z dwóch odrębnych, głównych hiperpłatów [8, 9]. Pierwszy z nich, hiperpłat ścinania, jest hiperboloidą jednopowłokową, nawiązującą kształtem do powierzchni Coulomba-Mohra z parametrem wzmocnienia zależnym od plastycznego odkształcenia postaciowego. Drugi hiperpłat, współosiowy z osią hydrostatyczną, stanowi klasyczna nakładka modelu „cap". Główny układ dwóch hiperpłatów uzupełnia końcówka ostrosłupa Coulomba-Mohra, spełniająca rolę *cut-off*. Rozszerzanie nasadki jest ekspotencjalną funkcją zagęszczania (trwałego spadku objętości). Przeciwnie jest z kurczeniem nasadki, która jest odpowiedzią na rozluźnienie. Wzrostowi odkształcenia postaciowego towarzyszy rozchylanie się powierzchni i odwrotnie. Działanie dwumechanizmowego wzmocnienia, zależnego od odkształcenia postaciowego i odkształcenia objętościowego, przedstawiono schematycznie na rysunku 1.




Rys. 1. Schemat działania dwumechanizmowego wzmocnienia w modelu HS Small (na podstawie [8, 9])

Fig. 1. Cap surface of volumetric hardening mechanizm in HS Small model (based on [8, 9])

Powierzchnię plastyczności związaną z mechanizmem ścinania (*shear-strain hardening*) opisuje funkcja:

$$f_1 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{q_a - q} - 2\frac{q}{E_{ur}} - \gamma^{PS} = 0, \tag{1}$$

gdzie: $\gamma^{PS}$ − parametr plastycznego wzmocnienia, kąt trwałego zniekształcenia przekroju dewiatorowego;
$q_a$ – asymptotyczna wartość naprężenia dewiatorowego $q_f$.

Graniczna wartość naprężenia dewiatorowego $q_f$ opisana jest za pomocą kryterium Coulomba-Mohra:

$$q_f = \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}(\sigma_1 + c\,\mathrm{ctg}\phi), \tag{2}$$

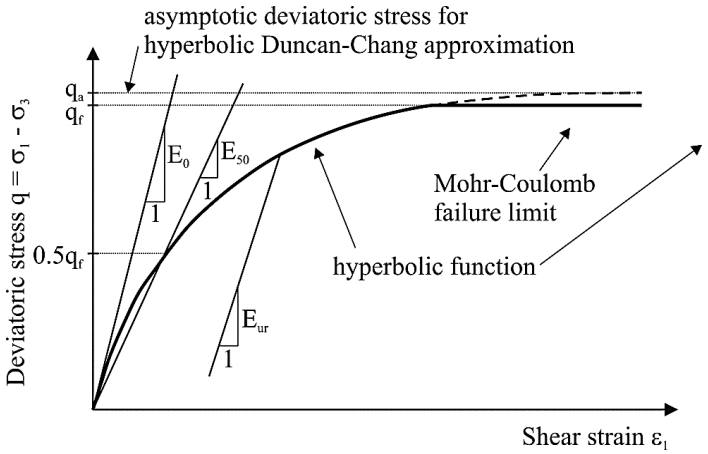
gdzie: $\phi$ – kąt wewnętrznego tarcia gruntu;
$c$ – spójność.

Zachowanie drugiego z hiperpłatów powierzchni plastyczności, nasadki typu *cap*, reguluje mechanizm objętościowy (*volumetric-strain hardening*). Powierzchnię plastyczności opisuje w tym wypadku funkcja:

$$f_2\left(\sigma',\ \varepsilon_s^{pl}\right) = \frac{q^2}{M^2 r^2(\Theta)} + p'^2 + p_c^2 = 0, \tag{3}$$

gdzie: $M$ – parametr modelu HS Small, określający kształt powierzchni hiperpłata;
$r(\Theta)$ – funkcja zapewniająca gładkość i wypukłość powierzchni plastyczności (wg formuły van Eekelena).

W opisie modelu HS Small występują różne moduły sztywności: styczny moduł odkształcenia (sprężystości) $E_0$, sieczny moduł $E_{50}$, odpowiadający 50% wartości $q_f$ oraz moduł $E_{ur}$, reprezentujący nachylenie krzywej odciążenie-obciążenie. Interpretację tych modułów pokazano na rysunku 2, zawierającym charakterystykę ścinania $q - \varepsilon_1$ (gdzie $\varepsilon_1$ jest odkształceniem osiowym), aproksymowaną za pomocą hiperbolicznego prawa Duncana-Changa.




Rys. 2. Hiperboliczna zależność $q - \varepsilon_1$ wraz z interpretacją różnych modułów sztywności (wynik standardowego, trójosiowego testu z drenażem) (na podstawie [8, 9])

Fig. 2. Hyperbolic stress-strain relationship $q - \varepsilon_1$ and the definitione of different stiffness modulus (result of the standard triaxal drained test) (based on [8, 9])

Hiperboliczna zależność $q - \varepsilon_1$ umożliwia interpretację różnych modułów sztywności, występujących w opisie modelu HS Small. Oprócz stycznego modułu odkształcenia (sprężystości) $E_0$, zdefiniowano także sieczny moduł $E_{50}$, odpowiadający 50% wartości $q_f$ oraz moduł $E_{ur}$, reprezentujący nachylenie krzywej odciążenie – obciążenie. Dwa ostatnie moduły opisują zależności:

$$E_{50} = E_{50}^{ref}\left(\frac{\sigma_3^* + c\,\mathrm{ctg}\phi}{\sigma^{ref} + c\,\mathrm{ctg}\phi}\right)^m, \tag{4}$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref}\left(\frac{\sigma_3^* + c\,\mathrm{ctg}\phi}{\sigma^{ref} + c\,\mathrm{ctg}\phi}\right)^m, \tag{5}$$

gdzie: $\sigma_3^*$ = max ($\sigma_3$, $\sigma_L$), $\sigma_L$ = 10 kPa, $m$ przybiera wartości z przedziału (0,3 – 1,0).

## 2. Przykład analizy numerycznej układu rurociąg-grunt z zastosowaniem modelu HS Small

### 2.1. Opis modelu MES

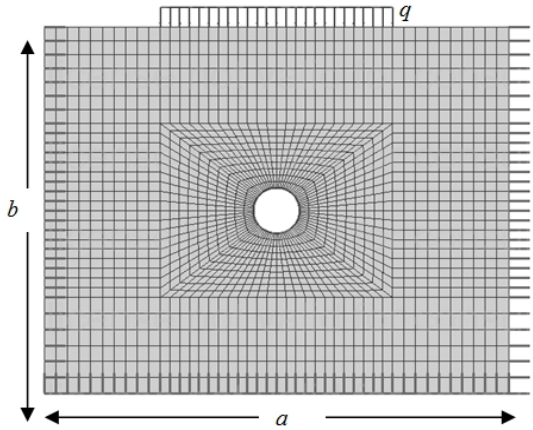
Przedmiotem analizy numerycznej, wykonanej w programie ZSOIL acad. ver. 11.15, jest model 2D układu rurociąg-grunt (rys. 3). Model odwzorowuje rurociąg z PVC o średnicy D = 500 mm i grubości ścianki $s$ = 12,3 mm, ułożony w jednorodnym gruncie. Wymiary bryły gruntu (zaznaczone na rysunku 3): $a$ = 5,0 m; $b$ = 4,0 m. Model obciążony jest równomiernie na fragmencie górnej powierzchni bryły gruntu (intensywność obciążenia $q$ = 50 kN/m).

Model składa się z 1772 czterowęzłowych elementów i 1889 węzłów. Na fragmencie górnej powierzchni modelu działa obciążenie równomiernie rozłożone. Na pionowych krawędziach modelu wprowadzone są podpory przegubowo-przesuwne, a na dolnej krawędzi modelu – podpory przegubowo-nieprzesuwne. Model ten był przedmiotem analizy, o innym niż obecnie prezentowanym zakresie, opisanej w referacie pt. *Konstytutywne modele gruntu stosowane w analizach MES interakcji rurociągów z gruntem*, zamieszczonym w materiałach konferencyjnych INFRAEKO 2016.

### 2.2. Parametry materiałowe

Do modelowania składowych elementów modelu układu rurociąg-grunt użyto dwóch różnych modeli konstytutywnych.

Materiał rurociągu (PVC) modelowany jest w zakresie sprężystym (moduł sprężystości $E$ = 4 000 MPa, współczynnik Poissona $\nu$ = 0,4, ciężar objętościowy $\gamma$= 14 kN/m$^3$).




Rys. 3. Numeryczny model 2D układu rurociąg-grunt
Fig. 3. Numerical model 2D of pipeline-soil system

Grunt modelowano wariantowo, wprowadzając kolejno parametry dwóch różnych gruntów: sypkiego (piasek) i spoistego (glina). Parametry materiałowe tych gruntów wyznaczono za pomocą wbudowanego narzędzia (*toolbox*), które umożliwia ustalenie wartości parametrów modelu Hardening Soil Small po zadeklarowaniu charakterystycznych cech modelu, obejmujących rodzaj gruntu, historię naprężenia, zagęszczenie gruntu, uziarnienie, kształt ziaren, stan wilgotności(grunt sypki) lub historii naprężenia, stopnia plastyczności i stanu wilgotności (grunt spoisty). Poniżej zestawiono parametry gruntów, których wariantowo użyto w analizie MES opisanego powyżej układu rurociąg-grunt:

WARIANT 1 - piasek

Charakterystyka: suchy, luźny grunt, słabo uziarniony, normalnie skonsolidowany. Wartości parametrów materiałowych:
$E_0^{ref}$ = 60 693 kN/m$^2$, $E_{50}^{ref}$ = 5 000 kN/m$^2$, $E_{ur}^{ref}$ = 20 000 kN/m$^2$, $E_{oed}^{ref}$ = 5 000 kN/m$^2$, $\gamma$ = 15,1 kN/m$^3$, $\phi = 29{,}6^0$, $\psi = 0{,}813^0$, $c$ = 5 kN/m$^2$, OCR = 1,1.

WARIANT 2 - glina

Charakterystyka: suchy grunt, o średniej plastyczności, normalnie skonsolidowany. Wartości parametrów materiałowych:
$E_0^{ref}$ = 28 103 kN/m$^2$, $E_{50}^{ref}$ = 1 625 kN/m$^2$, $E_{ur}^{ref}$ = 6 500 kN/m$^2$, $E_{oed}^{ref}$ = 1 625 kN/m$^2$, $\gamma$ = 12,6 kN/m$^3$, $\phi = 21{,}5^0$, $\psi = 0^0$, $c$ = 20 kN/m$^2$, OCR = 1,1.

## 2.3. Program analizy

Celem analizy jest przedstawienie możliwości zastosowania modelu Hardening Soil Small do badania interakcji podatnych rurociągów z gruntem. Program analizy obejmuje badanie monotonicznie narastającego obciążenia od wartości $q$ = 0 kN/m ($t$ = 0) do wartości $q$ = 50 kN/m ($t$ = 5) w 50. krokach obliczeniowych (przyrost $\Delta t$ = 0,1). Wykonana analiza, o charakterze przyrostowo-

-iteracyjnym, dotyczy obu wariantów parametrów materiałowych gruntu (piasek, glina).

W celu zbadania wrażliwości modelu Hardening Soil Small dla obu wariantów gruntu wykonano analizę parametryczną, dotyczącą wpływu współczynnika prekonsolidacji OCR, który reprezentuje historię obciążenia. Za podstawową wartość tego współczynnika przyjęto OCR = 1,1 (oznaczenie: WARIANT 1 i WARIANT 2, grunt normalnie skonsolidowany). Dodatkowo, wykonano obliczenia dla OCR = 3,5 (oznaczenie: WARIANT 1a i WARIANT 2a, grunt prekonsolidowany) i OCR = 7,25 (oznaczenie: WARIANT 1b i WARIANT 2b, grunt silnie prekonsolidowany).

## 2.4. Wyniki analiz numerycznych

Wyniki wykonanych analiz numerycznych przedstawiono w dwóch zakresach. Pierwszy z nich dotyczy naprężeń w gruncie oraz deformacji bryły gruntu i pierścienia rurowego, drugi - dotyczy wytężenia rurociągu, reprezentowanego przez obwodowe siły normalne oraz obwodowe momenty zginające.

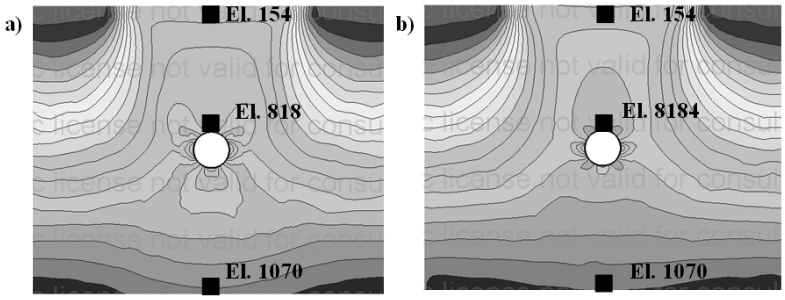
Mapy pionowych naprężeń w gruncie, wywołanych działaniem zewnętrznego obciążenia dla WARIANTÓW 1 i 2, tj. dla OCR = 1,1 ($t$ = 5,0) pokazano na rysunku 4.

Na podstawie map pionowych naprężeń określono ich wartości w wybranych elementach modelu, zaznaczonych na rys. 4. I tak, wartość pionowych naprężeń w elemencie 154 (górna warstwa modelu) wynosi 50,8 kN/m$^2$ (piasek) i 51,0 kN/m$^2$ (glina). Są to wartości odpowiadające maksymalnej wartości obciążenia $q$ ($t$ = 5,0). Wartości naprężeń pionowych wzrastają wraz z głębokością i wynoszą odpowiednio: w elemencie 818 (nad górnym punktem rury) 56,6 kN/m$^2$ (piasek) i 59,3 kN/m$^2$ (glina); w elemencie 1070 (dolna warstwa modelu) 79,8 kN/m$^2$ (piasek) i 72,4 kN/m$^2$ (glina). Układ izolinii naprężeń pionowych nie jest w analizowanych modelach (WARIANT 1 I WARIANT 2) jednakowy, co świadczy o zróżnicowanym charakterze interakcji analizowanego rurociągu z gruntem piaszczystym i gliniastym. Rzutuje to na charakter deformacji pierścienia rurowego i jego wytężenie.

W celu zobrazowania wpływu zmienności współczynnika prekonsolidacji OCR na deformację gruntu i rurociągu wykonano wykresy pionowych przemieszczeń dwóch charakterystycznych punktów modelu układu rurociąg-grunt. Pierwszy punkt (nr 221) jest zlokalizowany na górnej powierzchni modelu bryły gruntu, na pionowej osi symetrii. Drugi analizowany punkt (nr 894) jest usytuowany w górnym punkcie modelu rury (klucz rury). Wykresy wartości pionowych przemieszczeń punktów 221 i 894 dla różnych gruntów (piasek, glina), wyznaczonych dla kolejnych kroków analizy pokazano na rys. 5. Na rysunku tym zobrazowano także, w sposób schematyczny, położenie punktów 221 i 894.

Zarówno w wypadku punktu 221, jak i punktu 894, zmiana wartości współczynnika prekonsolidacji OCR (wzrost wartości współczynnika od

OCR = 1,1, przez OCR = 3,5 do OCR = 7,25) skutkuje zmniejszeniem pionowych przemieszczeń analizowanych punktów. Maksymalne wartości pionowych przemieszczeń punktu 221 wynoszą w wypadku gruntu piaszczystego: 0,059 m (OCR =1,1), 0,025 m (OCR = 3,5), 0,017 m (OCR = 7,25). Odpowiednio, wartości te dla gruntu gliniastego wynoszą: 0,151 m (OCR = 1,1), 0,066 m (OCR = 3,5), 0,044 m (OCR = 7,25). Deformacja gruntu, spowodowana działaniem obciążenia, wywołuje deformację współpracującego z nim pierścienia rurowego. Maksymalne wartości pionowych przemieszczeń górnego punktu rury (894) wynoszą w wypadku gruntu piaszczystego: 0,024 m (OCR =1,1), 0,006 m (OCR = 3,5), 0,005 m (OCR = 7,25). Odpowiednio, wartości te dla gruntu gliniastego wynoszą: 0,058 m (OCR = 1,1), 0,015 m (OCR = 3,5), 0,013 m (OCR = 7,25). Wykresy pionowych przemieszczeń we wszystkich analizowanych wariantach analizy mają charakter krzywoliniowy, zwłaszcza w początkowym zakresie obciążania.




Rys. 4. Mapa pionowych naprężeń w gruncie ($t$ = 5,0): a) WARIANT 1, b) WARIANT 2

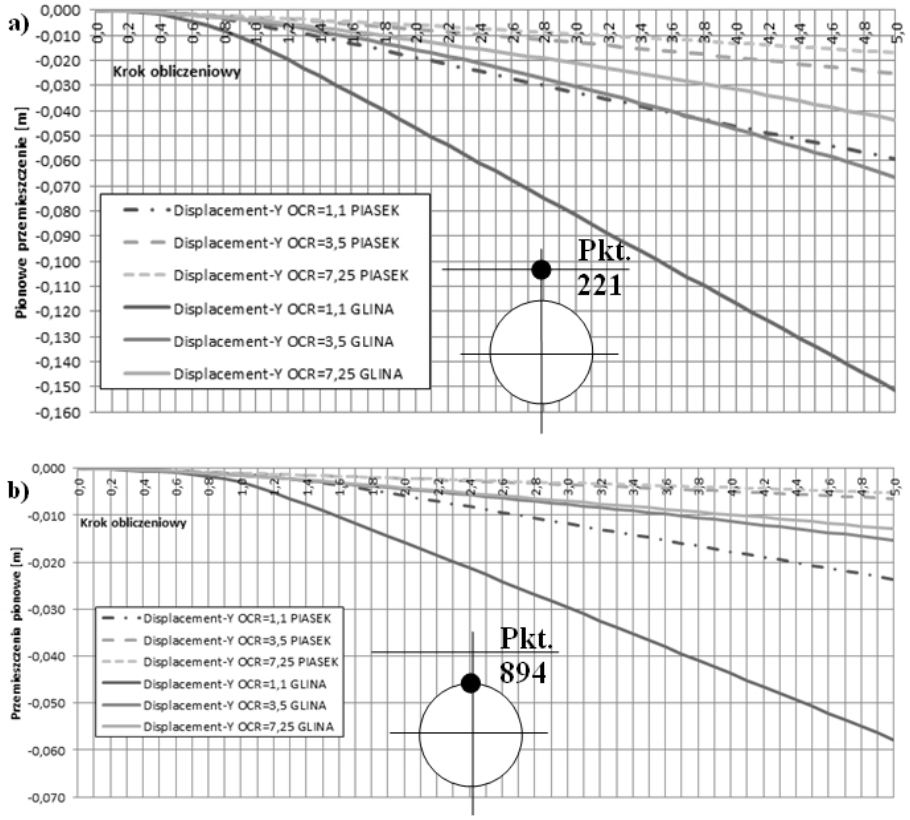
Fig. 4. Maps of the vertical stresses in soil ($t$ = 5,0): a) VARIANT 1, b) VARIANT 2

W ramach analizy parametrycznej, wykonanej dla wszystkich wariantów modelu układu rurociąg-grunt, wyznaczono także wartości obwodowych sił normalnych $N_x$ i obwodowych momentów zginających $M_z$. Przykładowo, dla WARIANTU 1 ($t$ = 5,0) na rysunku 6 pokazano wykresy wartości tych sił i momentów zginających. Dla pozostałych wariantów charakter wykresów jest zbliżony, choć przy różnych wartościach współczynnika prekonsolidacji OCR występują wyraźne różnice w ekstremalnych wartościach $M_z$.i $N_{x.}$

Cechami charakterystycznymi tych rozkładów są: różnoznakowość momentu zginającego na obwodzie pierścienia rurowego (dodatni moment zginający w kluczu rury i jej najniższym punkcie, ujemny - w strefach bocznych, zerowanie się momentu przy wielokrotności kąta obwodowego $\varphi \approx n \cdot 45^0$, $n$ = 1,3,5,7) oraz jednoznakowość wartości siły normalnej (dla wszystkich wartości $\varphi$ siła jest ujemna, pierścień rurowy jest ściskany na całym obwodzie).

W celu porównania wartości i rozkładu obwodowych sił normalnych $N_x$ i obwodowych momentów zginających $M_z$, wyznaczonych we wszystkich wa-

riantach modelu układu rurociąg-grunt (dla gruntów piaszczystego i gliniastego oraz różnych wartości współczynnika prekonsolidacji OCR) wykonano zbiorcze wykresy wartości $N_x$ (rys. 7) i $M_z$ (rys. 8). Rozkład analizowanych wartości sił i momentów zginających pokazano w odniesieniu do wartości kąta $\varphi$ w zakresie $0^0$-$360^0$, odmierzanego obwodowo, zgodnie z ruchem wskazówek zegara ($\varphi = 0^0$ w kluczu rury). Sposób odmierzania kąta φ pokazano w schematycznie na rysunkach 7 i 8.

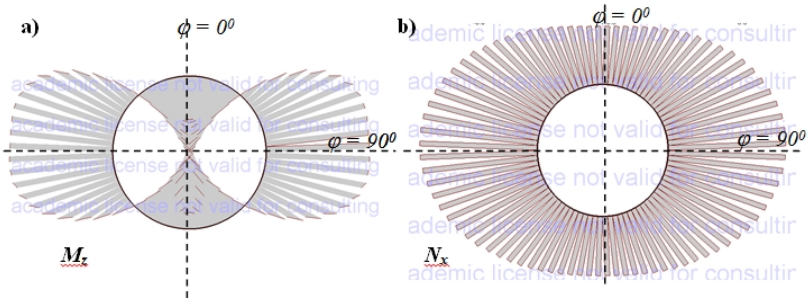



Rys. 5. Wykres pionowych przemieszczeń wybranych punktów modelu: a) punkt 221, b) punkt 894

Fig. 5. Vertical displacement diagram of selected model's points: a) point 221, b) point 894

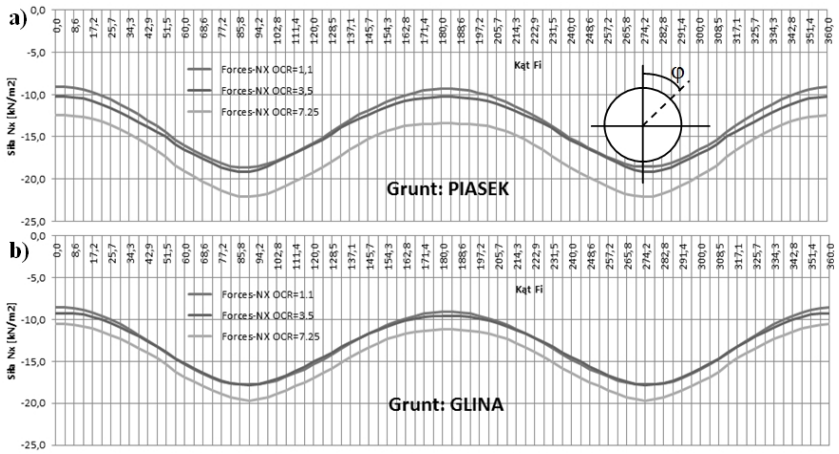
Zmiana wartości OCR w zakresie 1,1-3,5 (WARIANTY: 1, 1a, 2, 2a) praktycznie nie wpływa na zróżnicowanie wartości obwodowych sił normalnych $N_x$. Ekstremalne wartości obwodowych sił normalnych $N_x$ dla tych wariantów wynoszą: ~ -10 kN/m ($\varphi = 0^0$) i -19 kN/m ($\varphi = 90^0$) (dla gruntu piaszczystego) oraz ~ -9 kN/m ($\varphi = 0^0$) i -17 kN/m ($\varphi = 90^0$) (dla gruntu gliniastego). W wariantach 1b i 2b, w których OCR = 7,25 wartości sił obwodowych sił normalnych $N_x$

wzrastają i wynoszą odpowiednio ok. -13 kN/m ($\varphi = 0^0$) i -23 kN/m ($\varphi = 90^0$) (dla gruntu piaszczystego) oraz ~ -11 kN/m ($\varphi = 0^0$) i -20 kN/m ($\varphi = 90^0$) (dla gruntu gliniastego).




Rys. 6. Wykres obwodowych momentów zginających $M_z$ i sił normalnych $N_x$ (WARIANT 1, $t$ = 5,0)

Fig. 6. Diagrams of the circumferential bending moments $M_z$ and normall forces $N_x$:(VARIANT 1, $t$ = 5,0).




Rys. 7. Wykres obwodowych sił normalnych $N_x$: a) WARIANTY: 1, 1a, 1b; b) WARIANTY: 2, 2a, 2b

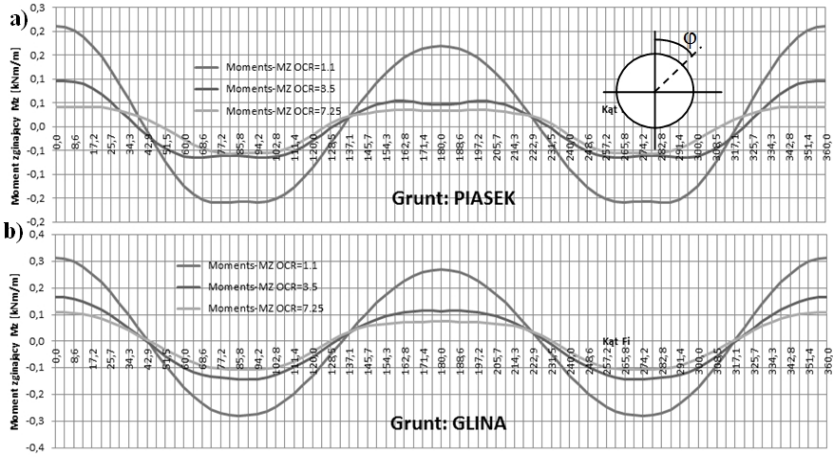
Fig. 7. Diagrams of the circumferential normall forces $N_x$: a) VARIANTS: 1, 1a, 1b; b) VARIANTS: 2, 2a, 2b

Skutki wariantowania wartości współczynnika prekonsolidacji OCR są bardziej widoczne na wykresach obwodowych momentów zginających $M_z$. Ekstremalne wartości $M_z$ w różnych wariantach analizy wynoszą:

- WARIANT 1 (grunt piaszczysty, OCR = 1,1):
  +0,212 kNm/m ($\varphi = 0^0$); -0,158 kNm/m ($\varphi = 90^0$),

- WARIANT 2 (grunt gliniasty, OCR = 1,1):
  +0,315 kN/m ($\varphi = 0^0$); -0,278 kN/m ($\varphi = 90^0$),
- WARIANT 1a (grunt piaszczysty, OCR = 3,5):
  +0,095 kNm/m ($\varphi = 0^0$); -0,062 kNm/m ($\varphi = 90^0$),
- WARIANT 2a (grunt gliniasty, OCR = 3,5):
  +0,161 kN/m ($\varphi = 0^0$); -0,144 kN/m ($\varphi = 90^0$),
- WARIANT 1b (grunt piaszczysty, OCR = 7,5):
  +0,041 kNm/m ($\varphi = 0^0$); -0,056 kNm/m ($\varphi = 90^0$),
- WARIANT 2b (grunt gliniasty, OCR = 7,5):
  +0,108 kN/m ($\varphi = 0^0$); -0,107 kN/m ($\varphi = 90^0$).

Jak widać, wartości obwodowych momentów zginających $M_z$ maleją w wariantach, w których w konstytutywnym modelu gruntu wprowadzono większe wartości współczynnika prekonsolidacji OCR.




Rys. 8. Wykres obwodowych momentów zginających $M_z$: a) WARIANTY: 1, 1a, 1b; b) WARIANTY: 2, 2a, 2b

Fig. 8. Diagrams of the circumferential bending moments $M_z$: VARIANTS: 1, 1a, 1b; b) VARIANTS: 2, 2a, 2b

Generalnie można stwierdzić, że model Hardening Soil Small, zastosowany do opisu zachowania się gruntów w trakcie obciążania, wykazuje wrażliwość na historię obciążenia, reprezentowaną przez różne wartości współczynnika prekonsolidacji OCR.

## 3. Podsumowanie

W przypadku interakcji układu rurociąg-grunt, gdzie wyraźnie przeważa obciążenie monotonicznie zmienne, użycie modelu sprężysto-plastycznego o wzmocnieniu izotropowym Hardening Soil Small uznać można za racjonalne

i uzasadnione. Przedstawiona numeryczna analiza 2D tego układu umożliwia oszacowanie stanu deformacji i naprężeń w gruncie oraz wytężenia rurociągu. Wykonana analiza parametryczna modelu HS Small (wpływ współczynnika prekonsolidacji OCR) wykazała wrażliwość tego modelu na historię obciążenia.

## Literatura

[1] Atkinson J., Sallfors G.: Experimental determination of soil properties. Proc. 10th ECSMFE, vol. 3, Florence 1991.

[2] Benz T.: Small-strain stiffness of soil and its numerical conseqences. Phd, Universitst Stutgart, 2006.

[3] Bolton M. D.: The strenght and dilatancy of sands. Geotechnique, vol. 36, 1986.

[4] Gryczmański M.: Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów. Polska Akademia Nauk. KILiW. IPPT, Warszawa, 1995.

[5] Kliszczewicz B.: Interakcja rurociągów o różnych sztywnościach z gruntem. Monografia nr 534. Wyd. Pol. Śl., Gliwice 2014.

[6] Pietruszczak S.: Podstawy teorii plastyczności w geomechanice. Dolnośląskie Wyd. Edukacyjne, Wrocław 2015.

[7] Schanz T.: Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reinbungsmaterialien. Mat. Inst. für Geotechnik 44. Universitat Stuttgart, 1998.

[8] Truty A.: Sztywność gruntów w zakresie małych odkształceń. Aspekty modelowania numerycznego. Czasopismo Techniczne, z. 3, 2008.

[9] Truty A., Obrzud R.: The Hardening Soil Model – a practical guidebook. Zace Services Ltd, Software engineering. Lausanne 2011.

## APPLICATION OF HARDENING SOIL SMALL MODEL IN THE PIPELINE-SOIL SYSTEM NUMERICAL ANALYSIS

**S u m m a r y**

In the paper the basic information about elasto-plastic constitutive soil models is presented. In particular, the elasto-plastic Hardening Soil Small model with isotropic hardening was taken into consideration and used in 2D numerical analysis of pipelines-soil system. The sensitivity of HSS model was studied within parametric analysis (impact of over-consolidated ratio OCR)

**Keywords:** MES, interaction pipeline-soil, constitutive soil model

DOI:10.7862/rb.2016.160

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 209-224

**Sabina KORDANA**[1]
**Daniel SŁYŚ**[2]

# ANALIZA SWOT ZASTOSOWANIA SYSTEMÓW INFILTRACJI WÓD OPADOWYCH NA TERENIE OSIEDLI MIESZKANIOWYCH

Obserwowany współcześnie dynamiczny rozwój sektorów budownictwa i transportu powoduje sukcesywne zwiększanie się udziału powierzchni utwardzonych w całkowitej powierzchni zlewni. Następstwem tego procesu jest wzrost ilości wód deszczowych ujmowanych w systemy kanalizacji krytej i odprowadzanych do odbiornika, co skutkuje częstym przeciążaniem istniejących kolektorów kanalizacyjnych oraz pogorszeniem stanu rzek. Zapobieganie tym zjawiskom jest możliwe tylko w przypadku stosowania zrównoważonych systemów zagospodarowania wód opadowych, do których zaliczane są między innymi systemy infiltracyjne. Możliwości aplikacji urządzeń rozsączających wody deszczowe są jednak uzależnione od szeregu czynników, takich jak warunki gruntowo-wodne czy charakterystyka ilościowa i jakościowa odprowadzanego do gruntu medium. W celu określenia strategii rozwoju systemów przeznaczonych do infiltracji wód opadowych przeprowadzono analizę mocnych i słabych stron tych systemów, jak również potencjalnych szans i zagrożeń wynikających z ich implementacji na terenie osiedli mieszkaniowych. Jako narzędzie wykorzystano analizę SWOT/TOWS, będącą jedną z metod planowania strategicznego. Przeprowadzone badania wskazują na duży potencjał rozpatrywanych systemów, który wynika ze sprzyjających ich rozwojowi szans, co powoduje potrzebę możliwie największego wykorzystania tych szans przy pomocy mocnych stron systemów infiltracyjnych. Aby było to możliwe, konieczne jest jednak podjęcie działań ukierunkowanych na osłabienie wad systemów infiltracyjnych oraz rozwój świadomości ekologicznej mieszkańców, gdyż tylko kompleksowe podejście do kwestii rozsączania wód deszczowych pozwoli w pełni wykorzystać atuty urządzeń infiltracyjnych.

**Słowa kluczowe:** analiza SWOT/TOWS, gospodarka wodami opadowymi, systemy rozsączające wody deszczowe, zrównoważony rozwój

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Sabina Kordana, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651071, e-mail: sk@prz.edu.pl
[2] Daniel Słyś, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651784, e-mail: daniels@prz.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

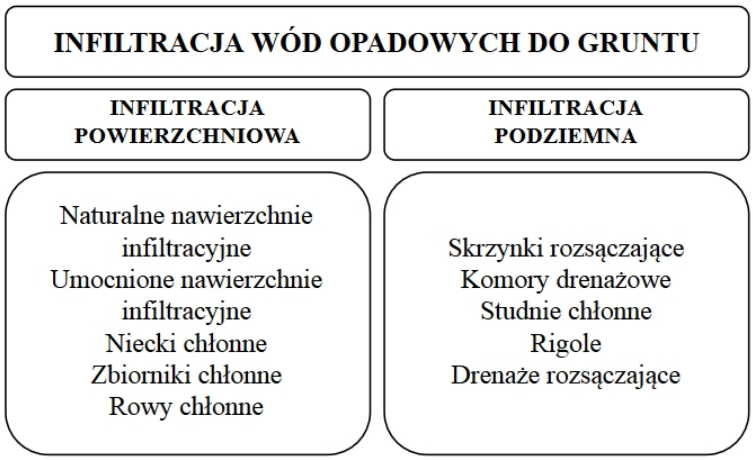
Jednym z głównych następstw obserwowanych w ostatnich latach zmian klimatu jest wzrost intensywności opadów ekstremalnych [14, 30]. Konsekwencją tego zjawiska jest regularne zwiększanie się szczytowych przepływów ścieków deszczowych w kolektorach kanalizacyjnych, które już teraz są przeciążone na skutek dynamicznego rozwoju sektorów budownictwa i transportu. Kontynuowanie w takich warunkach polityki „końca rury", która w Polsce wciąż jest powszechna, może skutkować nieodwracalnymi zmianami w otaczającym nas środowisku, a w rezultacie także pogorszeniem komfortu życia obecnego i przyszłych pokoleń.

Wobec powyższych faktów istotne jest rozwijanie oraz wdrażanie zrównoważonych rozwiązań systemów zarządzania wodami deszczowymi, których implementacja w danych warunkach będzie uzasadniona pod względem technicznym i ekonomicznym. Rozwiązania te opierają się na idei zagospodarowania wód opadowych w obrębie zlewni, w której powstają, bądź spłaszczenia hydrogramu odpływu tych wód ze zlewni do odbiornika. W pierwszym przypadku zastosowanie mogą znaleźć systemy zakładające infiltrację spływających z odwadnianej powierzchni wód opadowych do gruntu [1, 29] oraz instalacje gospodarczego wykorzystania wód deszczowych [8, 13]. Z kolei w sytuacji, gdy konieczne jest odprowadzenie ścieków opadowych do odbiornika, wykonane mogą zostać systemy przeznaczone do ich okresowej retencji [7, 21].

Przedmiotem badań, których wyniki opisano w niniejszym artykule, jest pierwszy z przytoczonych sposobów zagospodarowania wód deszczowych, to jest ich infiltracja do gruntu. Proces przesączania wody opadowej przez przestrzenie między ziarnami gruntu jest wynikiem działania siły ciężkości, a jego intensywność jest uzależniona od szeregu czynników, takich jak [4, 26]: wilgotność gleby, przepuszczalność gruntu i ukształtowanie terenu, intensywność i charakterystyka opadów, temperatura i wilgotność powietrza, wiatr, szata roślinna czy sposób zagospodarowania zlewni. Szczególnie ostatnia z wymienionych determinant efektywności procesu infiltracji wód deszczowych jest ściśle związana z działalnością człowieka. Postępująca urbanizacja powoduje bowiem wzrost udziału powierzchni utwardzonych w całkowitej powierzchni zlewni, co znacznie ogranicza możliwość naturalnej infiltracji wód opadowych w głąb gruntu, i wymusza prowadzenie tego procesu w specjalnie do tego przeznaczonych urządzeniach.

Proces infiltracji wód opadowych może być realizowany zarówno w urządzeniach podziemnych, jak i powierzchniowych, co przedstawiono na rysunku 1. Wykorzystanie tych urządzeń jest procesem proekologicznym, przynoszącym wiele korzyści nie tylko dla środowiska, ale także dla eksploatatorów systemów odwodnieniowych oraz osób zamieszkujących odwadniane tereny. Warto podkreślić, że obiekty przeznaczone do infiltracji wód deszczowych, oprócz ich pierwotnego przeznaczenia, mogą pełnić także szereg dodatkowych funkcji

w zlewniach miejskich. Przykładowo w pracy [6] opisano warianty współpracy pompy ciepła z systemami rozsączania wód opadowych w produkcji roślinnej. Z kolei Sleegers i Brabec [25] wskazują na znaczny potencjał estetyczny urządzeń infiltracyjnych, który często pozostaje niewykorzystany. Problemem pozostaje jednak ograniczenie możliwości zastosowania poszczególnych rozwiązań systemów infiltracyjnych, które związane jest głównie z jakością odprowadzanych wód deszczowych oraz charakterystyką gruntowo-wodną zlewni [18].




Rys. 1. Urządzenia przeznaczone do infiltracji wód opadowych do gruntu (na podstawie: [26])

Fig. 1. Devices for stormwater infiltration into the ground (based on: [26])

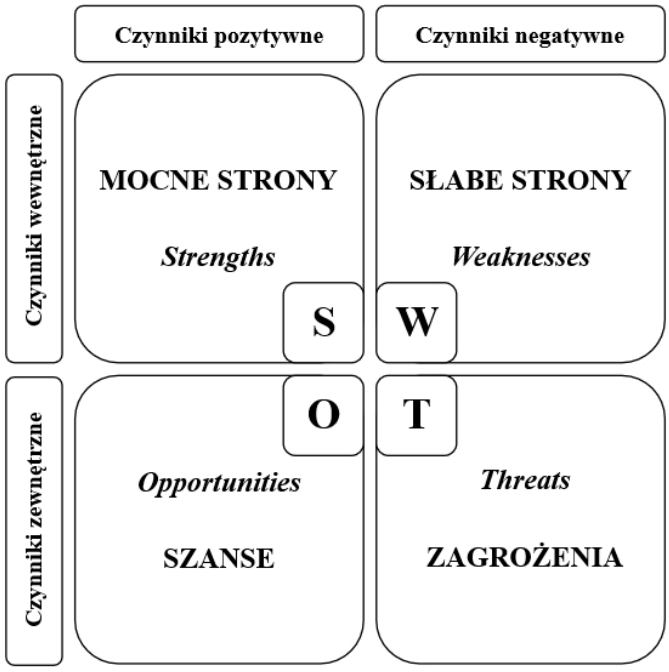
W celu oceny racjonalności zastosowania systemów infiltracyjnych przeznaczonych do zagospodarowania wód opadowych pochodzących z terenu osiedli mieszkaniowych zbadano mocne i słabe strony takiego rozwiązania, jak również potencjalne korzyści i zagrożenia z niego wynikające. Jako narzędzie wykorzystano analizę SWOT, której założenia opisano w kolejnym punkcie artykułu.

## 2. Metodyka badań

Analiza SWOT (*Strengths – Weaknesses – Opportunities – Threats*) jest jedną z najbardziej uniwersalnych i przejrzystych metod planowania strategicznego, dzięki czemu może zostać wykorzystana w przypadku konieczności oceny przedsiębiorstw, organizacji, krajów, projektów biznesowych, a nawet ludzi [2, 22]. Znajduje zastosowanie także w obszarach związanych z inżynierią środowiska, przykładowo w celu diagnostyki stanu sektora odnawialnych źródeł energii [10, 11], oceny metod zapobiegania zanieczyszczeniom środowiska [28, 31] czy efektywnego zarządzania zasobami wodnymi [3, 12]. W przypadku

gospodarki wodami opadowymi wykorzystanie analizy SWOT wciąż należy jednak do rzadkości i ogranicza się głównie do systemów gospodarczego wykorzystania wód deszczowych [15].

Metoda ta obejmuje analizę czynników pozytywnych i negatywnych, co przedstawiono na rysunku 2. Do pierwszej grupy zaliczane są mocne strony ocenianego projektu oraz potencjalne szanse związane z jego realizacją, natomiast czynniki negatywne to jego słabe strony oraz przewidywane zagrożenia. Mocne i słabe strony projektu, nazywane często zaletami i wadami, należą do czynników wewnętrznych. Mocne strony pozwalają wykorzystać nadarzające się szanse oraz ułatwiają przezwyciężanie ewentualnych zagrożeń. Słabe strony są natomiast powodem niewykorzystania pojawiających się szans oraz wzrostu podatności na zagrożenia [22]. Potencjalne szanse i zagrożenia są z kolei czynnikami zewnętrznymi, na które nie ma się wpływu. Mogą to być zarówno czynniki wymierne, jak i niewymierne, a ich przydzielenie do danej grupy jest każdorazowo uzależnione od kontekstu przeprowadzanych badań [2].




Rys. 2. Schemat analizy SWOT

Fig. 2. SWOT analysis diagram

Do istotnych etapów analizy SWOT zaliczyć należy także określenie ważności czynników przyporządkowanych do poszczególnych grup oraz zbadanie

powiązań między nimi. Powiązania te można określić odpowiadając na następujące pytania [2]:

- Czy zidentyfikowana mocna strona ocenianego podmiotu/przedsięwzięcia umożliwia wykorzystanie nadarzającej się szansy?
- Czy zidentyfikowana mocna strona ocenianego podmiotu/przedsięwzięcia umożliwia przezwyciężenie pojawiającego się zagrożenia?
- Czy zidentyfikowana słaba strona ocenianego podmiotu/przedsięwzięcia uniemożliwia wykorzystanie nadarzającej się szansy?
- Czy zidentyfikowana słaba strona ocenianego podmiotu/przedsięwzięcia intensyfikuje pojawiające się zagrożenie?

Niekiedy wykorzystywana jest również analiza powiązań TOWS, która jest odwrotnością analizy SWOT i stanowi jej uzupełnienie. Istotą analizy TOWS jest określenie, czy poszczególne szanse są w stanie spotęgować silne oraz osłabić słabe strony oraz czy przewidywane zagrożenia będą ograniczać silne i wzmacniać słabe strony [20].

Na podstawie przypisanych kolejnym elementom wag, których suma dla danej grupy powinna wynosić 1,0, oraz wyników analizy powiązań pomiędzy zdefiniowanymi czynnikami określa się następnie strategię rozwoju badanego podmiotu bądź przedsięwzięcia [20].

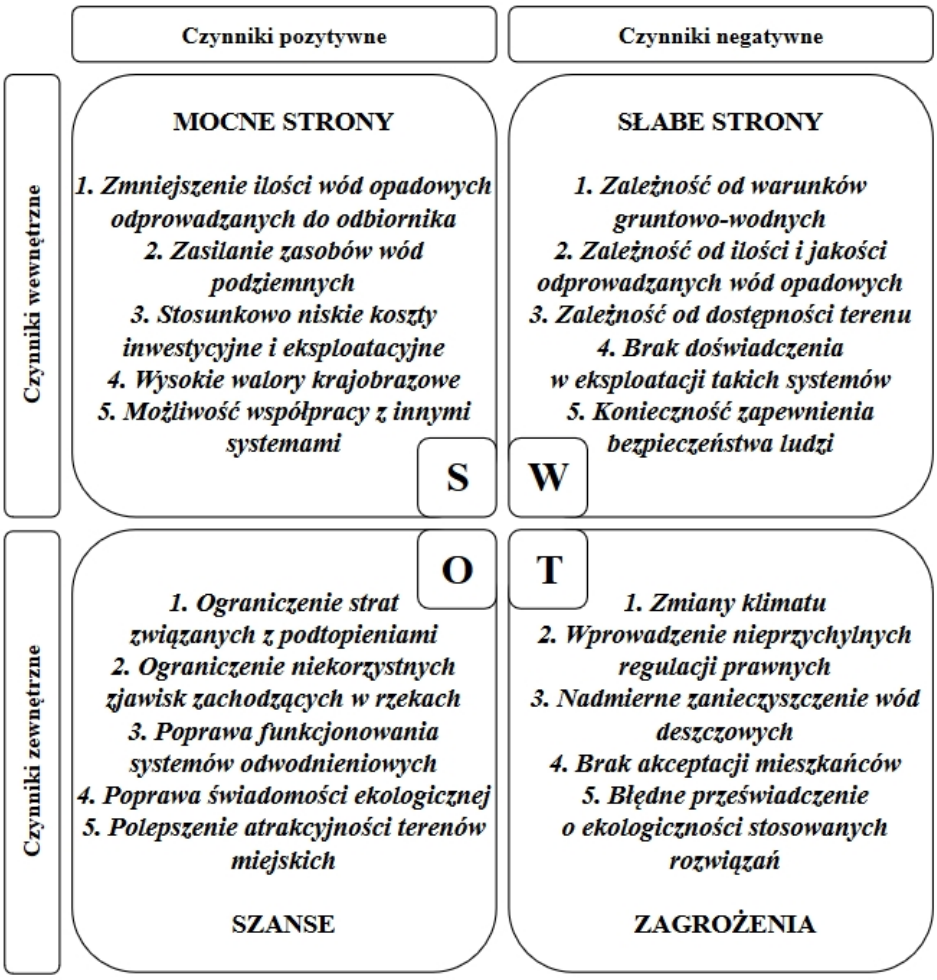
## 3. Analiza SWOT jako narzędzie oceny systemów infiltracji wód opadowych

### 3.1. Identyfikacja czynników opisujących proces rozsączania wód deszczowych

W celu identyfikacji strategii rozwoju systemów przeznaczonych do infiltracji wód deszczowych odprowadzanych z terenu osiedli mieszkaniowych wyznaczono mocne i słabe strony tych elementów infrastruktury miejskiej, jak również potencjalne szanse i zagrożenia związane z ich implementacją. Na rysunku 3 przedstawiono po 5 najważniejszych czynników przyporządkowanych do poszczególnych grup. Czynniki te są rozłączne, dzięki czemu możliwe jest przeprowadzenie analizy powiązań między nimi oraz ocena rozpatrywanych systemów zagospodarowania wód deszczowych.

Do mocnych stron systemów przeznaczonych do infiltracji wód opadowych do gruntu zaliczyć należy zredukowanie ilości ścieków deszczowych odprowadzanych do odbiornika, któremu towarzyszy ograniczenie ładunku zanieczyszczeń wprowadzanego wraz z tymi ściekami do wód powierzchniowych. Zmniejszenie ilości wód deszczowych kierowanych do rzek pozwala także odciążyć istniejące kolektory kanalizacyjne oraz obiekty na nich zlokalizowane, dzięki czemu możliwe jest wygospodarowanie przepustowości dla nowych podłączeń. W przypadku występowania sprzyjających warunków istnieje również możli-

wość całkowitego wyeliminowania tradycyjnej kanalizacji deszczowej czy ogólnospławnej na rzecz rozwiązań zrównoważonych, gdyż różnorodność konstrukcji stosowanych urządzeń pozwala na ich dopasowanie do praktycznie każdego sposobu zagospodarowania zlewni.




Rys. 3. Analiza SWOT systemów przeznaczonych do infiltracji wód opadowych

Fig. 3. SWOT analysis of stormwater infiltration devices

Zaletą zastosowania rozpatrywanych systemów jest też zasilanie zasobów wód podziemnych. Woda deszczowa, infiltrując między cząsteczkami gruntu, przedostaje się bowiem do strefy saturacji, co umożliwia odpływ wód gruntowych w kierunku cieku lub zbiornika wodnego, który jest z nimi powiązany hydraulicznie [4]. Regularne zasilanie zasobów wód podziemnych pozwala tak-

że ograniczyć ryzyko potencjalnego niedoboru wody, a będący efektem rozsączania wody opadowej wzrost wilgotności gleby przyczynia się do poprawy stanu roślinności na odwadnianym terenie.

Pomimo niewątpliwych zalet związanych ze zredukowaniem ilości wód deszczowych odprowadzanych poza obręb zlewni, implementacja systemów infiltracyjnych wymaga poniesienia pewnych nakładów inwestycyjnych, których wysokość uzależniona jest głównie od sposobu realizacji tego procesu [16]. Doświadczenia pokazują jednak, że przeciętny koszt wykonania urządzeń przeznaczonych do infiltracji wód deszczowych, podobnie jak i ich eksploatacji, jest zdecydowanie niższy niż w przypadku tradycyjnej kanalizacji [23], co stanowi dodatkową mocną stronę analizowanych systemów.

Kolejnym atutem systemów infiltracyjnych są ich walory estetyczne. Dotyczy to przede wszystkim urządzeń przeznaczonych do powierzchniowej infiltracji wód opadowych, które w przypadku odpowiedniego zaprojektowania i wkomponowania w środowisko mogą tworzyć elementy małej architektury w zlewniach zurbanizowanych. Pozwala to podnosić walory krajobrazowe okolicy oraz wpływa pozytywnie na mikroklimat i samopoczucie mieszkańców.

Ostatnią mocną stroną urządzeń rozsączających wody opadowe, którą uwzględniono w analizie SWOT, jest możliwość ich współpracy z innymi systemami. Mogą to być zarówno odmienne rozwiązania systemów zagospodarowania wód deszczowych, obejmujące ich retencję i wykorzystanie gospodarcze, jak i instalacje przeznaczone do celów niezwiązanych z gospodarką wodami opadowymi. Dla przykładu, wsiąkająca w głąb gruntu woda opadowa może zostać wykorzystana do podniesienia wydajności gruntowego wymiennika ciepła [6, 19]. Niektóre z analizowanych elementów infrastruktury miejskiej mogą także pełnić rolę parkingów [17], a odpowiednio zaprojektowane obiekty trawiaste – oczyszczalni spływów powierzchniowych [9].

Do słabych stron systemów przeznaczonych do infiltracji wód opadowych do gruntu zaliczyć należy natomiast uzależnienie racjonalności ich zastosowania od warunków gruntowo-wodnych, to jest przepuszczalności gruntu oraz położenia zwierciadła wód gruntowych. Optymalne warunki dla prowadzenia procesu infiltracji występują w gruntach charakteryzujących się wartością współczynnika filtracji rzędu $10^{-6}$-$10^{-3}$ m/s. Wykorzystanie urządzeń rozsączających wody opadowe w gruntach o większej przepuszczalności skutkuje koniecznością zastosowania dodatkowych urządzeń do oczyszczania wód deszczowych. Z kolei mniejsza przepuszczalność gruntu całkowicie wyklucza możliwość zastosowania rozpatrywanych systemów. Również płytko położony poziom wód gruntowych może stać się przyczyną niemożności zastosowania konkretnych rozwiązań. Szczegółowe wytyczne w tym zakresie znaleźć można między innymi w pracy [26].

Kolejną wadą rozpatrywanych systemów jest wrażliwość na jakość oraz ilość dopływających do nich wód deszczowych. Szczególnie obiekty podziemne charakteryzują się ograniczoną zdolnością usuwania zanieczyszczeń zawartych

w wodzie opadowej. W przypadku braku dodatkowych urządzeń podczyszczających praktycznie uniemożliwia to ich zastosowanie, gdyż w odprowadzanych z terenów mieszkalnych wodach deszczowych zawarta jest znaczna ilość zawiesiny i skojarzonych z nią zanieczyszczeń, w tym metali ciężkich [5, 24]. Możliwość zastosowania poszczególnych rozwiązań systemów infiltracyjnych jest determinowana także ilością odprowadzanych do gruntu wód opadowych, która wynika z wielkości zlewni oraz intensywności i czasu trwania opadów. Najbardziej uniwersalne pod tym względem są skrzynki i komory drenażowe, gdyż mogą zostać wykorzystane zarówno jako pojedyncze urządzenia, jak i ich zespoły. Wdrożenie pozostałych rozwiązań systemów rozsączających wody deszczowe jest natomiast ograniczone przyjętymi powszechnie wymiarami stosowanych obiektów. Dodatkowo należy każdorazowo uwzględnić wielkość powierzchni udostępnionej do infiltracji, co może znacznie ograniczyć wachlarz dostępnych rozwiązań.

Za wadę systemów infiltracyjnych należy uznać także brak szerokiego doświadczenia w ich eksploatacji. W warunkach polskich dominującym sposobem zagospodarowania wód opadowych jest ich ujmowanie i odprowadzanie do odbiornika, natomiast rozwiązania proekologiczne, pomimo ich ciągłego rozpowszechniania, wciąż nie stanowią podstawowego narzędzia gospodarki wodami opadowymi.

Zastosowanie systemów infiltracyjnych wiąże się dodatkowo z koniecznością zagwarantowania bezpieczeństwa mieszkańców oraz innych użytkowników systemów odwodnieniowych. Powoduje to potrzebę regularnego czyszczenia i konserwacji eksploatowanych systemów, jak również przeciwdziałania obniżaniu się efektywności rozsączania wód deszczowych, przykładowo na skutek kolmatacji. W przypadku zbiorników infiltracyjnych, których napełnienie przekracza 0,3 m, konieczne jest także wykonanie ogrodzenia [26].

Wybór strategii implementacji systemów infiltracyjnych, oprócz zidentyfikowania ich mocnych i słabych stron, wymaga również przeanalizowania czynników zewnętrznych związanych z rozpatrywanym procesem, to jest potencjalnych szans i zagrożeń.

Dzięki zredukowaniu ilości ścieków deszczowych odprowadzanych do odbiornika zmniejsza się niebezpieczeństwo nadmiernego wzrostu poziomu wody w rzekach, jak również przeciążenia istniejących kolektorów kanalizacyjnych, co znacznie obniża ryzyko powodziowe. Szansą dla badanych systemów jest więc ograniczenie strat związanych z podtopieniami, zarówno tych materialnych, wynikłych z zalewania gospodarstw domowych, jak i społecznych, takich jak utrata zdrowia.

Za powszechnym stosowaniem analizowanych systemów przemawia także poprawa stanu rzek, która wynika ze wzrostu zasilania cieków powierzchniowych wodami gruntowymi oraz z ograniczenia dopływu nieoczyszczonych ścieków deszczowych. Zredukowanie ilości doprowadzanych do odbiornika ścieków, zarówno tych transportowanych przewodami kanalizacji deszczowej, jak

i tych pochodzących z przelewów burzowych czy przelewów awaryjnych oczyszczalni ścieków, może się bowiem przyczynić do zmniejszenia zanieczyszczenia fizyko-chemicznego i biologicznego wód odbiornika. To z kolei wpłynie pozytywnie na stan flory i fauny w rzece. Dodatkowo spowolnieniu ulegnie także proces niszczenia koryt rzecznych związany z dopływem nadmiernych ilości ścieków.

Do pozytywnych czynników zewnętrznych należy także poprawa funkcjonowania sieci odwodnieniowych oraz wzrost efektywności działania obiektów kanalizacyjnych, takich jak przelewy, separatory czy oczyszczalnie ścieków. Wynika to z faktu, iż zagospodarowanie wód deszczowych w miejscu ich powstania pozwala ograniczyć wahania przepływów ścieków doprowadzanych do poszczególnych urządzeń, w efekcie czego zredukowaniu ulega także ryzyko niedostosowania rozwiązań konstrukcyjnych tych urządzeń oraz zastosowanej technologii oczyszczania ścieków do ich ilości.

Ponadto do szans systemów przeznaczonych do infiltracji wód deszczowych do gruntu zaliczyć należy wzrost świadomości ekologicznej oraz propagowanie zastosowania zrównoważonych technologii i urządzeń wśród mieszkańców. Wpajanie od najmłodszych lat troski o jakość środowiska naturalnego może się bowiem przyczynić do zwiększenia stopnia akceptacji takich rozwiązań, a dzięki temu także stopnia ich implementacji w zlewniach miejskich.

Następną szansą uwzględnioną w analizie jest polepszenie atrakcyjności terenów miejskich. Zagospodarowanie wód deszczowych w obrębie zlewni, w której powstają, umożliwi poprawę jej bilansu wodnego, co z kolei wpłynie pozytywnie na wzrost różnorodności biologicznej na terenie miast. Zastosowanie urządzeń charakteryzujących się wysokimi walorami krajobrazowymi pozwoli także wytworzyć przyjazną mieszkańcom strefę miejską oraz umożliwi wzrost wartości nieruchomości zlokalizowanych w jej sąsiedztwie.

Do głównych zagrożeń rozpatrywanych systemów należą natomiast zmiany klimatu. Projektanci ani eksploatatorzy systemów infiltracyjnych nie są w stanie przewidzieć natężenia ani rozkładu opadów w kolejnych latach. Prognozowany wzrost intensywności opadów ekstremalnych może więc doprowadzić do przeciążenia urządzeń projektowanych na podstawie stosowanych powszechnie wytycznych oraz obniżenia ich efektywności. Wydłużenie okresów bezdeszczowych może z kolei skutkować niewykorzystaniem ich projektowanej pojemności.

Kolejnym aspektem, który należy wziąć pod uwagę projektując systemy rozsączania wód deszczowych, jest możliwość wprowadzenia niekorzystnych wytycznych w tym zakresie. Regulacje prawne dotyczące możliwości zastosowania urządzeń infiltracyjnych są obecnie w Polsce ograniczone do minimum [27], co może być przyczyną uchwalenia konkretnych unormowań w niedalekiej przyszłości.

Zagrożeniem dla analizowanych systemów jest także ryzyko nadmiernego zanieczyszczenia wód deszczowych podczas kontaktu kropli deszczu z powie-

trzem oraz w czasie spływu powierzchniowego. Nieprzewidziany wzrost ładunku zanieczyszczeń w odprowadzanej do gruntu wodzie opadowej może bowiem wpłynąć niekorzystnie na stan wód podziemnych.

Do negatywnych czynników zewnętrznych należy również brak akceptacji ze strony mieszkańców, który spowodowany jest przyzwyczajeniem do tradycyjnych rozwiązań oraz niewystarczającą wiedzą na temat zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi. Problemem może być także błędne przeświadczenie o ekologiczności stosowanych rozwiązań. Przykładowo niektóre nawierzchnie, które wyglądają na przepuszczalne, w rzeczywistości mogą być wykonane z barwionego bądź tłoczonego betonu.

### 3.2. Wybór strategii rozwoju systemów przeznaczonych do infiltracji wód opadowych

Kolejnym etapem przeprowadzonej analizy było ustalenie wag czynników przypisanych do poszczególnych grup oraz określenie relacji występujących między nimi. W badaniach uwzględniono zarówno powiązania wyznaczone metodą SWOT („od wewnątrz do zewnętrz"), jak i TOWS („od zewnątrz do wewnątrz"), co wymagało utworzenia ośmiu tablic pomocniczych. Przykład tablicy sporządzonej w celu przeanalizowania relacji między mocnymi stronami systemów przeznaczonych do infiltracji wód opadowych do gruntu a potencjalnymi szansami wynikającymi z ich aplikacji na terenie osiedli mieszkaniowych przedstawia tabela 1. Zgodnie z wytycznymi opisanymi w pracy [20] występowanie interakcji między danymi czynnikami oznaczono jako „1", natomiast jej brak – jako „0". Numeracja poszczególnych elementów zbiorów czynników pozytywnych odpowiada numeracji z rysunku 3.

Zbiorcze wyniki analizy SWOT/TOWS systemów przeznaczonych do infiltracji wód opadowych do gruntu zestawiono z kolei w tabeli 2. Wytłuszczoną czcionką oznaczono największą liczbę interakcji oraz najwyższe wartości sumy iloczynów uzyskane w poszczególnych badaniach.

Przeprowadzona analiza SWOT wykazała, że największa liczba interakcji występuje między słabymi stronami rozpatrywanych systemów i potencjalnymi szansami. Taka konfiguracja wyników wskazuje na potrzebę usuwania negatywnych czynników wewnętrznych, które mogą utrudnić wykorzystanie pojawiających się szans. Wyeliminowanie wszystkich wad systemów infiltracyjnych, przykładowo uzależnienia możliwości ich zastosowania od warunków gruntowo-wodnych zlewni, z pewnością nie będzie możliwe. Znaczenie pozostałych słabych stron rozpatrywanych systemów, takich jak brak doświadczenia w ich eksploatacji, może jednak zostać znacząco zredukowane.

Tabela 1. SWOT: Identyfikacja powiązań między mocnymi stronami systemów infiltracyjnych a potencjalnymi szansami wynikającymi z ich aplikacji na terenie osiedli mieszkaniowych

Table 1. SWOT: Identification of relations between stormwater infiltration systems strengths and potential opportunities of their application in residential areas

| **Szanse / Mocne strony** | **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **Waga** | **Liczba interakcji** | **Iloczyn wag i interakcji** | **Ranga** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0,3 | 4 | 1,2 | 1 |
| **2** | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0,3 | 2 | 0,6 | 3 |
| **3** | 0 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0,1 | 2 | 0,2 | 4/5 |
| **4** | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0,1 | 2 | 0,2 | 4/5 |
| **5** | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0,2 | 5 | 1,0 | 2 |
| **Waga** | 0,2 | 0,3 | 0,3 | 0,1 | 0,1 | | | | |
| **Liczba interakcji** | 2 | 3 | 3 | 2 | 5 | | | | |
| **Iloczyn wag i interakcji** | 0,4 | 0,9 | 0,9 | 0,2 | 0,5 | | | | |
| **Ranga** | 4 | 1/2 | 1/2 | 5 | 3 | | | | |
| **Suma interakcji** | | | | | | | **30/2** | | |
| **Suma iloczynów** | | | | | | | | **6,1** | |

Wyniki analizy powiązań TOWS wskazują natomiast na przewagę interakcji między mocnymi stronami analizowanych systemów oraz potencjalnymi szansami, co pozwoli wzmocnić zalety systemów stosowanych w celu odprowadzania wód deszczowych do gruntu oraz umożliwi ich dynamiczną ekspansję. Tendencję tę potwierdzają także kompleksowe badania SWOT/TOWS. W przypadku pozytywnych czynników wewnętrznych i zewnętrznych łączna liczba interakcji wynosi aż 70, a suma iloczynów przekracza 14,0, co znacznie przewyższa wyniki uzyskane dla pozostałych kombinacji. Dla przykładu, wyniki analizy przeprowadzonej dla czynników zdefiniowanych w grupach słabych stron i zagrożeń są o prawie 40% niższe.

Tabela 2. Zestawienie wyników analizy SWOT/TOWS

Table 2. The summary of SWOT/TOWS analysis results

| Kombinacja | Wyniki analizy SWOT | | Wyniki analizy TOWS | | Wyniki analizy SWOT/TOWS | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Suma interakcji | Suma iloczynów | Suma interakcji | Suma iloczynów | Suma interakcji | Suma iloczynów |
| **Mocne strony/ Szanse** | 30/2 | 6,1 | **40/2** | **8,1** | **70/2** | **14,2** |
| **Mocne strony/ Zagrożenia** | 20/2 | 4,3 | 36/2 | 7,2 | 56/2 | 11,5 |
| **Słabe strony/ Szanse** | **36/2** | **7,6** | 22/2 | 4,2 | 58/2 | 11,8 |
| **Słabe strony/ Zagrożenia** | 18/2 | 3,6 | 26/2 | 5,3 | 44/2 | 8,9 |

## 4. Podsumowanie

Zarówno wyniki analizy SWOT, jak i kompleksowych badań SWOT/TOWS, wskazują na znaczny potencjał systemów przeznaczonych do rozsączania wód opadowych do gruntu. Potencjał ten wynika głównie ze sprzyjających ich rozwojowi szans, takich jak: zredukowanie strat związanych z podtopieniami terenu, ograniczenie niekorzystnych zjawisk zachodzących w wodach powierzchniowych, wzrost efektywności systemów odwodnieniowych, poprawa świadomości ekologicznej mieszkańców czy polepszenie atrakcyjności osiedli mieszkaniowych. Należy więc dążyć do jak największego wykorzystania tych szans poprzez posiadane przez systemy infiltracyjne mocne strony, które związane są ze zmniejszeniem ilości odprowadzanych do odbiornika wód deszczowych, zasilaniem zasobów wód podziemnych, wysokimi walorami krajobrazowymi, stosunkowo niskimi kosztami cyklu życia poszczególnych urządzeń, jak również ich wielofunkcyjnością.

Wykorzystanie potencjalnych szans wynikających z wprowadzania wód opadowych do gruntu nie będzie jednak możliwe, jeśli urządzenia przeznaczone do powierzchniowej i podziemnej infiltracji wód deszczowych nie znajdą szerokiego zastosowania w zlewniach miejskich. Z tego względu bardzo ważną kwestią pozostaje edukacja społeczeństwa i propagowanie implementacji zrównoważonych technik gospodarowania wodami opadowymi, gdyż tylko w taki sposób uda się częściowo osłabić wady analizowanych systemów oraz przezwycię-

żyć ewentualne zagrożenia. Należy także pamiętać, że niektóre cechy zlewni, w tym niesprzyjające warunki gruntowo-wodne, mogą znacząco ograniczyć możliwości aplikacji poszczególnych rozwiązań. Powoduje to potrzebę każdorazowego przeprowadzania szczegółowej analizy potencjalnych wariantów inwestycyjnych oraz wyboru tych, których zastosowania w terenie o określonej specyfikacji będzie uzasadnione technicznie i ekonomicznie oraz zostanie zaakceptowane przez społeczność lokalną.

Należy także zwrócić uwagę na fakt, iż przedstawione w artykule wyniki badań dotyczą wyłącznie wód opadowych odprowadzanych z dzielnic mieszkaniowych. Co prawda w przypadku terenów zielonych zastosowanie systemów infiltracji wód deszczowych z pewnością pozostanie najkorzystniejszą formą zagospodarowania tego medium, jednakże w sytuacji, gdy wody opadowe odprowadzane są ze zlewni charakteryzujących się znacznym zanieczyszczeniem, przykładowo z terenów przemysłowych, aplikacja urządzeń rozsączających wody opadowe może się okazać niemożliwa.

## Literatura

[1] Al-Rubaei A.M., Viklander M., Blecken G.T.: Long-term hydraulic performance of stormwater infiltration systems, Urban Water Journal, vol. 12, 2015, pp. 660-671.

[2] Analiza SWOT, http://analiza-swot.pl/ {dostęp: 12.02.2016 r.}.

[3] Azarnivand A., Hashemi-Madani F.S., Banihabib M.E.: Extended fuzzy analytic hierarchy process approach in water and environmental management (case study: Lake Urmia Basin, Iran), Environmental Earth Sciences, vol. 73, 2015, pp. 13-26.

[4] Bajkiewicz-Grabowska E., Mikulski Z.: Hydrologia ogólna, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2008.

[5] Di Modugno M., Gioia A., Gorgoglione A., Iacobellis V., la Forgia G., Piccinni A.F., Ranieri E.: Build-Up/Wash-Off Monitoring and Assessment for Sustainable Management of First Flush in an Urban Area, Sustainability, vol. 7, 2015, pp. 5050-5070.

[6] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewanie wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 61 (3/I), 2014, s. 33-51.

[7] Dziopak J., Starzec M.: Wpływ kierunku i prędkości fali deszczu na kubaturę użytkową wielokomorowych zbiorników retencyjnych, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 61 (3/I), 2014, s. 83-93.

[8] GhaffarianHoseini A., Tookey J., GhaffarianHoseini A., Yusoff S.M., Hassan N.B.: State of the art of rainwater harvesting systems towards promoting green built environments: a review, Desalination and Water Treatment, vol. 57, 2016, pp. 95-104.

[9] Hou L.Z., Yang H., Li M.: Removal of chemical oxygen demand and dissolved nutrients by a sunken lawn infiltration system during intermittent storm events, Water Science and Technology, vol. 69, 2014, pp. 398-406.

[10] Igliński B., Piechota G., Iglińska A., Cichosz M., Buczkowski R.: The study on the SWOT analysis of renewable energy sector on the example of the Pomorskie Voivodeship (Poland), Clean Technologies and Environmental Policy, vol. 18, 2016, pp. 45-61.

[11] Jaber J.O., Elkarmi F., Alasis E., Kostas A.: Employment of renewable energy in Jordan: Current status, SWOT and problem analysis, Renewable & Sustainable Energy Reviews, vol. 49, 2015, pp. 490-499.

[12] Kallioras A., Pliaas F., Diamantis I., Kallergis G.: SWOT analysis in groundwater resources management of coastal aquifers: a case study from Greece, Water International, vol. 35, 2010, pp. 425-441.

[13] Kaposztasova D., Vranayova Z., Markovic G., Purcz P.: Rainwater Harvesting, Risk Assessment and Utilization in Kosice-City, Slovakia, Procedia Engineering, vol. 89, 2014, pp. 1500-1506.

[14] Kaźmierczak B., Kotowski A.: The influence of precipitation intensity growth on the urban drainage systems designing, Theoretical and Applied Climatology, vol. 118, 2014, pp. 285-296.

[15] Kordana S., Słyś D.: Analiza SWOT wykorzystania wody deszczowej w instalacjach wewnętrznych budynków, V Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO 2016 „Nowoczesne miasta, Infrastruktura i środowisko", Rzeszów-Kraków 2016, s. 185-195.

[16] Kordana S., Słyś D.: Analiza kosztów cyklu życia skrzynek rozsączających, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 61 (3/I), 2014, s. 127-139.

[17] Kumar K., Kozak J., Hundal L., Cox A., Zhang H., Granato T.: In-situ infiltration performance of different permeable pavements in a employee used parking lot – A four-year study, Journal of Environmental Management, vol. 167, 2016, pp. 8-14.

[18] Markovič G., Zeleňáková M., Vranayová Z., Kaposztásova D.: Research of Infiltration Facility Efficiency and Quality of Rainwater Harvested from Surface Runoff in Real Conditions [w:] Storm Water Management. Examples from Czech Republic, Slovakia and Poland, (pod red.) Hlavínek P., Zeleňáková M., Springer International Publishing Switzerland, Cham 2015, pp. 83-112.

[19] Mohamed M., El Kezza O., Abdel-Aaal M., Schellart A., Tait S.: Effects of coolant flow rate, groundwater table fluctuations and infiltration of rainwater on the efficiency of heat recovery from near surface soil layers, Geothermics, vol. 53, 2015, pp. 171-182.

[20] Obłój K.: Strategia organizacji, PWE, Warszawa 2007.

[21] Pochwat K., Słyś D.: Innowacyjny wysokosprawny zbiornik retencyjny wód deszczowych, Magazyn Autostrady, nr 1-2, 2016, s. 38-40.

[22] Sarsby A.: A Useful Guide to SWOT Analysis, Pansophix Limited, 2012.

[23] Shafique M., Kim R.: Low Impact Development Practices: A Review of Current Research and Recommendations For Future Directions, Ecological Chemistry and Engineering S, vol. 22, 2015, pp. 543-563.

[24] Sillanpää N., Koivusalo H.: Stormwater quality during residential construction activities: influential variables, Hydrological Processes, vol. 29, 2015, pp. 4238-4251.

[25] Sleegers F., Brabec E.: Linear infiltration systems along urban streets: evaluating aesthetic values, Journal of Landscape Architecture, vol. 9, 2014, pp. 48-59.

[26] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2013.

[27] Słyś D., Kordana S., Dziopak J.: The Law Regulations on the Subject of Rainwater Management in Poland [w:] Storm Water Management. Examples from Czech Republic, Slovakia and Poland, (pod red.) Hlavínek P., Zeleňáková M., Springer International Publishing Switzerland, Cham 2015, pp. 197-210.

[28] Talaei A., Ahadi M.S., Maghsoudy S.: Climate friendly technology transfer in the energy sector: A case study of Iran, Energy Policy, vol. 64, 2014, pp. 349-363.

[29] Zeleňáková M., Hudáková G.: The necessity of hydrogeological survey in infiltration systems design, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 61 (3/I), 2014, pp. 401-409.

[30] Zeleňáková M., Markovič G., Kaposztásová D., Vranayová Z.: Rainwater Management in Compliance With Sustainable Design of Buildings, Procedia Engineering, vol. 89, 2014, pp. 1515-1521.

[31] Zeng M., Ouyang S.J., Zhang Y.J., Shi H.: CCS technology development in China: Status, problems and countermeasures–Based on SWOT analysis, Renewable & Sustainable Energy Reviews, vol. 39, 2014, pp. 604-616.

## SWOT ANALYSIS OF STORMWATER INFILTRATION SYSTEMS APPLICATION IN RESIDENTIAL AREAS

**S u m m a r y**

The rapid development of the construction and transport sectors is the cause of the growing share of impermeable surfaces in the total catchment area. The consequence of this process is the significant increase in the amount of stormwater runoff, often resulting in the hydraulic overload of sewer systems as well as the deterioration of rivers. In order to prevent these unfavorable phenomena, sustainable drainage systems, including stormwater infiltration structures, should be used. The possibility of infiltration systems application is, however, dependent on a number of factors such as the position of groundwater table, the soil filtration coefficient and the quality and quantity of stormwater. For this reason, SWOT/TOWS analysis has been used to recognize the strengths and weaknesses of stormwater infiltration systems as well as the opportunities and threats arising from their use in residential areas. Moreover, the development strategy of these systems has been identified. The obtained analysis results, which are presented in this paper, indicate that stormwater infiltration into the ground can be a preferred alternative to its discharging to the receiving water body. It is, therefore, essential to minimize the weaknesses of stormwater infiltration systems and also use their strengths to take advantage of the potential opportunities.

**Keywords:** SWOT/TOWS analysis, stormwater management, stormwater infiltration devices, sustainable development

DOI: 10.7862/rb.2016.161

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 225-240

**Sabina KORDANA**[1]
**Daniel SŁYŚ**[2]

# WSPOMAGANIE DECYZJI O WYBORZE OPTYMALNEGO ROZWIĄZANIA SYSTEMU PRZYGOTOWANIA CIEPŁEJ WODY

W Polsce obserwuje się obecnie tendencję do obniżania energochłonności obiektów budowlanych. Główne działania skupione są jednak na możliwościach zredukowania zapotrzebowania na energię wykorzystywaną na potrzeby ogrzewania pomieszczeń, podczas gdy potencjał tkwiący w alternatywnych rozwiązaniach systemów przygotowania ciepłej wody użytkowej nie znajduje tak szerokiego zainteresowania. Tymczasem podgrzewanie wody stanowi drugą co do wielkości pozycję w bilansie zużycia energii w sektorze budownictwa, co skłania do oszczędzania energii przeznaczonej także na ten cel. Problemem pozostaje jednak konieczność poniesienia wysokich nakładów inwestycyjnych na realizację instalacji energooszczędnych, która może budzić opór ze strony mieszkańców. W odpowiedzi na powyższą kwestię zdefiniowano pozostałe kryteria decydujące o racjonalności zastosowania odmiennych rozwiązań systemu przygotowania ciepłej wody oraz przeprowadzono analizę dla przykładowego obiektu. Jako narzędzie oceny rozpatrywanych wariantów modernizacji istniejącego systemu wykorzystano jedną z najczęściej stosowanych wieloatrybutowych metod oceny projektów inwestycyjnych, to jest metodę scoringową. Przeprowadzone badania wykazały, iż uwzględnienie w analizie wielu kryteriów, takich jak kryteria: ekonomiczne, eksploatacyjne, społeczne, środowiskowe i techniczne, pozwala wskazać wiele korzyści związanych z wykorzystaniem niekonwencjonalnych źródeł energii w celu podgrzewania wody w wewnętrznych instalacjach wodociągowych. Uzyskana łączna ocena badanych wariantów projektowych potwierdziła także, że znaczenie korzyści płynących z zastąpienia paliw kopalnych źródłami odnawialnymi i odpadowymi jest tak duże, że pozwala przezwyciężyć niedogodności związane z wysoką ceną zakupu i montażu stosownych urządzeń.

**Słowa kluczowe:** kryteria decyzyjne, odzysk ciepła odpadowego ze ścieków, metody wieloatrybutowe, wykorzystanie energii słonecznej

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Sabina Kordana, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651071, e-mail: sk@prz.edu.pl
[2] Daniel Słyś, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651784, e-mail: daniels@prz.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

W ostatnich latach daje się zaobserwować wyraźne zmiany zachodzące w sektorach budownictwa mieszkaniowego i usługowego. Zmiany te ukierunkowane są głównie na ograniczenie zużycia energii wykorzystywanej w poszczególnych obiektach oraz minimalizowanie negatywnego wpływu stosowanych w nich rozwiązań i technologii na środowisko. Takie podejście do kwestii zarządzania budynkami jest niewątpliwie podejściem zrównoważonym i należy dążyć do jego utrzymania w dłuższej perspektywie czasu. Istotne jest jednak, aby obniżeniu energochłonności obiektów budowlanych nie towarzyszyło pogorszenie komfortu życia i pracy ich użytkowników. Możliwość zaspokojenia potrzeb społecznych powinna bowiem pozostać główną determinantą wyboru rozwiązań stosowanych zarówno w budownictwie, jak i w innych gałęziach gospodarki, przykładowo zarządzaniu wodami opadowymi [21, 26] czy ochronie przeciwpowodziowej [34].

Wielkość zapotrzebowania na energię wykorzystywaną w poszczególnych obiektach budowlanych uzależniona jest od szeregu czynników związanych z ich charakterystyką i przeznaczeniem. Do najważniejszych z nich zaliczyć należy [11, 33]: lokalizację budynku oraz jego konstrukcję i kubaturę, wyposażenie pomieszczeń, liczbę użytkowników i ich preferencje, jak również efektywność eksploatowanych urządzeń. W obiektach mieszkalnych duże znaczenie posiada dodatkowo cena energii oraz dostępny budżet domowy. W każdym przypadku, bez względu na pełnioną przez budynek funkcję, istnieje jednak możliwość zredukowania popytu na energię wykorzystywaną na potrzeby oświetlenia [23], zasilania urządzeń elektrycznych [13], wentylacji i klimatyzacji [19], przygotowania ciepłej wody użytkowej [15] czy ogrzewania pomieszczeń [5].

W Polsce największa uwaga poświęcana jest ostatniemu z wymienionych kierunków użytkowania energii, to jest ogrzewaniu pomieszczeń, ze względu na jego znaczący udział w całkowitym bilansie zużycia energii w budynkach. W przypadku gospodarstw domowych udział energii wykorzystywanej na ten cel obniżył się pomiędzy rokiem 1993 a 2012 o kilka punktów procentowych, podczas gdy znaczenie przygotowania ciepłej wody użytkowej nie uległo w tym okresie istotnym zmianom [14]. Podobna tendencja obserwowana jest także w obiektach o innym przeznaczeniu, co wskazuje na potrzebę implementacji rozwiązań, których założeniem jest zredukowanie zużycia paliw na potrzeby podgrzewania wody w instalacjach wewnętrznych budynków.

Znaczna część wykorzystywanych na świecie technologii zakłada obniżenie zapotrzebowania na energię poprzez podnoszenie efektywności źródła ciepła [30] oraz stosowanie odpowiedniej armatury czerpalnej [28]. Pozostałe rozwiązania opierają się natomiast na możliwości zastąpienia paliw kopalnych niekonwencjonalnymi źródłami energii, do których zaliczane są źródła odnawialne oraz odpadowe. W przypadku energii odnawialnej największe znaczenie posiada

energia słoneczna [9, 17]. O racjonalności jej wykorzystania w wewnętrznych instalacjach wodociągowych decyduje jednak wiele parametrów, takich jak lokalizacja instalacji solarnej czy występujące w ciągu roku zmiany natężenia promieniowania słonecznego. Głównym nośnikiem energii odpadowej, która może zostać wykorzystana do wstępnego podgrzewania wody, są z kolei ciepłe ścieki [32, 35]. Niesioną przez to medium energię cieplną można odzyskać dzięki zastosowaniu specjalnie do tego celu przeznaczonych wymienników ciepła *Drain Water Heat Recovery* (DWHR) [25], pomp ciepła [8] bądź obu wymienionych urządzeń [7, 31]. Warto również podkreślić, iż system odzysku ciepła ze ścieków odprowadzanych z poszczególnych urządzeń sanitarnych może zostać połączony z instalacją wykorzystania ścieków szarych [27], co stwarza możliwość równoczesnego oszczędzania obu głównych zasobów środowiska, to jest surowców energetycznych oraz wody.

Bogaty wachlarz dostępnych rozwiązań systemów umożliwiających ograniczenie zużycia energii wykorzystywanej na potrzeby przygotowania ciepłej wody użytkowej w budynkach zachęca do ich szerokiej aplikacji. W warunkach polskich problemem pozostaje jednak kwestia wysokich nakładów inwestycyjnych, które należy ponieść na zakup i montaż poszczególnych instalacji, co zniechęca ich potencjalnych użytkowników. Istnieje zatem potrzeba zdefiniowania oraz zbadania pozostałych kryteriów decyzyjnych dotyczących wyboru sposobu podgrzewania wody w budynkach. W tym celu wyznaczono czynniki determinujące zasadność zastosowania przedstawionych systemów w wewnętrznych instalacjach wodociągowych oraz przeprowadzono analizę dla przykładowego obiektu.

## 2. Opis analizowanego przypadku

### 2.1. Charakterystyka budynku

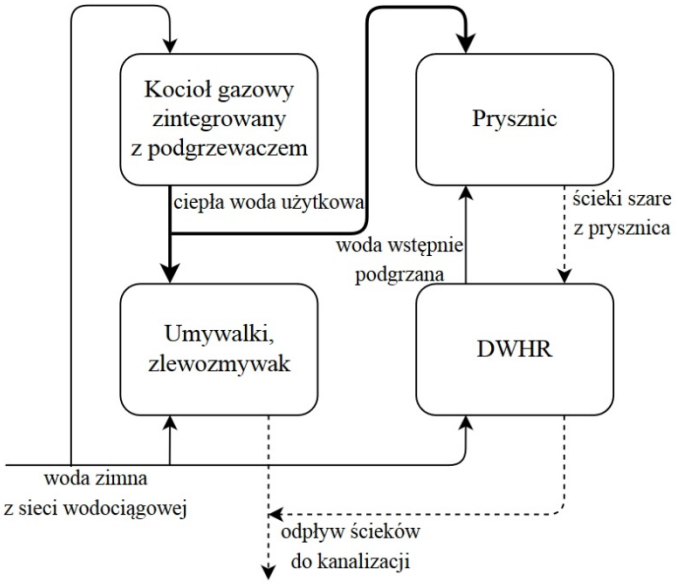
Badania zasadności zastosowania różnych rozwiązań systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej przeprowadzono dla jednorodzinnego budynku mieszkalnego o powierzchni 180 $m^2$. Budynek ten zlokalizowany jest na terenie województwa podkarpackiego i aktualnie zamieszkuje go 5 osób. W analizowanym obiekcie znajdują się cztery urządzenia, w których wykorzystywana jest woda zmieszana, to jest prysznic, zlewozmywak oraz dwie umywalki. Wszystkie te urządzenia wyposażone są w termostatyczne zawory mieszające.

Zużycie ciepłej wody użytkowej o temperaturze $T_{wc}$ = 55°C określono dla rozpatrywanego budynku na podstawie pracy [10] i wynosi ono 252 $dm^3$/d. Woda ta przygotowywana jest za pomocą kotła gazowego, który zintegrowany jest z pojemnościowym podgrzewaczem ciepłej wody. Ciepło spalania wykorzystywanego w instalacji gazu przyjęto jako średnią arytmetyczną z wartości przypisanych dla obszaru Gminy Miasta Rzeszów dla roku 2015 [20] i jest ono równe $H$ = 39,941 MJ/$m^3$. Sprawności wytwarzania ciepła oraz średniej rocznej jego

akumulacji założono na poziomie $\eta_{wc} = \eta_a = 0{,}85$, natomiast sprawność przesyłu ciepłej wody – $\eta_p = 0{,}8$ [10].

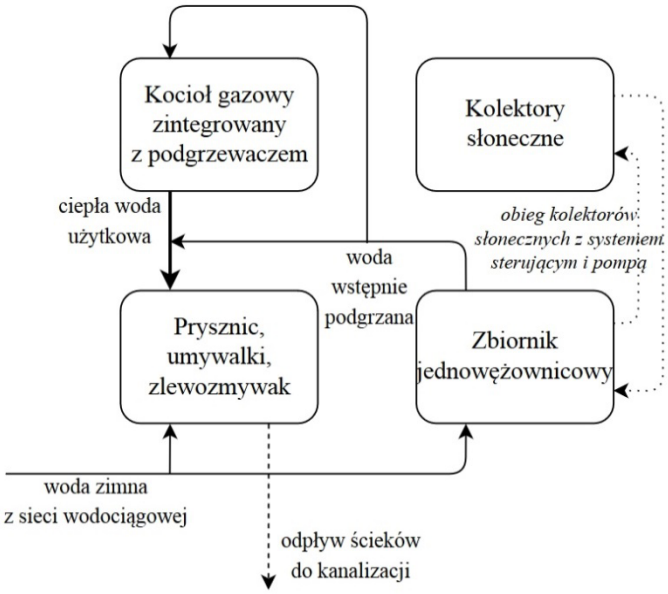
Zastosowane rozwiązanie instalacji wewnętrznych w budynku pozwala zapewnić komfort użytkowania ciepłej wody. Eksploatacja takiego systemu skutkuje jednak zużyciem gazu na potrzeby podgrzewania wody w ilości kilkuset metrów sześciennych rocznie oraz emisją do atmosfery znacznej ilości zanieczyszczeń, takich jak dwutlenek węgla czy tlenki azotu. W celu określenia możliwości zredukowania zużycia gazu ziemnego wykorzystywanego na potrzeby podgrzewania wody w rozpatrywanym budynku oraz związanego z tym niekorzystnego wpływu spalania paliw na środowisko, przeanalizowano następujące warianty modernizacji istniejącego systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej (wariant 0):

- wariant 1 – montaż na odpływie ścieków szarych z prysznica wymiennika ciepła DWHR, w którym podgrzewana będzie woda doprowadzana do zaworu mieszającego prysznica w miejsce wody zimnej (rys. 1),
- wariant 2 – montaż kolektorów słonecznych, za pomocą których podgrzewana będzie woda magazynowana w zbiorniku; woda ze zbiornika kierowana będzie następnie do istniejącego urządzenia podgrzewającego wodę bądź bezpośrednio do zaworu mieszającego prysznica (rys. 2).




Rys. 1. Schemat blokowy systemu w wariancie 1

Fig. 1. Schematic diagram of the system in variant 1




Rys. 2. Schemat blokowy systemu w wariancie 2

Fig. 2. Schematic diagram of the system in variant 2

## 2.2. Opis instalacji w wariancie 1

W rozpatrywanym wariancie 1 alternatywne źródło energii wykorzystywanej na potrzeby podgrzewania wody stanowić będzie energia odpadowa niesiona przez ścieki szare odprowadzane z prysznica. Zawarte w ściekach ciepło odzyskiwane będzie za pomocą zainstalowanego w odwodnieniu liniowym prysznica wymiennika ciepła DWHR i przekazywane do przepływającej przez to urządzenie wody. Wstępnie podgrzana woda, ze względu na lokalizację wymiennika ciepła, doprowadzona zostanie tylko do zaworu mieszającego prysznica w miejsce wody zimnej, natomiast zintegrowany z kotłem zasobnikowy podgrzewacz wody zasilany będzie wodą wodociągową, tak jak ma to miejsce obecnie. Zastosowanie takiego rozwiązania pozwoli ograniczyć ilość ciepłej wody użytkowej, którą należy doprowadzić do baterii czerpalnej prysznica w celu otrzymania preferowanej temperatury wody zmieszanej, a dzięki temu także zużycie gazu wykorzystywanego w celu podgrzewania wody.

W badaniach wykorzystano model obliczeniowy opracowany przez autorów [25]. Ilość możliwej do odzyskania ze ścieków energii określono na podstawie udostępnionej przez producenta analizowanego urządzenia dokumentacji technicznej, natomiast parametry wody odczytano z tablic jej właściwości fizycznych. Pozostałe dane przyjęte do obliczeń są następujące:

- temperatura ciepłej wody użytkowej $T_{wc}$ = 55°C,

- temperatura wody zimnej $T_{wz}$ = 10°C,
- temperatura wody zmieszanej $T_{wm}$ = 40°C,
- wypływ wody zmieszanej z baterii czerpalnej prysznica $q_{wm}$ = 7 dm$^3$/min.

Znając całkowite zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową w rozpatrywanym budynku oraz procentową strukturę zużycia wody w gospodarstwach domowych [6], zużycie wody zmieszanej wykorzystywanej na potrzeby kąpieli pod prysznicem przyjęto równe $q_p$ = 38,5 dm$^3$/(M·d).

### 2.3. Opis instalacji w wariancie 2

Analizowany wariant 2 modernizacji instalacji wewnętrznych w budynku zakłada wykorzystanie energii promieniowania słonecznego w celu wstępnego podgrzewania wody magazynowanej w solarnym zbiorniku jednowężownicowym o pojemności 400 dm$^3$, z którego będzie ona kierowana do podgrzewacza bądź bezpośrednio do punktów czerpalnych. Działanie układu sterowane będzie przez zawór trójdrogowy z termostatem. W związku z tym, iż niektóre źródła literaturowe, np. [2], zwracają obecnie uwagę na możliwość obniżenia wymaganej temperatury ciepłej wody użytkowej w przypadku zastosowania niekonwencjonalnych rozwiązań instalacji, w wariancie tym przyjęto, iż wystarczająca temperatura wody ciepłej doprowadzanej do zaworów mieszających poszczególnych punktów czerpalnych to $T_{wc}$' = $T_{wm}$ = 40°C. W przypadku, gdy temperatura wody w zbiorniku przekroczy tę wartość, kierowana będzie bezpośrednio do zaworu mieszającego. W przeciwnym razie wymagane będzie jej dodatkowe podgrzanie do temperatury $T_{wc}$ = 55°C w eksploatowanym obecnie urządzeniu, które dzięki podgrzewaniu całej objętości zgromadzonej w nim wody nie posiada wymagań co do minimalnego przepływu. Dodatkowo układ posiadał będzie także awaryjne zasilanie istniejącego źródła ciepła wodą zimną, które pominięto na schemacie.

Analizę wykonano przy wykorzystaniu danych dotyczących średnich wartości natężenia promieniowania słonecznego dla Rzeszowa i kolektorów o ekspozycji południowej oraz nachyleniu 45° [29]. W badaniach założono, że energia promieniowania słonecznego absorbowana będzie przez 3 kolektory słoneczne o łącznej powierzchni czynnej równej $A$ = 6,12 m$^2$. Sprawność optyczna rozpatrywanych urządzeń jest równa $\eta_4$ = 0,8. Wartości sprawności przesyłu i akumulacji ciepła przyjęto analogicznie jak w wariancie 0.

## 3. Identyfikacja kryteriów warunkujących wybór najkorzystniejszego sposobu podgrzewania wody

Decyzja o wyborze konkretnego wariantu inwestycyjnego podejmowana jest często w oparciu o tylko jedno kryterium. W wielu przypadkach podjęcie racjonalnej decyzji inwestycyjnej uzależnione jest jednak od szeregu wzajemnie się wykluczających czynników, co wymusza na decydencie zastosowanie zaa-

wansowanych technik wspomagania decyzji. Do technik tych zaliczane są m.in. metody wieloatrybutowe. Ich założeniem jest obiektywne przeanalizowanie rozpatrywanych opcji decyzyjnych pod kątem przyjętych kryteriów oraz wybór tej, której implementacja w danych warunkach będzie najkorzystniejsza [1, 12].

Aplikacja metod wielokryterialnych w celu analizy odmiennych wariantów inwestycyjnych systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej należy do rzadkości. Warto również podkreślić, iż prowadzone dotychczas badania zakładały zazwyczaj całościową ocenę systemu zaopatrzenia budynku w energię, w którym dominującą rolę odgrywa ogrzewanie pomieszczeń [4]. Konsekwencją takiego podejścia jest brak uwzględnienia na etapie analizy niektórych technologii, których zastosowanie pozwala w istotny sposób ograniczyć zapotrzebowanie na energię wykorzystywaną na potrzeby przygotowania ciepłej wody. Z tego względu techniki bazujące na odzysku ciepła odpadowego ze ścieków szarych nie są w ogóle brane pod uwagę jako potencjalne opcje decyzyjne. Tymczasem badania opisane w pracach [15, 24] wykazały, że wykorzystanie wymienników ciepła DWHR pozwala znacząco ograniczyć zużycie energii, a dzięki temu także osiągnąć wyraźne oszczędności finansowe.

Opłacalność inwestycji, wyrażona wysokością kosztów cyklu życia *LCC* bądź wartością zaktualizowaną netto *NPV*, jest jednak tylko jednym z czynników decydujących o zasadności zastosowania konkretnych rozwiązań. W tabeli 1 zestawiono kryteria warunkujące wybór optymalnego rozwiązania systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej. W badaniach, oprócz wspomnianego kryterium ekonomicznego, uwzględniono także czynniki eksploatacyjne, społeczne, środowiskowe oraz techniczne.

## 4. Metodyka oceny systemów przygotowania ciepłej wody użytkowej

Jako narzędzie oceny systemów umożliwiających ograniczenie zużycia energii na potrzeby podgrzewania wody w budynku wykorzystano jedną z najczęściej stosowanych wielokryterialnych metod oceny projektów inwestycyjnych, to jest metodę scoringową. W metodzie scoringowej ocena analizowanych opcji decyzyjnych dokonywana jest na podstawie punktacji, która została im przydzielona w świetle rozpatrywanych kryteriów [18]. Jedna ze stosowanych wersji tej metody zakłada, że wykorzystywana skala ocen jest stała, natomiast poszczególnym kryteriom przyporządkowywane są wagi, których suma jest równa 1,0. O pozycji danego wariantu inwestycyjnego w rankingu końcowym decyduje w takiej sytuacji suma iloczynów przypisanych wag oraz liczby przyznanych punktów [18].

Tabela 1. Kryteria decyzyjne warunkujące wybór optymalnego rozwiązania systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej

Table 1. Decision criteria for selecting the most favorable type of hot water system

| **Kryteria decyzyjne** | **Podkryteria decyzyjne** |
|---|---|
| $K_1$: Ekonomiczne | $K_{11}$: Rentowność inwestycji |
| | $K_{12}$: Możliwość uzyskania dofinansowania |
| $K_2$: Eksploatacyjne | $K_{21}$: Bezpieczeństwo eksploatacji |
| | $K_{22}$: Długi okres użytkowania instalacji |
| | $K_{23}$: Ograniczone ryzyko awarii |
| | $K_{24}$: Ograniczone ryzyko spadku wydajności instalacji |
| | $K_{25}$: Rzadkie zabiegi konserwacyjne |
| $K_3$: Społeczne | $K_{31}$: Zapewnienie komfortu użytkowania instalacji |
| | $K_{32}$: Wpływ na rozwój świadomości ekologicznej |
| $K_4$: Środowiskowe | $K_{41}$: Niewielkie zużycie paliw kopalnych |
| | $K_{42}$: Niska emisja $CO_2$ |
| | $K_{43}$: Niska emisja $NO_x/NO_2$ |
| | $K_{44}$: Niska emisja $SO_x/SO_2$ |
| | $K_{45}$: Niska emisja pozostałych zanieczyszczeń |
| $K_5$: Techniczne | $K_{51}$: Łatwość wykonania instalacji |
| | $K_{52}$: Możliwość połączenia systemu z instalacją centralnego ogrzewania |
| | $K_{53}$: Możliwość łącznego wykorzystania różnych źródeł energii |
| | $K_{54}$: Niezależność dostępności źródła energii od czynników zewnętrznych |
| | $K_{55}$: Wysoka efektywność instalacji |

Rentowność inwestycji oceniono przy wykorzystaniu metody wartości zaktualizowanej netto [3]. O opłacalności przedsięwzięcia decyduje w tym przypadku wysokość wskaźnika *NPV*, którą można określić w oparciu o wzór (1).

$$NPV_k = \sum_{t=0}^{n} \left( \frac{CF_{kt}}{(1+r)^t} \right) \tag{1}$$

gdzie: $NPV_k$ – wartość zaktualizowana netto wariantu $k$ inwestycji;
$CF_{kt}$ – przepływy pieniężne w wariancie $k$ w roku $t$;
$t$ – rok eksploatacji systemu;
$n$ – liczba lat eksploatacji systemu;
$r$ – stopa dyskontowa.

W sytuacji, gdy *NPV* osiąga wartość dodatnią, analizowany projekt inwestycyjny należy uznać za korzystny pod względem finansowym, a prognozowane zyski są tym większe, im wyższa jest otrzymana wartość wskaźnika.

W obu rozpatrywanych opcjach modernizacji istniejącego systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej uwzględniono wysokość nakładów inwestycyjnych koniecznych do poniesienia na zakup i montaż urządzeń w roku 0 analizy. W wariancie 2 pod uwagę wzięto także dodatkowe koszty związane z koniecznością wymiany płynu solarnego w odstępach co 5 lat oraz wykonywania regularnych przeglądów technicznych instalacji w całym okresie jej eksploatacji, jak również koszty użytkowania pompy obiegowej i sterownika instalacji. Z kolei do zysków zakwalifikowano w obydwu przypadkach potencjalne oszczędności finansowe wynikające ze zredukowania zużycia gazu ziemnego.

W obliczeniach wysokości wskaźnika *NPV* przyjęto następujące dane:

- wysokość nakładów inwestycyjnych na zakup i montaż systemu w wariancie 1: $INV_1 = 4000$ zł,
- wysokość nakładów inwestycyjnych na zakup i montaż systemu w wariancie 2: $INV_2 = 14000$ zł,
- koszt wymiany płynu solarnego: $K_{wp} = 300$ zł,
- koszt działania pompy obiegowej i sterownika instalacji solarnej oraz okresowych przeglądów instalacji: $K_{po} = 200$ zł/rok,
- cena gazu ziemnego w roku 0 analizy: $C_{e0} = 0{,}17$ zł/kWh,
- założony coroczny wzrost cen nośnika energii: $i_g = 2\%$,
- stopa dyskontowa: $r = 5\%$,
- okres użytkowania systemu: $n = 15$ lat.

Wpływ eksploatacji systemu na środowisko przeanalizowano na podstawie wielkości emisji produktów spalania paliw do atmosfery. Wskaźniki emisji poszczególnych związków przyjęto w oparciu o wytyczne Krajowego Ośrodka Bilansowania i Zarządzania Emisjami KOBiZE [16].

Znaczenie pozostałych kryteriów warunkujących wybór optymalnego rozwiązania systemu podgrzewania wody określono na podstawie opinii ekspertów.

## 5. Analiza wyników badań

Przeprowadzone badania wykazały, iż sposób przygotowania ciepłej wody użytkowej posiada istotny wpływ zarówno na efektywność finansową inwesty-

cji, jak i na komfort użytkowania systemu oraz wpływ jego eksploatacji na środowisko.

Zastosowanie urządzenia DWHR umożliwi odzysk około 7 kW energii odpadowej niesionej przez odprowadzane z prysznica ścieki szare, czego następstwem będzie wzrost temperatury przepływającej przez wymiennik ciepła wody o ponad 22°C. Wykorzystanie takiego rozwiązania systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej pozwoli także zredukować zużycie gazu ziemnego wysokometanowego w analizowanym budynku o ponad 180 $m^3$ rocznie, co stanowi prawie 25% obecnego zużycia paliwa na potrzeby podgrzewania wody.

Eksploatacja opisanego zestawu solarnego umożliwi natomiast pokrycie zapotrzebowania na energię wykorzystywaną w celu przygotowania ciepłej wody użytkowej w ponad 70% w skali roku. Wykonana analiza wykazała, iż najmniejszy udział energii promieniowania słonecznego w całkowitym zużyciu energii na ten cel, nieznacznie przekraczający 30%, odnotowany zostanie w okresie od listopada do stycznia. W miesiącach o najwyższym natężeniu promieniowania słonecznego realne będzie natomiast pokrycie całego zapotrzebowania energią odnawialną.

Wyniki zrealizowanych badań efektywności finansowej rozpatrywanych wariantów inwestycyjnych wskazują wyraźnie, iż przy założonych parametrach użytkowania instalacji bardziej korzystny jest wariant 1, którego założeniem jest odzysk ciepła odpadowego niesionego przez ścieki szare. W przypadku gdy okres eksploatacji systemu wynosi $n$ = 15 lat, wartość zaktualizowana netto takiego przedsięwzięcia osiąga wartość $NPV_1$ = 139,19 zł i należy go uznać za opłacalne pod względem finansowym. Potencjalne oszczędności jednak tylko nieznacznie przewyższają w tym przypadku konieczne do poniesienia nakłady inwestycyjne, co powoduje, iż wariant ten jest bardzo podatny na zmiany wysokości cen paliwa gazowego.

Z kolei w wariancie 2 wysokość analizowanego wskaźnika jest ujemna i wynosi $NPV_2$ = –4265,85 zł, co wskazuje na nieopłacalność takiej alternatywy decyzyjnej. Posiada ona jednak dodatkowy atut w postaci możliwości uzyskania dofinansowania [22], które znacznie ograniczyłoby konieczne do poniesienia nakłady inwestycyjne.

Analiza wpływu użytkowania poszczególnych rozwiązań systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej na środowisko wskazuje natomiast na sporą przewagę wariantu 2, co przedstawiono w tabeli 2. Negatywne oddziaływanie spalania paliw kopalnych na środowisko związane jest bowiem nie tylko z nadmierną eksploatacją ich zasobów naturalnych, ale także emisją do atmosfery znacznej ilości zanieczyszczeń, w których dominującą rolę odgrywa dwutlenek węgla. Ograniczenie zużycia gazu ziemnego o ponad 500 $m^3$ rocznie, będące efektem zainstalowania kolektorów słonecznych na dachu rozpatrywanego obiektu, pozwoliłoby na zmniejszenie emisji tego gazu o około 1080 kg w skali roku, co w całym cyklu życia systemu daje wartości przekraczające 16000 kg $CO_2$. W przypadku zastosowania systemu odzysku ciepła ze ścieków

szarych odprowadzanych z prysznica (wariant 1) redukcja emisji zanieczyszczeń jest niemal trzykrotnie niższa. Należy jednak pamiętać, że działanie systemu solarnego uzależnione jest od dostępności energii elektrycznej, której zużycia nie uwzględniono w niniejszej analizie emisji zanieczyszczeń. Wykorzystanie energii elektrycznej nie przyczynia się co prawda do powstawania małych źródeł emisji, jednakże w wielu przypadkach do jej produkcji zużywane są paliwa kopalne.

Tabela 2. Emisja zanieczyszczeń związana z eksploatacją systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej w analizowanym budynku w okresie $n$ = 15 lat

Table 2. Emissions associated with the operation of a hot water system in the analyzed building during the lifetime of the system ($n$ = 15 years)

| **Rodzaj zanieczyszczenia** | **Jednostka** | **Emisja zanieczyszczeń w okresie eksploatacji $n$ = 15 lat** | | |
|---|---|---|---|---|
| | | **wariant 0** | **wariant 1** | **wariant 2** |
| $CO_2$ | kg | 22311,45 | 16819,95 | 6112,65 |
| $NO_x/NO_2$ | kg | 16,96 | 12,78 | 4,65 |
| $SO_x/SO_2$ | g | 892,46 | 672,80 | 244,51 |
| CO | g | 3346,72 | 2522,99 | 916,90 |
| Pył zawieszony całkowity | g | 0,56 | 0,42 | 0,15 |

Analiza pozostałych elementów modelu decyzyjnego dotyczącego wyboru sposobu podgrzewania wody w budynku przeprowadzona została w oparciu o opinie ekspertów. Przyjętym kryteriom decyzyjnym przypisano współczynniki wagowe, natomiast oceny rozpatrywanych opcji decyzyjnych pod kątem spełnienia tych kryteriów dokonano poprzez przyporządkowanie im odpowiedniej liczby punktów. Zgodnie z zaleceniami [18] badane warianty inwestycyjne oceniono w skali 0-10.

W tabeli 3 zestawiono wyniki badań uzyskane dla wariantu 1, zakładającego wykorzystanie urządzenia DWHR. Z kolei tabela 4 przedstawia końcowe rezultaty analizy wieloatrybutowej, którą przeprowadzono w celu wyboru optymalnego rozwiązania systemu podgrzewania wody w przedmiotowym budynku mieszkalnym. Z uwagi na to, iż jedynym paliwem kopalnym uwzględnionym w analizie jest gaz ziemny, podkryteria $K_{42}$-$K_{45}$ zastąpiono jednym podkryterium $K_{42}$: Niska emisja zanieczyszczeń.

Łączne oceny rozpatrywanych wariantów modernizacji instalacji przygotowania ciepłej wody użytkowej w budynku wskazują, że przy przyjętych wartościach współczynników wagowych najbardziej korzystny jest wariant 2, który okazał się nieopłacalny pod względem finansowym. Tak wysoka pozycja tej opcji decyzyjnej w uzyskanym rankingu końcowym związana jest głównie

z pozytywnym wpływem eksploatacji instalacji solarnej na otaczające nas środowisko. W przypadku analizowanego obiektu emisja zanieczyszczeń może zostać ograniczona o ponad 70%. Powoduje to, iż pomimo konieczności poniesienia wysokich nakładów inwestycyjnych na realizację takiej instalacji oraz wymogu regularnego wykonywania jej przeglądów technicznych, wariant 2 stanowi doskonałą alternatywę dla tradycyjnych rozwiązań.

Tabela 3. Wyniki analizy wieloatrybutowej wariantu 1

Table 3. The results of the multi-attribute analysis of variant 1

| **Kryteria decyzyjne** | **Wagi** | **Podkryteria decyzyjne** | **Wagi** | **Oceny** | **Iloczyny wag i ocen** |
|---|---|---|---|---|---|
| $K_1$ | 0,15 | $K_{11}$ | 0,80 | 3 | 0,360 |
| | | $K_{12}$ | 0,20 | 0 | 0,000 |
| $K_2$ | 0,25 | $K_{21}$ | 0,25 | 9 | 0,563 |
| | | $K_{22}$ | 0,20 | 8 | 0,400 |
| | | $K_{23}$ | 0,25 | 9 | 0,563 |
| | | $K_{24}$ | 0,20 | 6 | 0,300 |
| | | $K_{25}$ | 0,10 | 8 | 0,200 |
| $K_3$ | 0,10 | $K_{31}$ | 0,70 | 10 | 0,700 |
| | | $K_{32}$ | 0,30 | 2 | 0,060 |
| $K_4$ | 0,30 | $K_{41}$ | 0,50 | 4 | 0,600 |
| | | $K_{42}$ | 0,50 | 4 | 0,600 |
| $K_5$ | 0,20 | $K_{51}$ | 0,15 | 8 | 0,240 |
| | | $K_{52}$ | 0,20 | 0 | 0,000 |
| | | $K_{53}$ | 0,10 | 5 | 0,100 |
| | | $K_{54}$ | 0,30 | 6 | 0,360 |
| | | $K_{55}$ | 0,25 | 8 | 0,400 |
| | | | | | Σ 5,445 |

Tabela 4. Zestawienie wyników analizy

Table 4. The summary of the results

| **Pozycja w rankingu** | **Wariant** | **Ocena łączna** |
|---|---|---|
| 1 | 2 | 5,493 |
| 2 | 1 | 5,445 |
| 3 | 0 | 4,748 |

Drugą pozycję w rankingu końcowym zajmuje wariant 1. Należy jednak zwrócić uwagę na fakt, iż uzyskana przez tę opcję ocena jest niższa od oceny wariantu 2 o niespełna 1%, co sprawia, że również to rozwiązanie może z powodzeniem zastąpić istniejący system przygotowania ciepłej wody. Jego wpływ na poprawę stanu środowiska naturalnego jest co prawda zdecydowanie mniejszy niż systemu wykorzystującego energię promieniowania słonecznego, jednakże zastosowanie wymiennika ciepła DWHR pozwala osiągnąć oszczędności finansowe, które przewyższają swą wysokością nakłady inwestycyjne. Dodatkowo eksploatacja instalacji odzysku ciepła ze ścieków szarych odprowadzanych z prysznica nie wymaga wykonywania częstych zabiegów konserwacyjnych, a producenci urządzeń tego typu deklarują, że mogą one sprawnie funkcjonować nawet przez kilkadziesiąt lat, dzięki czemu rzeczywiste zyski z realizacji takiego systemu mogą znacznie przekroczyć te wyznaczone w analizie. Warto również zwrócić uwagę na fakt, iż działanie systemu DWHR jest praktycznie niezależne od warunków pogodowych. Z tego względu system ten może z powodzeniem być stosowany także w tych częściach naszego kraju, które charakteryzują się mniejszym nasłonecznieniem.

Przeprowadzona analiza wieloatrybutowa wykazała ponadto, że w świetle rozpatrywanych kryteriów najgorszym rozwiązaniem jest pozostanie przy obecnym sposobie podgrzewania wody. Użytkowanie systemu, którego funkcjonowanie oparte jest jedynie na surowcach nieodnawialnych, prowadzi bowiem do degradacji środowiska przyrodniczego oraz uzależnia odbiorcę energii od dostępności paliw kopalnych.

## 6. Podsumowanie

Przeprowadzone badania zasadności zastosowania różnych rozwiązań systemu przygotowania ciepłej wody użytkowej w jednorodzinnym budynku mieszkalnym wykazały, że w przypadku uwzględnienia różnych czynników decyzyjnych, w tym środowiskowych i społecznych, racjonalnym okazuje się wykorzystanie alternatywnych źródeł energii, do których zaliczane są nie tylko źródła odnawialne, ale także odpadowe. W analizowanym przypadku zarówno instalacja kolektorów słonecznych, jak i urządzenia DWHR, jest korzystniejszym rozwiązaniem niż pozostanie tylko przy tradycyjnym źródle energii, to jest kotle gazowym.

Wyniki wykonanej analizy dowodzą także, iż decyzja o wyborze konkretnego wariantu inwestycyjnego nie może być podejmowana ani intuicyjnie ani w oparciu o tylko jedno kryterium, jakim zazwyczaj jest kryterium finansowe. W rozważanym przypadku opłacalność wariantu 1 jest bowiem znikoma, natomiast wariant 2 jest w świetle kryterium ekonomicznego całkowicie nierentowny. Obie opcje modernizacji istniejącego systemu podgrzewania wody posiadają jednak szereg walorów, których występowanie ogranicza znaczenie ich negatywnych stron.

## Literatura

[1] Belton V., Stewart T.J.: Multiple Criteria Decision Analysis. An Integrated Approach, Springer Science + Business Media, B.V., Dordrecht 2002.

[2] Bertrand A., Mastrucci A., Schüler N., Aggoune R., Maréchal F.: Characterisation of domestic hot water end-uses for integrated urban thermal energy assessment and optimisation, Applied Energy, http://dx.doi.org/10.1016/j.apenergy.2016.02.107, 2016 (in press).

[3] Brealey R.A., Myers S.C., Allen F.: Principles of Corporate Finance, McGraw-Hill/Irwin, New York 2011.

[4] Catalina T., Virgone J., Blanco E.: Multi-source energy systems analysis using a multi-criteria decision aid methodology, Renewable Energy, vol. 36, 2011, pp. 2245-2252.

[5] Chen J.F., Dai Y.J., Wang R.Z.: Experimental and theoretical study on a solar assisted $CO_2$ heat pump for space heating, Renewable Energy, vol. 89, 2016, pp. 295-304.

[6] Chudzicki J., Sosnowski S.: Instalacje wodociągowe: projektowanie, wykonanie, eksploatacja, Wydawnictwo „Seidel-Przywecki", Warszawa 2009.

[7] Czarniecki D., Pisarev V., Dziopak J., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa instalacji do odzysku ciepła ze ścieków w budynkach wielorodzinnych [w:] Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska. Tom 4, (pod red.) Traczewska T.M., Kaźmierczak B., Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2014, s. 132-148.

[8] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa odzysku ciepła odpadowego ze ścieków w miasteczku akademickim Politechniki Rzeszowskiej, Technologia wody, nr 4, 2015, s. 73-81.

[9] Diego-Ayala U., Carrillo-Baeza J.G.: Study of the Thermal Behaviour of Water for Residential Use in Tanks of Concrete and Polyethylene in Humid Subtropical Climate, Ingeniería Investigación y Tecnología, vol. 16, 2015, pp. 573-583.

[10] Dz.U. 2015 poz. 376: Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 27 lutego 2015 r. w sprawie metodologii wyznaczania charakterystyki energetycznej budynku lub części budynku oraz świadectw charakterystyki energetycznej.

[11] Evins R., Orehounig K., Dorer V.: Variability between domestic buildings: the impact on energy use, Journal of Building Performance Simulation, vol. 9, 2016, pp. 162-175.

[12] Figueira J., Greco S., Ehrgott M. (red.): Multiple Criteria Decision Analysis: State of the Art Surveys, Springer Science + Business Media, Inc., Boston 2005.

[13] Ghelli A., Hagras H., Aldabbagh G.: A Fuzzy Logic-Based Retrofit System for Enabling Smart Energy-Efficient Electric Cookers, IEEE Transactions on Fuzzy Systems, vol. 23, 2015, pp. 1984-1997.

[14] Główny Urząd Statystyczny: Efektywność wykorzystania energii w latach 2003-2013. Informacje i opracowania statystyczne, Warszawa 2015.

[15] Kordana S., Słyś D., Dziopak J.: Rationalization of water and energy consumption in shower systems of single-family dwelling houses, Journal of Cleaner Production, vol. 82, 2014, pp. 58-69.

[16] KOBiZE: Wskaźniki emisji zanieczyszczeń ze spalania paliw: kotły o nominalnej mocy cieplnej do 5 MW, IOŚ-PIB, Warszawa 2015.

[17] Kušnír M., Vranay M., Košičanová D., Vranayová Z., Kapalo P., Gavlík M.: Utilizing solar energy in order to reduce energy loads of building, Chemical Engineering Transactions, vol. 39, 2014, pp. 1483-1488.

[18] Nowak M. (red.): Wspomaganie decyzji w planowaniu projektów, Difin, Warszawa 2014.

[19] O'Connor D., Calautit J.K.S., Hughes B.: A review of heat recovery technology for passive ventilation applications, Renewable & Sustainable Energy Reviews, vol. 54, 2016, pp. 1481-1493.

[20] Obszary rozliczenia ciepła spalania, http://www.psgaz.pl/obszary-rozliczenia-ciepla-spalania/ {dostęp: 21.03.2016 r.}.

[21] Pochwat K., Słyś D., Dziopak J.: Analiza opadów na potrzeby wymiarowania sieci i zbiorników retencyjnych w kanalizacji, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 7, 2013, s. 269-272.

[22] Prosument-dofinansowanie mikroinstalacji OZE, https://www.nfosigw.gov.pl/oferta-finansowania/srodki-krajowe/programy-priorytetowe/prosument-dofinansowanie-mikroinstalacji-oze/ {dostęp: 24.03.2016 r.}.

[23] Rocha H., Peretta I.S., Lima G.F.M., Marques L.G., Yamanaka K.: Exterior lighting computer-automated design based on multi-criteria parallel evolutionary algorithm: optimized designs for illumination quality and energy efficiency, Expert Systems with Applications, vol. 45, 2016, pp. 208-222.

[24] Słyś D., Kordana S.: Financial analysis of the implementation of a Drain Water Heat Recovery unit in residential housing, Energy and Buildings, vol. 71, 2014, pp. 1-11.

[25] Słyś D., Kordana S.: Odzysk ciepła odpadowego w instalacjach i systemach kanalizacyjnych, Wydawnictwo i Handel Książkami „KaBe", Krosno 2013.

[26] Starzec M., Dziopak J., Alexeev M.I.: Effect of the sewer basin increasing to necessary useful capacity of multichamber impounding reservoir, Water and Ecology, vol. 1, 2015, pp. 41-50.

[27] Stec A., Kordana S.: Analysis of profitability of rainwater harvesting, gray water recycling and drain water heat recovery systems, Resources, Conservation and Recycling, vol. 105, 2015, pp. 84-94.

[28] Svintsov A.P., Kharun M.I., Mukarzel S.A.: Valve head for water fittings with high regulatory capacity, Magazine of Civil Engineering, no 6, 2015, pp. 8-18.

[29] Typowe lata meteorologiczne i statystyczne dane klimatyczne dla obszaru Polski do obliczeń energetycznych budynków, https://danepubliczne.gov.pl/ {dostęp: 16.03.2016 r.}.

[30] Urmee T., Thoo S., Killick W.: Energy efficiency status of the community housing in Australia, Renewable & Sustainable Energy Reviews, vol. 16, 2012, pp. 1916-1925.

[31] Wallin J., Claesson J.: Investigating the efficiency of a vertical inline drain water heat recovery heat exchanger in a system boosted with a heat pump, Energy and Buildings, vol. 80, 2014, pp. 7-16.

[32] Wyrębski P., Fryze A.: Odzyskiwanie ciepła ze ścieków, Ciepłownictwo, Ogrzewnictwo, Wentylacja, nr 10, 2014, s. 385-386.

[33] Yu Z., Fung B.C.M., Haghighat F., Yoshino H., Morofsky E.: A systematic procedure to study the influence of occupant behavior on building energy consumption, Energy and Buildings, vol. 43, 2011, pp. 1409-1417.

[34] Zeleňáková M., Gaňová L., Purcz P., Satrapa L.: Methodology of flood risk assessment from flash floods based on hazard and vulnerability of the river basin, Natural Hazards, vol. 79, 2015, pp. 2055-2071.

[35] Zhang P., Ye J., Zeng G.: Thermal Effects, Water Environment Research, vol. 87, 2015, pp. 1901-1913.

## DECISION SUPPORT FOR SELECTING THE MOST FAVORABLE VARIANT OF HOT WATER SYSTEM

**S u m m a r y**

Currently, the tendency to reduce the energy consumption of buildings is observed in Poland. Nevertheless, the possibilities to reduce the energy demand for space heating are the main subject of interest, while the ways to minimize energy use for hot water heating are underestimated. Meanwhile, domestic hot water preparation is the second largest item in the balance of energy consumption of buildings and this is the incentive to save energy used to heat water. The need to incur high investment costs for sustainable hot water systems is, however, a problem. In response to the above issue, the criteria which determine the optimal choice of hot water system have been defined. The analysis for the typical single-family dwelling house has also been carried out. The scoring method, which is one of the most commonly used multi-attribute decision-making methods, has been chosen as the tool for assessing the considered modernization variants of the existing water heating system. Studies have shown that taking into account a number of criteria, such as economic, environmental, operating, social and technical ones, allows the indication of the advantages of such investments. The obtained results have also confirmed that these advantages of the analyzed systems significantly exceed the drawbacks.

**Keywords:** decision criteria, drain water heat recovery, multi-attribute decision making methods, solar energy harnessing

DOI: 10.7862/rb.2016.162

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 241-254

**Zbigniew KOWALEWSKI**[1]
**Elena NEVEROVA-DZIOPAK**[2]

# PRZEBIEG SYMULACJI KOMPUTEROWEJ PROCESU OCZYSZCZANIA SCIEKÓW KOMUNALNYCH W REAKTORZE OSADU CZYNNEGO

Celem badań było ustalenie wpływu ilości i zakresu parametrów jakości ścieków surowych na wiarygodność wyników symulacji, co umożliwiłoby ustalenie optymalnej częstotliwości ich monitoringu, niezbędnego do pozyskiwania danych do modelowania w programach ASM. W artykule przedstawiono metodykę prowadzenia symulacji komputerowej procesu oczyszczania ścieków komunalnych w reaktorach biologicznych z osadem czynnym. Zaprezentowano sposób przygotowania i przetwarzania danych wejściowych do modelu oraz sposoby oceny i weryfikacji wyników symulacji za pomocą testów statystycznych. Modelowanie było wykonane w programie BioWin na przykładzie oczyszczalni ścieków komunalnych „Kujawy" w Krakowie. W oparciu o wstępne wyniki niniejszych badań można wnioskować, że w celu uzyskania wiarygodnych wyników symulacji pracy bioreaktora w modelu ASM niezbędne jest prowadzenie monitoringu podstawowych paramentów jakości ścieków online.

**Słowa kluczowe:** metoda osadu czynnego, monitoring ścieków, symulacja komputerowa, program BioWin, statystyka matematyczna

## 1. Wstęp

Oczyszczalnie ścieków należy rozpatrywać jako skomplikowany system technogeniczny, w skład którego wchodzi duża liczba rozmaitych procesów technologicznych. Modelowanie matematyczne, coraz bardziej powszechnie stosowane na etapie projektowania, modernizacji i eksploatacji oczyszczalni ścieków, pozwala zwiększyć jakość rozwiązania projektowego oraz zoptymalizować procesy transportu ścieków, mechaniczne, fizyko-chemiczne i biologiczne procesy oczyszczania, oraz prognozować ich oddziaływanie na odbiornik.

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Zbigniew Kowalewski, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, 30-059 Kraków, al. Mickiewicza 30a, 12 617 52 14, kowalew@agh.edu.pl
[2] Elena Neverova-Dziopak, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, 30-059 Kraków, al. Mickiewicza 30a, 12 617 40 06, elenad@agh.edu.pl

Służą temu odpowiednie symulacyjne i prognostyczne modele matematyczne [9].

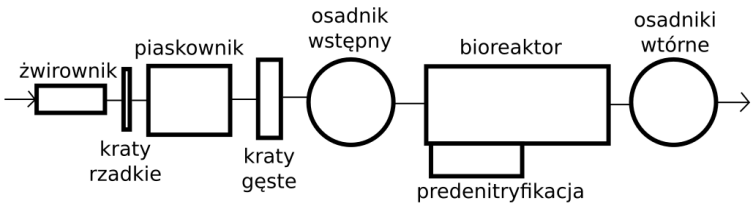
BioWin jest specjalistycznym programem komputerowym kanadyjskiej firmy EnviroSim Associates Ltd. służącym do modelowania i symulacji wszelkiego rodzaju procesów oczyszczania ścieków, w tym m.in. biologicznego usuwania związków organicznych, nitryfikacji, denitryfikacji, chemicznego i biologicznego usuwania fosforu, procesów w układzie reaktorów SBR, reaktorów membranowych, rowów cyrkulacyjnych, tlenowej i beztlenowej fermentacji osadów, procesów separacji i wielu innych. W niniejsze pracy do modelowania procesów przebiegających w reaktorze biologicznym wykorzystany został program BioWin2 w wersji 2.2. Program ma zaimplementowane trzy modele osadu czynnego z grupy ASM (Activated Sludge Model): ASM1, ASM2d i ASM3. Dodatkowo zawiera on model nitryfikacji i przekształcania osadów. Model ASM1 to pierwszy z rodziny modeli stworzonych w 1987 roku na potrzeby International Association of Water Quality (obecnie IWA – International Water Association). ASM1 został stworzony do opisu procesów biologicznych służących do redukcji wartości ChZT oraz procesów nitryfikacji-denitryfikacji w ściekach komunalnych. Próby zastosowania go do modelowania oczyszczania ścieków przemysłowych najczęściej dają słabe rezultaty. Model jest oparty na 13 równaniach [6]. Rozwinięciem modelu ASM1 o biologiczną defosfatację był model ASM2 oraz ASM2d który uwzględnia aktywność mikroorganizmów akumulujących związki fosforu (PAO). Model ASM2 wykorzystuje 19 równań, natomiast model ASM2d - 21 [7]. Model ASM3 powstał w 2000 roku i stanowi rozwinięcie modelu ASM1. Podobnie jak i poprzedni, składa się z 16 równań i nie obejmuje procesów związanych z transformacją fosforu. Jest to jednak celowy zabieg autorów modelu, gdyż według nich ASM3 ma stanowić swoisty „szkielet" do budowania na nim kolejnych modeli [2]. Podstawowym ograniczeniem modeli z rodziny ASM jest wcześniej wspomniana ograniczona możliwość zastosowania do symulacji procesów oczyszczania ścieków przemysłowych, chociaż niektórzy autorzy proponują zastosowanie tego modelu do ścieków miejskich, komunalno-przemysłowych [8] lub pochodzących z niektórych gałęzi przemysłu, takich jak np. przemysł spożywczy lub papierniczy [3, 10].

## 2. Symulacja pracy reaktorów biologicznych z osadem czynnym

Modelowanie procesów biologicznego oczyszczania ścieków zostało przeprowadzone dla oczyszczalni ścieków komunalnych „Kujawy" zlokalizowanej w Krakowie. Oczyszczalnia obsługuje 250 tys. mieszkańców Nowej Huty i okolic. Jest to mechaniczno-biologiczna oczyszczalnia ze wzmożonym usuwaniem biogenów opartym na technologii osadu czynnego, wspomaganym chemicznym strącaniem fosforu. Odbiornikiem ścieków oczyszczonych jest rzeka Wisła. Ilość odprowadzanych ścieków oczyszczonych zgodnie z pozwoleniem wodno-prawnym nie może przekroczyć w okresie bezdeszczowym średnio 80 000 $m^3/d$

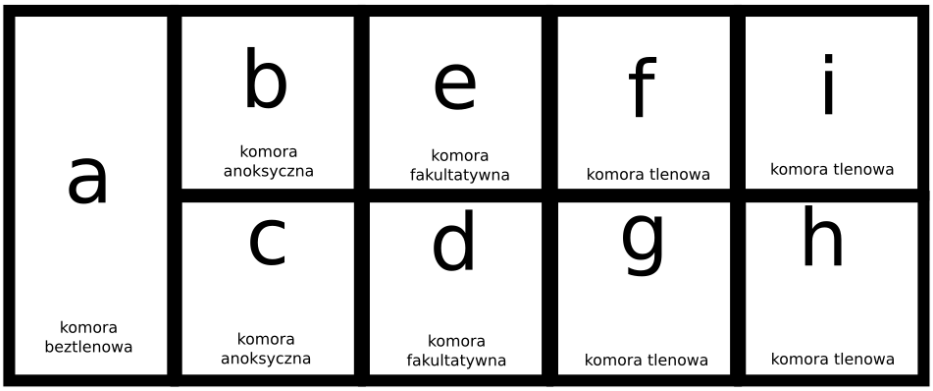
i maksymalnie 100 000 $m^3$/d i 4660 $m^3$/h. W okresie deszczowym i w czasie roztopów dopuszcza się odprowadzanie 9320 $m^3$/h.

Mechaniczna część oczyszczalni składa się z: żwirownika, krat rzadkich, piaskownika z napowietrzaniem, krat gęstych oraz osadników wstępnych. Część biologiczną stanowią trzyfazowe reaktory z wydzielonymi sekcjami: beztlenową, niedotlenioną i tlenową, z recyrkulacją wewnętrzną. Sumarycznie każdy reaktor składa się z 9 komór o głębokości 4,7 m i łącznej objętości 16 010 $m^3$. W linii recyrkulacji zewnętrznej dodatkowo stosowana jest komora predenitryfikacji o głębokości 3,36 m i objętości 620 $m^3$. Komory beztlenowe i fakultatywne wyposażone są w mieszadła wolnoobrotowe, a komory tlenowe – dodatkowo w ruszt napowietrzający. Obecnie funkcjonują cztery linie technologiczne bioreaktorów, każda zakończona dwoma osadnikami wtórnymi. Są to osadniki radialne o średnicy 42 metrów i głębokości czynnej 3 m, wyposażone w zgarniacze [5]. Schemat technologiczny oczyszczalni oraz bioreaktora przedstawiają rysunki 1 oraz 2.




Rys. 1. Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków „Kujawy” w Krakowie

Fig. 1. Technological scheme of wastewater treatment plant „Kujawy” in Cracow




Rys. 2. Schemat bioreaktora z wydzielonymi komorami

Fig. 2. Scheme of bioreactor with separated chambers

Do modelowania wykorzystano wartości podstawowych parametrów jakości ścieków oznaczanych przez laboratorium oczyszczalni w roku 2013. Laboratorium prowadzi monitoring regularnie w odstępach dwutygodniowych. Badaniu podlega 27 parametrów jakości ścieków w tym: pH, BZT i ChZT, formy azotu i fosforu oraz temperatura ścieków w bioreaktorze. Do wykonania symulacji procesu oczyszczania w programie BioWin wymagane są następujące dane: data badania, natężenie przepływu oraz wartości takich parametrów jak: ChZT, azot Kjeldahla, fosfor całkowity, azot azotanowy, pH, zasadowość, zawiesina, wapń, magnez, tlen rozpuszczony, temperatura ścieków w bioreaktorach. Minimalny zakres parametrów niezbędnych do uruchomienia modelu obejmuje: ChZT, azot Kjeldahla i fosfor ogólny. Pozostałe parametry można pozostawić jako stałe lub będą one domyślnie przyjęte przez program. Baza danych stosowanych w badaniach składała się z 21 zestawów parametrów. Każdy zestaw powstaje w oparciu o wyniki regularnego dwutygodniowego monitoringu i składa się z takich parametrów jak: pH, ChZT, zawiesina, azot Kjeldahla, azot azotanowy i fosfor ogólny. Te parametry stanowiły podstawę do realizacji procesu modelowania. Parametrem dodatkowym była temperatura zarejestrowana w bioreaktorze. Celem badań było sprawdzenie jak zachowa się model symulacyjny procesu oczyszczania ścieków metodą osadu czynnego w sytuacji braku danych lub niepełnego zestawu danych. Na potrzeby badań stworzono osiem symulacji, każdą z innym zakresem danych wejściowych. Zmieniono interwał między poborem próbek ścieków z dwutygodniowego na dobowy, co umożliwiło przeprowadzenie symulacji stanu dynamicznego. Takie rozwiązanie umożliwia przeprowadzenie symulacji dynamicznej. Zwiększenie częstotliwości wprowadzania danych nie powodowało różnic w obliczeniach, ale zwiększało czas obliczeń. Z kolei zastosowanie interwału godzinnego spowodowało niestabilność symulacji. Dane użyte do kompletowania poszczególnych zestawów na potrzeby symulacji są przedstawione w tabeli 1.

Symulacje różniły się ilością danych (12 lub 21 zestawów danych, każdy po 6 parametrów: pH, ChZT, azot Kjeldahla, azot azotanowy, fosfor ogólny, zawiesina), temperaturą (stała dla całości symulacji lub zmienna). Dodatkowo wyróżniono dwa zakresy danych: niepełny, w którym wartość pH i zawiesiny były stałe i wynosiły odpowiednio 7,3 i 210 mg/l oraz zmienne). Symulacje od nr 1 do nr 4 były realizowane dla okresu 36 dni, natomiast symulacja z pełnym zestawem danych (symulacje od nr 5 do nr 8) – dla okresu 54 dni. Okres ten był dobrany eksperymentalnie w kolejnych uruchomieniach modelu i miał na celu umożliwić podgląd całości.

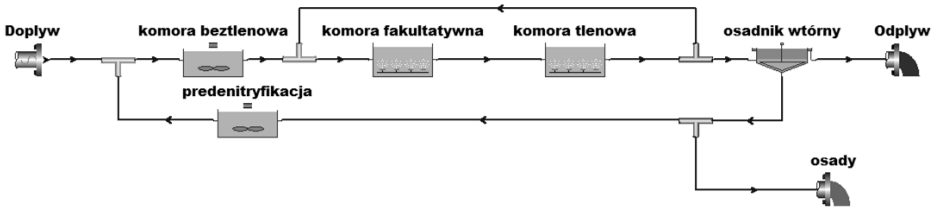
Do dalszych obliczeń w programie BioWin2 została skonstruowana linia technologiczna oczyszczalni ścieków „Kujawy", która jest przedstawiona na rysunku 3. Zakłada ona pewne uproszczenia w schemacie, nie wpływające na samą symulację. Uproszczenia polegają na połączeniu komór reaktora spełniających te same funkcje w jedną komorę. Finalnie wyodrębniono komorę beztlenową, fakultatywną i tlenową oraz komorę predenitryfikacji. Dodatkowo dwa

osadniki wtórne połączono w jeden. Recyrkulacja wewnętrzna wynosiła 160%, recyrkulacja zewnętrzna – 60%, odpływ osadu nadmiernego wynosił 5% całkowitego początkowego strumienia ścieków.

Tabela 1. Dane stosowane w symulacjach

Table 1. Data used in simulation

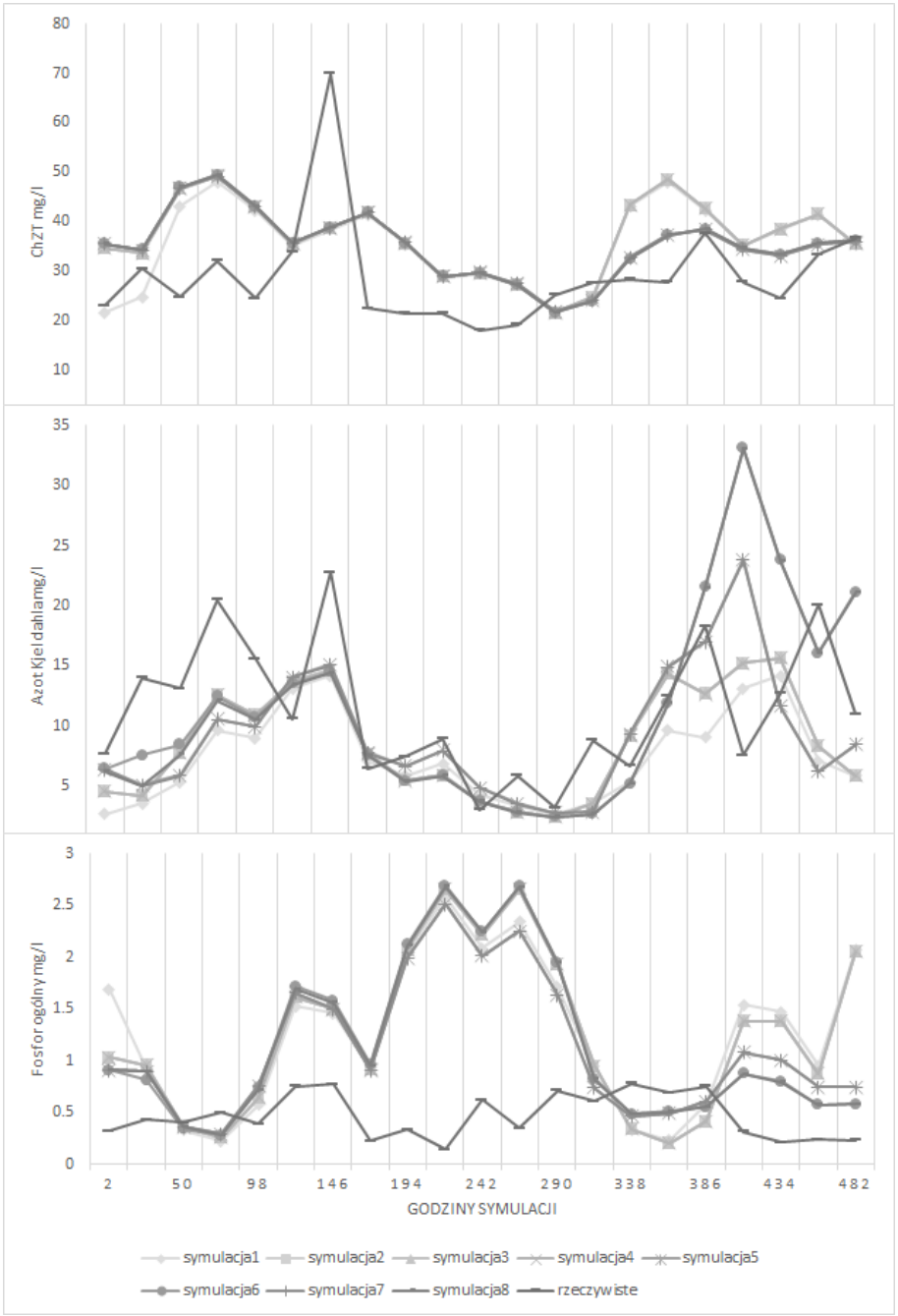
| Nr symulacji | Liczba zestawów danych | Temperatura $^0$C | Zakres danych | Zadany okres symulacji |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 12 | 19,13 | niepełne | 36 dni |
| 2 | 12 | 11,9 – 26,8 | niepełne | 36 dni |
| 3 | 12 | 19,13 | pełne | 36 dni |
| 4 | 12 | 11,9 – 26,8 | pełne | 36 dni |
| 5 | 21 | 17,45 | niepełne | 54 dni |
| 6 | 21 | 11,9 – 26,8 | niepełne | 54 dni |
| 7 | 21 | 17,45 | pełne | 54 dni |
| 8 | 21 | 11,9 – 26,8 | pełne | 54 dni |




Rys. 3. Schemat oczyszczalni „Kujawy" w programie BioWin

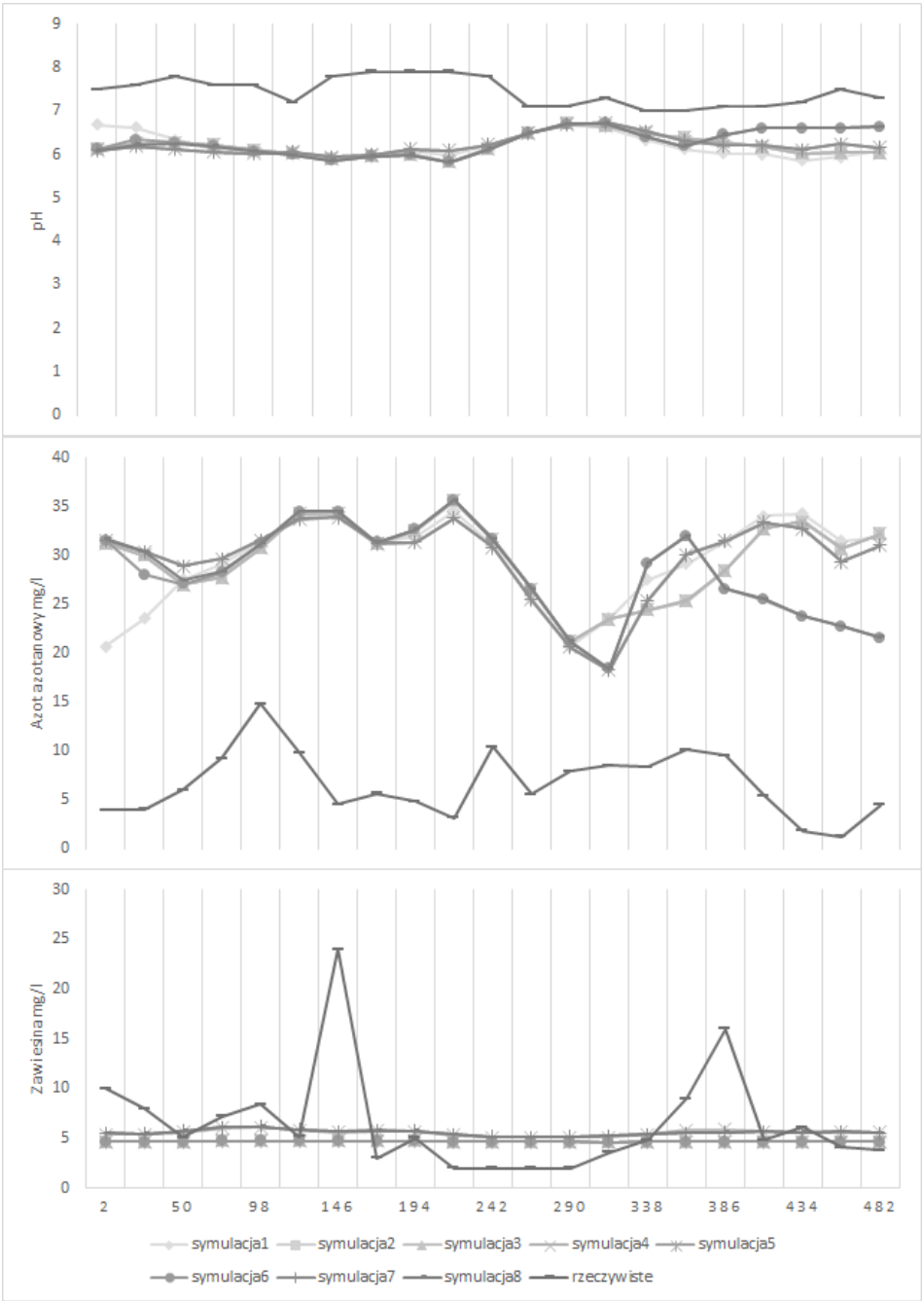
Fig. 3. „Kujawy" WWTP diagram created in BioWin software

Dalszym etapem badań była weryfikacja wyników symulacji procesu biologicznego oczyszczania ścieków na podstawie porównania wartości parametrów rzeczywistych z wartościami obliczonymi przez model. Dynamikę zmian wartości symulowanych i rzeczywistych w czasie przedstawiono na rysunkach 4 i 5.




Rys. 4. Wyniki symulacji wartości ChZT, azotu Kjeldahla i fosforu ogólnego na tle wartości rzeczywistych

Fig. 4. Results of COD, TKN and Total phosphorus values simulation against real values




Rys. 5. Wyniki symulacji wartości pH, azotu azotanowego i zawiesiny wraz na tle wartości rzeczywistych

Fig. 5. Results of pH, N-$NO_3$ and TSS values simulation against real values

Najbardziej zbliżone do wartości rzeczywistych przebiegi wykazuje wartość azotu Kjeldahla oraz wartosć ChZT. Wykres dla azotu azotanowego charakteryzuje się podobnym przebiegiem, lecz wszystkie jego wartości symulacyjne sa większe od wartosci rzeczywistych. Modelowe wyniki dla zawiesiny są bardzo regularne, co daje zbliżone wyniki do rzeczywistych gdy zawiesina nie ma dynamicznych zmian, natomiast symulacje nie uwzględniają nagłych zmian stężeń rzeczywistych. Wartosć symulowana fosforu ogólnego jest większa od wartości rzeczywistych w każdym z modelowanych przypadków. Model zbyt agresywnie reagował na podwyższone stężenia fosforu ogólnego w ściekach surowych. Dla wartości niższych model dawał rezultaty podobne do rzeczywistych. Przebieg modelowych linii dla pH jest podobny do rzeczywistych, jednak wszytkie symulacje zaniżają rzeczywistą wartość pH.

## 3. Analiza wyników symulacji na podstawie testów statystycznych

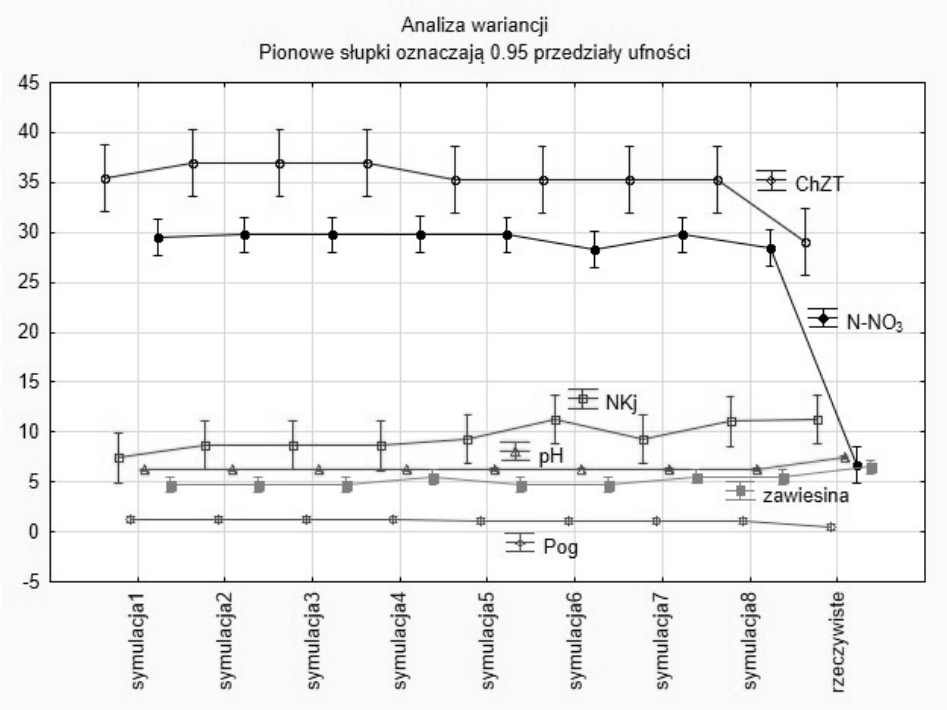
Do analizy wyników symulacji zastosowano: analizę wariancji w celu sprawdzenia czy wyniki uzyskane w symulacją są statystycznie istotne oraz współczynnik korelacji Pearsona (r) do sprawdzenia zbieżności symulowanych parametrów z danymi rzeczywistymi. Analizy wykonano w programie Statistica 12.5. Dodatkowo zastosowano statystyki KGE (Kling-Gupta efficiency), ME (Mean Error), PBIAS (Percent Bias) wykonane z programie R wersja 3.2.2 64-bit przy pomocy pakietu hydroGOF w wersji 0.3-8 [11]. Wszystkie obliczenia wykonywane były z poziomem istotności 0,05. W celu sprawdzenia normalności rozkładu oraz homogeniczności wariancji zastosowano test Shapiro-Wilka oraz test Lavena.

*ANOVA*

Analiza wariancji i wartości współczynnika korelacji wykonana dla poszczególnych symulacji wykazywała podobieństwa między nimi.

W przypadku azotu azotanowego wyniki symulacji znacząco różnią się od wartości rzeczywistych. Podobnie jest w wypadku pH i fosforu ogólnego. W przypadku zawiesiny zbieżność w wynikach uzyskano dla symulacji nr 4, 7 i 8 z kompletem danych. Wartości symulowane i rzeczywiste dla azotu Kjeldahla oraz ChZT nie wykazują różnic, aczkolwiek zgodność symulowanych wyników ChZT z rzeczywistymi jest nieco niższa niż w przypadku azotu Kjeldahla (rys. 6).

Dla uszczegółowienia wyników testu ANOVA przeprowadzono test post-hoc HSD Tukeya, którego wyniki prezentuje tabela 2.




Rys. 6. Wyniki analizy wariancji

Fig. 6. ANOVA results

Tabela 2. Wyniki testu HSD Tukeya (x oznacza brak różnic pomiędzy symulacjami a wartościami rzeczywistymi)

Table 2. HSD Tukey test results (x means no significant differences between simulations and real values)

| **Symulacja** | **ChZT** | **NKj** | **Pog** | **pH** | **N-$NO_3$** | **Zawiesina** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Symulacja1 | x | x | | | | |
| Symulacja2 | | x | | | | |
| Symulacja3 | | x | | | | |
| Symulacja4 | | x | | | | x |
| Symulacja5 | x | x | x | | | |
| Symulacja6 | x | x | | | | |
| Symulacja7 | x | x | x | | | x |
| Symulacja8 | x | x | | | | x |

*Współczynnik korelacji Pearsona*

Współczynniki korelacji pomiędzy wynikami symulacji (r) są wysokie i przekraczają 0.9. Poziom korelacji z wartościami rzeczywistymi prezentuje tabela 3. Wyniki dla ChZT są na niskim poziomie jednak jednakowe dla wszystkich symulacji, najwyższe korelacje uzyskano dla azotu Kjeldahla w przypadku symulacji dla krótszego okresu z niepełnym zestawem danych. Wyniki dla zawiesiny są na poziomie 0,3-0,4, jedynie dla symulacji z pełnym zakresem danych uzyskano znacznie lepsze wyniki na poziomie 0,51. Wyniki dla pozostałych parametrów nie są istotne statystycznie.

Tabela 3. Współczynniki korelacji dla symulacji

Table 3. Correlation coefficients for simulations

| **Symulacja** | **Statystyka** | **ChZT** | **NKj** | **Pog** | **pH** | **N-$NO_3$** | **Zawiesina** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Symulacja1 | r | 0,24 | 0,51 | -0,37 | -0,22 | 0,25 | 0,18 |
| Symulacja2 | r | 0,23 | 0,56 | -0,3 | -0,61 | 0,19 | 0,35 |
| Symulacja3 | r | 0,23 | 0,56 | -0,3 | -0,61 | 0,19 | 0,35 |
| Symulacja4 | r | 0,23 | 0,56 | -0,3 | -0,61 | 0,19 | 0,48 |
| Symulacja5 | r | 0,24 | 0,35 | -0,13 | -0,58 | 0,15 | 0,37 |
| Symulacja6 | r | 0,24 | 0,41 | -0,05 | -0,66 | -0,21 | 0,37 |
| Symulacja7 | r | 0,24 | 0,35 | -0,13 | -0,58 | 0,15 | 0,51 |
| Symulacja8 | r | 0,24 | 0,39 | -0,06 | -0,68 | -0,21 | 0,51 |

*ME, KGE i PBIAS*

Statystyka ME oznacza średnie odchylenie od wartości rzeczywistych. Im mniejsza wartość bezwzględna, tym lepsze dopasowanie. Wyniki oceny modeli za pomocą ME przedstawia tabela 4. Najlepsze wyniki uzyskano dla fosforu, aczkolwiek pozostałe parametry również nie wykazują nadmiernych rozbieżności.

Statystyka KGE powstała jako rozwinięcie metody Nash-Sutcliffe (NSE). Łączy w sobie metody NSE, r Pearsona i ME. KGE pokazuje jak bardzo iloraz wartości symulowane/rzeczywiste różni się od ilorazu 1:1 [1, 11]. Według tej statystyki najkorzystniej zasymulowane są dane dla ChZT i azotu Kjeldahla. Pozostałe symulowane parametry nie osiągają statystycznej zgodności z rzeczywistymi wartościami. Wyniki analizy KGE przedstawione są w tabeli 5.

Tabela 4. Średni błąd symulacji

Table 4. Simulation mean error ME

| Symulacja | Statystyka | ChZT | NKj | Pog | pH | N-$NO_3$ | Zawiesina |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Symulacja1 | ME | 6,43 | -3,88 | 0,8 | -1,25 | 14,05 | -5,62 |
| Symulacja2 | ME | 7,91 | -2,64 | 0,79 | -1,24 | 14,33 | -5,6 |
| Symulacja3 | ME | 7,91 | -2,64 | 0,79 | -1,24 | 14,33 | -5,6 |
| Symulacja4 | ME | 7,91 | -2,65 | 0,79 | -1,24 | 14,33 | -4,73 |
| Symulacja5 | ME | 6,18 | -2 | 0,66 | -1,22 | 14,31 | -5,6 |
| Symulacja6 | ME | 6,2 | 0 | 0,69 | -1,15 | 12,85 | -5,6 |
| Symulacja7 | ME | 6,18 | -2,01 | 0,66 | -1,22 | 14,32 | -4,72 |
| Symulacja8 | ME | 6,19 | -0,22 | 0,69 | -1,16 | 13 | -4,72 |

Tabela 5. Wartość statystyki KGE dla symulacji

Table 5. KGE values for simulations

| Symulacja | Statystyka | ChZT | NKj | Pog | pH | N-$NO_3$ | Zawiesina |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Symulacja1 | KGE | 0,18 | 0,32 | -2,23 | -0,24 | -0,48 | -0,4 |
| Symulacja2 | KGE | 0,13 | 0,46 | -2,37 | -0,64 | -0,52 | -0,31 |
| Symulacja3 | KGE | 0,13 | 0,46 | -2,37 | -0,64 | -0,52 | -0,31 |
| Symulacja4 | KGE | 0,13 | 0,46 | -2,37 | -0,64 | -0,52 | -0,2 |
| Symulacja5 | KGE | 0,12 | 0,33 | -1,7 | -0,63 | -0,54 | -0,3 |
| Symulacja6 | KGE | 0,13 | 0,27 | -2,15 | -0,67 | -0,71 | -0,3 |
| Symulacja7 | KGE | 0,12 | 0,32 | -1,7 | -0,63 | -0,54 | -0,19 |
| Symulacja8 | KGE | 0,13 | 0,24 | -2,12 | -0,69 | -0,72 | -0,19 |

Ostatnim sposobem, służącym do oceny rezultatów symulacji, był PBIAS. Parametr ten w sposób procentowy pokazuje tendencję średnią symulowanych parametrów do przyjmowania wartości większych lub mniejszych od rzeczywistych [4]. Podobnie jak dla statystyk KGE i ME, najlepsze rezultaty uzyskano dla ChZT, azotu Kjeldahla oraz dla pH. Zawiesina jest niedoszacowana, natomiast fosfor jest tak, jak w pozostałych przypadkach znacznie przeszacowany (tab. 6).

Tabela 6. Wartość statystyki PBIAS dla symulacji

Table 6. Simulation PBIAS values

| Symulacja | Statystyka | ChZT | NKj | Pog | pH | $N\text{-}NO_3$ | Zawiesina |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Symulacja1 | PBIAS | 22,1 | -34,3 | 170,7 | -16,8 | 91 | -54,7 |
| Symulacja2 | PBIAS | 27,2 | -23,4 | 169,5 | -16,7 | 92,8 | -54,5 |
| Symulacja3 | PBIAS | 27,2 | -23,4 | 169,5 | -16,7 | 92,8 | -54,5 |
| Symulacja4 | PBIAS | 27,2 | -23,5 | 169,5 | -16,7 | 92,9 | -46 |
| Symulacja5 | PBIAS | 21,3 | -17,7 | 140,4 | -16,4 | 92,8 | -54,5 |
| Symulacja6 | PBIAS | 21,3 | 0 | 147 | -15,4 | 83,3 | -54,5 |
| Symulacja7 | PBIAS | 21,3 | -17,8 | 140,4 | -16,4 | 92,8 | -45,9 |
| Symulacja8 | PBIAS | 21,3 | -1,9 | 146,9 | -15,6 | 84,2 | -45,9 |

## 4. Podsumowanie

W artykule przestawiono badania nad wpływem sposobu przygotowania oraz zakresu i kompletności danych wejściowych na wyniki symulacji komputerowej procesu oczyszczania ścieków komunalnych metodą osadu czynnego, zrealizowane w programie BioWin. Symulację przeprowadzono w wykorzystaniem wskaźników jakości ścieków komunalnych oczyszczalni „Kujawy" w Krakowie.

Rzeczywiste wartości parametrów jakości ścieków pochodzą z monitoringu prowadzonego przez oczyszczalnie, realizowanego z częstotliwością co 14 dni, natomiast na potrzeby modelu przekształcono je na częstotliwość jednodniową, co umożliwiło wykonanie symulacji dynamicznej (upływ czasu jako warunek brzegowy).

Utworzono 8 zestawów danych wejściowych do symulacji i monitorowano zmiany 6 parametrów: ChZT, pH, zawiesiny, azotu Kjeldahla i azotu azotanowego oraz fosforu ogólnego. Oceny wyników symulacji dokonano w sposób wizualny, a także przy pomocy analizy wariancji i testu HSD Tukeya oraz metod statystycznych takich jak: współczynnik korelacji Pearsona, błąd średni (ME), KGE i PBIAS.

Najlepsze rezultaty symulacji zostały uzyskane dla azotu Kjeldahla. Wyniki symulacji dla tego parametru są istotne statystycznie i zgodne z danymi rzeczywistymi. Nieco słabszy efekt uzyskano dla ChZT. Niemiej jednak okazało się, że te dwa parametry najłatwiej i najszybciej poddają się modelowaniu. Testy statystyczne dla tych dwóch parametrów nie wykazały istotnych różnic między poszczególnymi symulacjami. Symulacje oparte na pełnych zestawach danych wykazywały lepsze zbieżności z danymi rzeczywistymi, jednak nie na tyle, aby można było mówić o istotnych różnicach w wynikach symulacji.

W przypadku symulacji zawartości zawiesiny najlepsze rezultaty uzyskano dla symulacji nr 8 z pełnym zestawem parametrów.

Wartości symulowane i rzeczywiste azotu azotanowego charakteryzują się podobną dynamiką, lecz wartości uzyskane w wyniku symulacji są zbyt wysokie w porównaniu z rzeczywistymi. W przypadku symulacji wartości pH: przy podobnej dynamice, parametry symulowane miały niższe wartości,

Najsłabsze rezultaty uzyskano przy symulacji zawartości fosforu ogólnego. Model nie potrafił dostosować się dynamicznych zmian wartości rzeczywistych. Najlepsze rezultaty uzyskano dla symulacji nr 8, opartej na pełnym zestawie danych wejściowych, czyli na 147 wartościach następujących parametrów: ChZT, pH, zawiesina, azot Kjeldahla, azot azotanowy, fosfor ogólny i temperatura w bioreaktorze. Dobre wyniki uzyskano dla symulacji nr 4, opartej na 80 wartościach wymienionych parametrów.

Wyniki uzyskane na podstawie sformułowanych modeli symulacyjnych zapewniają poziom wiarygodności, uwarunkowany dokładnością i zakresem dostępnej informacji wyjściowej.

Podsumowując wyniki przeprowadzonych symulacji parametrów jakości ścieków oczyszczonych, opartych na danych pochodzących z oczyszczalni ścieków komunalnych „Kujawy" w Krakowie oraz analizując rezultaty testów statystycznych, można stwierdzić satysfakcjonujący stopień zgodności wyników symulacji z wartościami rzeczywistymi w przypadku odpowiedniego zakresu parametrów jakości ścieków oraz częstotliwości ich pomiarów.

W oparciu o wstępne wyniki niniejszych badań można wnioskować, że w celu uzyskania wiarygodnych wyników symulacji pracy bioreaktora w modelu ASM niezbędne jest prowadzenie monitoringu podstawowych paramentów jakości ścieków w ilości około 200 serii pomiarowych.

## Literatura

[1] Gupta H. V., Kling H., Yilmaz K.K., Martinez G.F.: Decomposition of the mean squared error and NSE performance criteria: Implications for improving hydrological modelling, J Hydrol, nr. 377, 2009, s. 80–91.

[2] Iacopozzi I., Innocenti V., Marsili-Libelli S., Giusti E.: A modified Activated Sludge Model No. 3 (ASM3) with two-step nitrification-denitrification, Environ Model Softw, nr. 22, 2007, s. 847–61.

[3] Keskitalo J.: Mechanistic modelling of pulp and paper mill wastewater treatment plants Jukka Keskitalo and Kauko Leiviskä, 2010.

[4] Moriasi D.N., Arnold J.G., Van Liew M.W., Binger R.L., Harmel R.D., Veith T.L.: Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations, Trans ASABE, nr. 50, 2007, s. 885–900.

[5] Mucha Z.: Operat wodnoprawny, MPWiK Kraków, 2014.

[6] Nelson M.I., Sidhu H.S.: Analysis of the activated sludge model (number 1), Appl Math Lett, nr 22, 2009, s. 629–35.

[7] Pai T.Y., Ouyang C.F., Su J.L., Leu H.G.: Modelling the steady-state effluent characteristics of the TNCU process under different return mixed liquid, Appl Math Model, nr. 25, 2001, s. 1025–38.

[8] Petersen B., Gernaey K., Henze M., Vanrolleghem P.A.: Calibration of Activated Sludge Models: A Critical Review of Experimental Designs, In: AgathosSN, ReinekeW, eds. Biotechnology for the Environment: Wastewater Treatment and Modeling, Waste Gas Handling. Dordrecht, Springer Netherlands 2003. 101–86.

[9] Sochacki A., Płonka L., Miksch K.: Kilka refleksji o wykorzystaniu modeli matematycznych w symulacji procesów oczyszczania ścieków metodą osadu czynnego, Pol Inżynieria Środowiska pięć lat po wstąpieniu do Unii Eur, nr. T.1, 2009.

[10] Vandekerckhove A., Moerman W., Van Hulle S.W.H.: Full-scale modelling of a food industry wastewater treatment plant in view of process upgrade, Chem Eng J, nr. 135, 2008, s. 185–94.

[11] Zambrano-Bigiarini M.: hydroGOF: Goodness-of-fit functions for comparison of simulated and observed hydrological time series, 2014.

## COURSE OF WASTEWATER TREATMENT COMPUTER SIMULATION IN ACTIVATED SLUDGE REACTOR

**S u m m a r y**

The aim of the research, the results of which are presented in this paper, was to determine the influence of the number and scope of raw sewage quality parameters on the reliability of the simulation results, that would allow to determine the optimal frequency of monitoring required to obtain data for ASM simulation programs. The article presents the methodology of computer simulation of the process of municipal wastewater treatment in bioreactors with activated sludge. The method of data preparation and processing of its input into the model as well as the methods of assessment and verification of simulation results by means of statistical tests are presented The modeling was done in the BioWIN software on the example of sewage treatment plant "Kujawy" in Krakow. On the basis of preliminary results of the study it can be concluded that in order to obtain the reliable results of bioreactor simulation in ASM model it is necessary to conduct the online monitoring of the main wastewater quality parameters.

**Keywords:** activated sludge method, wastewater monitoring, computer simulation, BioWin software

DOI:10.7862/rb.2016.163

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 255-266

**Gabriel MARKOVIČ**[1]
**Daniela KAPOSZTÁSOVÁ**[2]
**Zuzana VRANAYOVÁ**[3]

# RAINWATER AS A ALTERNATIVE SOURCE OF WATER SUPPLY IN BUILDING – MEASUREMENTS AND EVALUATION

There are many water sources available on building sites that can be use as a alternative water sources for supplement the more traditional water sources. These water sources are usually suitable for non-potable purposes and vary greatly in quality so that the most of the on-site water resources have limited application and of course are never suitable for human consumption. Rainwater harvesting appears to be one of the most promising alternatives for supplying freshwater in the face of increasing water scarcity and escalating demand. Advantage of the rainwater harvesting is availability in the most places over the world and that rainwater usually is one of the purest waters available of all the alternate water sources. Submitted paper contains an overview of the possible rain water use for non-potable purposes in one school buildings as well as a possibility of the rainwater harvesting for buildings in TUKE campus as a planned concept for rainwater management.

**Keywords:** efficiency, rainwater, runoff, shaft, water

## 1. Introduction

Concern over stormwater management sustainability has been increasing over the past years also due to climate changes, growing urbanization and unsustainable water management in general thus sustainable practices such as Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS), Best Management Practices (BMPs), Low Impact Development (LID), etc. are becoming more and more popular around the world. Rainwater harvesting is not the only part of source control measure in the stormwater management (SWM), it is also the way how to con-

[1] Corresponding author: Gabriel Markovič, Institute of Architectural Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, + 00421556024143, gabriel.markovic@tuke.sk
[2] Daniela Kaposztásová, Institute of Architectural Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, + 00421556024143, daniela.ocipova@tuke.sk
[3] Zuzana Vranayová, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, zuzana.vranayova@tuke.sk

trol water consumption and how to support qualitative and reasonable water use for different purposes.

One of the objectives of the Water Framework Directive (WFD) is to promote sustainable water use, based on long term protection of available water resources and we can say that rainwater harvesting (RWH) contributes to this objective [1].

Harvesting rainwater and urban stormwater for safe reuse has many potential benefits. It can help to reduce the impact of urban development on water quality and stream flow, and can also help to meet water conservation objectives. Rainwater and stormwater reuse schemes are commonly used in water sensitive design strategies for new urban developments [2]. Systems using alternative water sources are well known in many countries. There are many case studies aimed not only at rainwater and storm water usage, they are concerned in recycling and reuse e.g. of grey water and combined systems of rainwater and grey water or respectively and its reliability and economic effectiveness as [3, 4].

## 2. Rainwater as a source of potential savings of potable water in TUKE campus

Buildings types as school, hospitals, offices, commercial premises, rainwater can typically be used for toilets, vehicle washing, yard washdown and watering of plant pots/gardens. In the case of school-type buildings potential of water savings replaced by rainwater is significantly higher. It results from absent of such purposes as showering, bathing (30%), laundry, etc. as it is at home, so the most volume of potable water is consumed for flushing toilets [5, 6]. Figure 1 represents amount of water demand for purposes typically for commercial premises, schools etc. according to Regulation n. 684/2006 Z. z. Slovak Government Regulation [8].

| average water demand for: | amount |
|---|---|
| flushing toilets | 45 l/person.day |
| cleaning | 6 l/person. day |
| washing | 15 l/ person. day |
| irrigation | 60 l/m2.rok |
| flushing toilet - student | 6 l/ student. day |
| flushing toilet - employee | 12 l/ employee. day |
| washing a car | 200 l/wash |

Fig. 1. Average water demand according Regulation n. 684/2006 Z. z (SVK)

Figure 2 represents view of the Technical University of Kosice campus site in Kosice-city. The rectangles indicate school buildings for all faculties of Technical University of Kosice. These buildings have a classical drainage system for rainwater runoff consisting from traditional direct channeling of surface run-off through networks of pipes to sewer system.

But there are two buildings – PK6 and PK5 which have a drainage system for rainwater runoff designed through an infiltration facilities – infiltration shafts. Measured real volumes from PK6 building are shown in chapter 3.

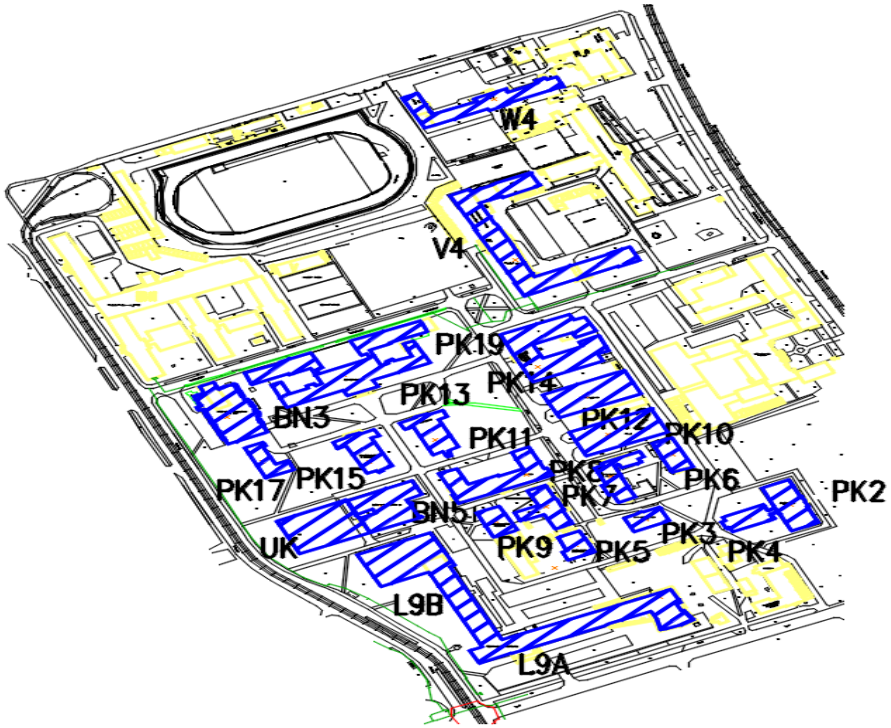



Fig. 2 TUKE campus [9]

A planned situation of rainwater management in TUKE campus considers about the replacing of traditional rainwater drainage into the sewage system by the use of rainwater in the school buildings. All of school buildings respectively the roofs of these buildings in TUKE campus (Fig. 3) represent a potential source of rainwater for non-potable purposes especially for flushing toilets [5].

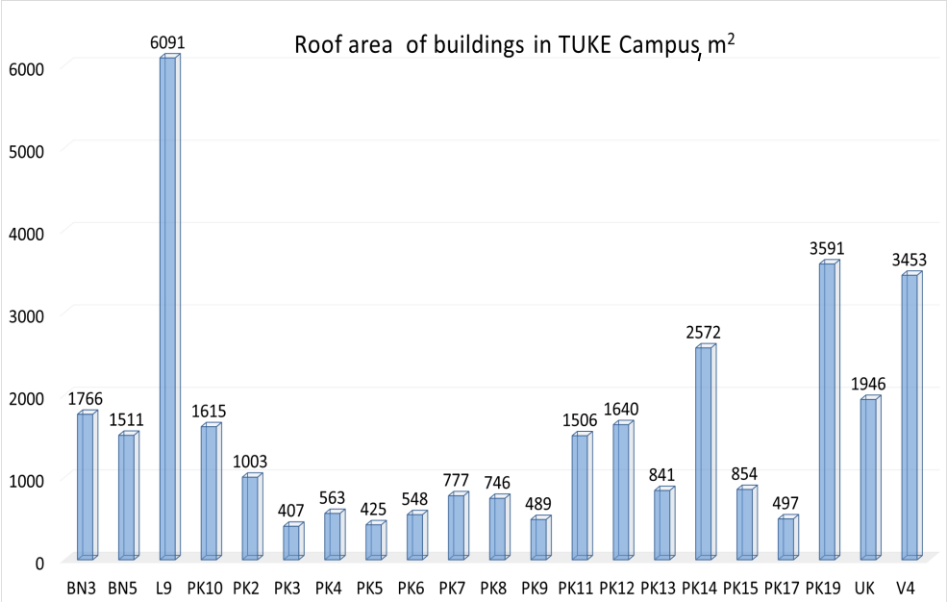



Fig. 3. Roof areas of buildings in TUKE campus as a potential source for RWH

The rooftop area of school buildings (Fig. 1) determine maximum volume of rainwater possible to be captured and accumulated.

Determination of the theoretical volume of rainwater from the catchment's area can be determined by the equation:

$$V_{rain} = z_{year} \cdot A \cdot C \tag{1}$$

where: $V_{rain}$ – theoretical volume of rainwater;
$z_{year}$ – average annual rainfall for chosen locality (mm);
$A$ – roof or another catchment area ($m^2$);
$C$ – runoff coefficient (non–dimensional coefficient).

For the determination of theoretical volume of rainwater we need also data of rainfall intensity. The resource, that provide us information about the rainfall intensity is rain gauge and is located on the roof of University Library. Rain gauge is joined with its own concrete foundation using a steel rod. Flat roof helps to fix the rain gauge into horizontal position which is the first condition for receiving correct data. We use recording heated rain gauge for year-round measuring. There are known unheated rain gauges as well used for limited part of year when the temperatures aren't so low. Heated rain gauge is used for measuring liquid precipitation (rain) and solid precipitation (snow) as well. Rain gauge is made of stainless material. Rain gauge's adjoining catchment area is 200 $cm^2$

and its function is based on tipping bucket mechanism. Tipping bucket is located inside the rain gauge body right under the funnel outlet. Rain or snow fall down the funnel outlet into the divided bucket. The bucket does not move until it is filled with calibrated 0.2 mm amount of water, then it tips and second half of bucket can be filled with rain water. When the bucket tips it empties the liquid from the half of the bucket into a drainage hole. Tipping bucket is made of plastic with very thin layer of titanium and it is hanged on stainless steel axial holder. Tipping continues according to the length of rainfall [7]. Figure 4 represent the measured monthly rainfall totals during our research. Data are presented for the period of August 2011 to December 2015.

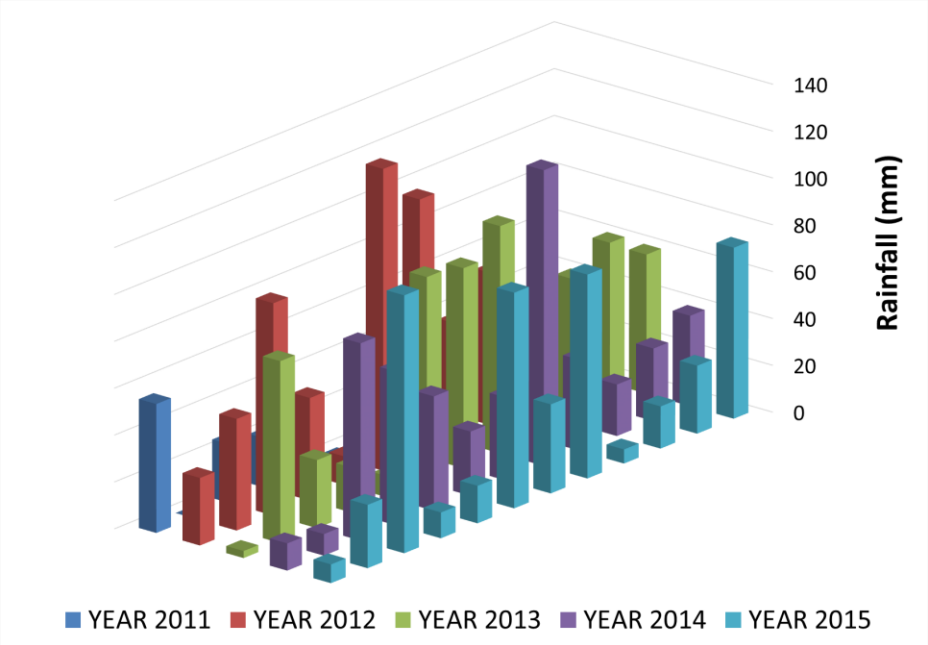



Fig. 4. Measured values of rainfall during our research (August 2011-December 2015)

According to our measurements of monthly rainfall totals, Figure 5 represent theoretical monthly volumes of collected rainwater from roof areas of buildings in TUKE campus. Data are presented for the period of August 2011 to December 2015.

## 3. Rainwater as a source of potential savings of potable water in TUKE campus – building PK6

We have started our research and own measurements in scope of stormwater quantity and quality parameters at the campus of Technical University of

Košice within the project relating to the management of stormwater. The objects of research represent two infiltration shafts in the campus of TU Kosice that were made before the start of our research. These infiltration shafts represent drainage solution for real school building PK6 and all of the runoff rainwater falling onto the roof flows into these underground shafts [8, 9]. Data of rainwater inflow provide us the information about real rainwater volumes from roof construction of PK6 building.

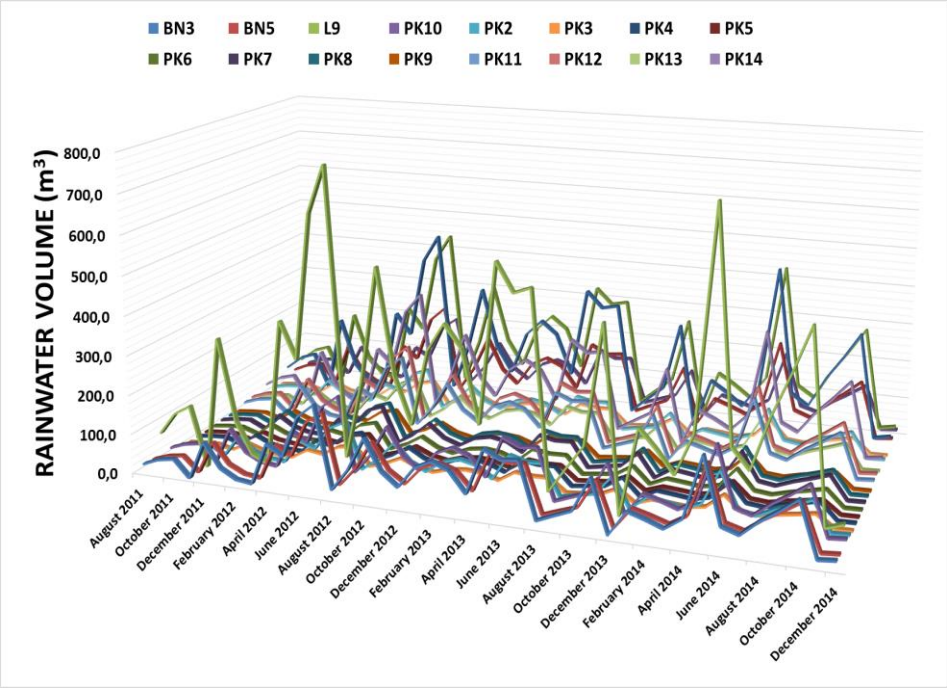



Fig. 5. Theoretical monthly volumes of collected rainwater from roof areas of buildings in TUKE campus during our research August 2011 - December 2015 (based on [9])

Table 1 summarizes the measured monthly rainfall totals with corresponding theoretical volumes of collected rainwater and comparison with real volumes of collected rainwater from our measurements. Data are presented for the period of April 2012 to December 2015 (data are present from April 2012 because at that time it was started the measuring of the flow from all roof area of the building PK6 and precipitation measurements simultaneously) (Notice: August 2012 without data due to equipment failure) [11].

Table 1. Measured monthly rainfall totals with corresponding theoretical volumes of collected rainwater and real amount of rainwater from roof of PK6 building (548 $m^2$)

| **Month** | **Rainfall (mm)** | **Theoretical volume from 548 $m^2$($m^3$)** | **Real volume from 548 $m^2$($m^3$)** |
|---|---|---|---|
| April 2012 | 65 | 35,6 | 26,7 |
| May 2012 | 50 | 27,4 | 18,9 |
| June 2012 | 109 | 60,0 | 40,8 |
| July 2012 | 129 | 70,6 | 49,6 |
| August 2012 | 12 | 6,7 | - |
| September 2012 | 44 | 24,0 | 17,9 |
| October 2012 | 91 | 49,6 | 36,5 |
| November 2012 | 48 | 26,1 | 16,9 |
| December 2012 | 29 | 15,8 | 12,1 |
| January 2013 | 59 | 32,6 | 19,9 |
| February 2013 | 71 | 38,8 | 23,5 |
| March 2013 | 62 | 33,8 | 22,8 |
| April 2013 | 32 | 17,6 | 11,8 |
| May 2013 | 97 | 53,2 | 30,6 |
| June 2013 | 85 | 46,8 | 30,2 |
| July 2013 | 88 | 48,2 | 36,6 |
| August 2013 | 9 | 4,9 | 3,8 |
| September 2013 | 19 | 10,5 | 8,9 |
| October 2013 | 29 | 15,9 | 13,7 |
| November 2013 | 78 | 42,5 | 38,4 |
| December 2013 | 3 | 1,6 | 1,3 |
| January 2014 | 39 | 21,2 | 10,9 |
| February 2014 | 31 | 17,0 | 12,4 |
| March 2014 | 22 | 12,1 | 8,3 |
| April 2014 | 39 | 21,3 | 13,3 |
| May 2014 | 126 | 69,2 | 44,9 |
| June 2014 | 35 | 19,4 | 12,6 |
| July 2014 | 27 | 15,0 | 13,9 |
| August 2014 | 49 | 26,7 | 20,8 |
| September 2014 | 66 | 35,9 | - |
| October 2014 | 84 | 46,1 | - |
| November 2014 | 9 | 5,0 | 4,1 |
| December 2014 | 12 | 6,4 | 4,7 |
| January 2015 | 73 | 40,0 | 22,9 |
| February 2015 | 29 | 15,9 | 8,9 |
| March 2015 | 18 | 9,9 | 4,8 |
| April 2015 | 6 | 3,3 | 2,1 |
| May 2015 | 87 | 47,7 | 19,9 |
| June 2015 | 38 | 20,8 | 11,0 |
| July 2015 | 92 | 50,5 | 23,3 |
| August 2015 | 16 | 8,8 | 3,9 |
| September 2015 | 11 | 6,0 | 4,1 |
| October 2015 | 110 | 60,3 | 35,6 |
| November 2015 | 27 | 14,8 | 7,9 |
| December 2015 | 8 | 4,4 | 2,2 |

Another step of our research was to compare the current total consumption of potable water in PK6 building with volume of rainwater runoff from the roof which represents a potential source of water in PK6 building.

Table 2 represents real volumes of rainwater from 548.55 $m^2$ roof of PK6 building and comparison with total consumption of potable water use for every activities in this building measured during 2014-2015. (Note 1: September and October 2014 without data due to equipment failure, Note 2: data of total consumption of potable water are aviable only from year 2014).

Table 2. Measured values of rainwater from PK6 building with comparison to total consumption of potable water in this building

| **Month** | **Real volume from 548,55 $m^2$ ($m^3$)** | **Total consumption of potable water in PK6 building ($m^3$)** | **Excess/lack of water ($m^3$)** |
|---|---|---|---|
| January 2014 | 10,9 | - | **10,9** |
| February 2014 | 12,4 | 6,0 | **6,4** |
| March 2014 | 8,3 | 18,0 | -9,7 |
| January 2015 | 13,3 | 14,0 | -0,7 |
| May 2014 | 44,9 | 14,0 | **30,9** |
| June 2014 | 12,6 | 15,0 | -2,4 |
| July 2014 | 13,9 | 9,0 | **4,9** |
| August 2014 | 20,8 | 6,0 | **14,8** |
| September 2014 | - | 4,0 | - |
| October 2014 | - | 11,0 | - |
| November 2014 | 4,1 | 23,0 | -18,9 |
| December 2014 | 4,7 | 17,0 | -12,3 |
| January 2015 | 22,9 | 8 | **14,9** |
| February 2015 | 8,9 | 11 | -2,1 |
| March 2015 | 4,8 | 13 | -8,2 |
| April 2015 | 2,1 | 10 | -7,9 |
| May 2015 | 19,9 | 23 | -3,1 |
| June 2015 | 11,0 | 12 | -1,0 |
| July 2015 | 23,3 | 9 | **14,3** |
| August 2015 | 3,9 | 3 | **0,9** |
| September 2015 | 4,1 | 9 | -4,9 |
| October 2015 | 35,6 | 7 | **28,6** |
| November 2015 | 7,9 | 8 | -0,1 |
| December 2015 | 2,2 | 31 | -28,8 |

### 3.1. Quality of collected rainwater from building PK6

Measurements of qualitative parameters (pH and conductivity) by multiparameter water sensor started at the end of 2011. Multiparameter water sensor is situated at measurement flume. The pH and conductivity values are being measured continually. Monthly average values of pH and conductivity from years 2013-2014 are depicted on the Figures 6-9 [5, 9].

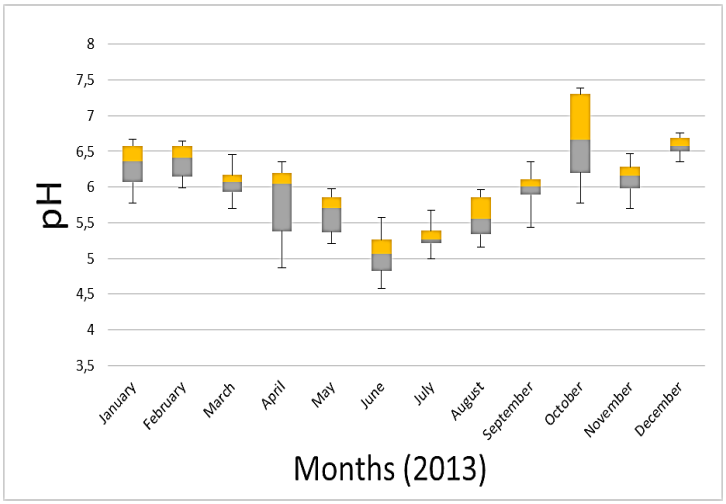



Fig. 6. pH values of rainwater collected from the PK6 building during 2013

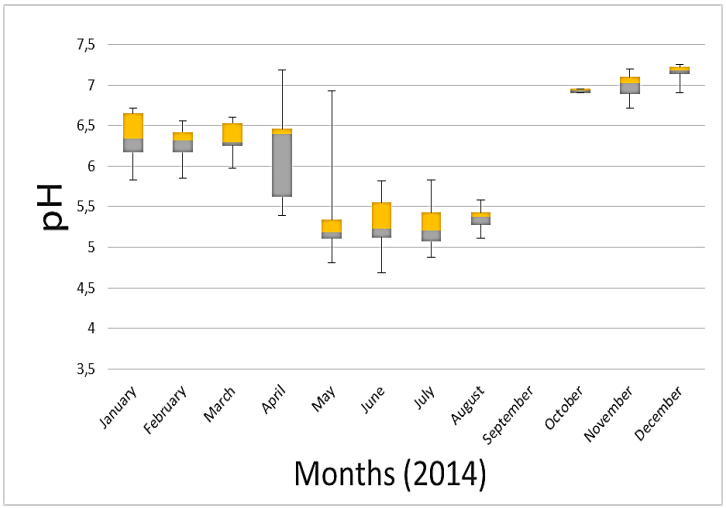



Fig. 7. pH values of rainwater collected from the PK6 building during 2014

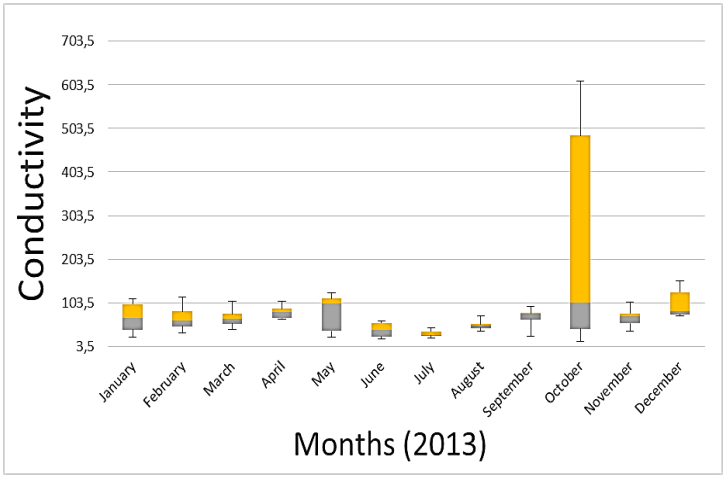



Fig. 8. Conductivity values of the rainwater from the PK6 building during 2013

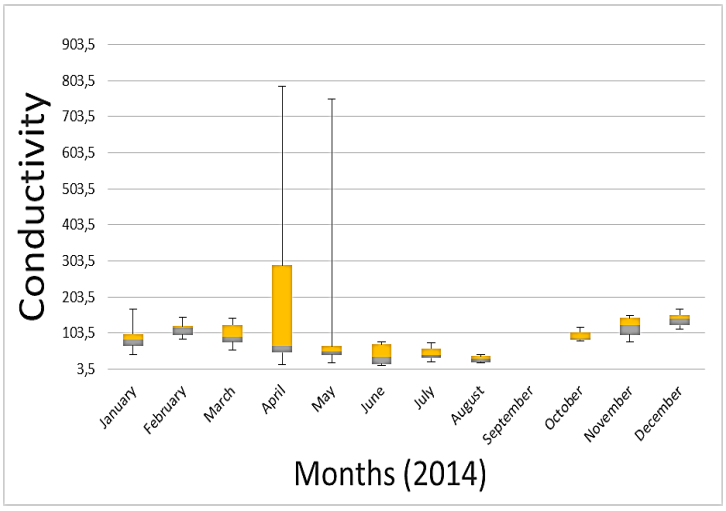



Fig. 9. Conductivity values of the rainwater from the PK6 building during 2014

## 4. Conclusion

Rainwater harvesting consist from the collection of rainwater from rooftops that is then diverted and stored for later use for planned purposes. Captured rainwater is commonly used for non-potable applications and is often used to toilet and urinal flushing, washing clothes, irrigate landscaping or other uses include fountain filling, cooling tower make-up or as a source of fire water.

In generally, rainwater harvesting can help to manage stormwater by reducing the amount of runoff, and may contribute against flooding and erosion by

slowing runoff or allowing it to soak into the ground. The main goal of rainwater harvesting is of course saving of potable water.

Five years of experiences and measurements show a big potential for savings of potable water by the use of rainwater in the TUKE campus. Results from our measurements show that there are months without full coverage of water demand for PK6 building, but we have to notice excess of collected water against total consumption of water in this building. Rainwater is one of the purest waters available of all the alternate water sources what was confirmed by our measurements of qualitative parameters. The water is free of salts and other harmful minerals and typically requires minimal treatment. The most of pH and conductivity data show similar quality as is required on potable water.

## Acknowledgement

***This work was supported by the VEGA 1/0202/15 Sustainable and Safe Water Management in Buildings of the 3rd. Millennium***

## References

[1] The Water Framework Directive 2000/60/EC.

[2] National Water Quality Management Strategy, Document No 23, Stormwater Harvesting and Reuse, ISBN 1-921173-45-9, 2009, online: http://www.ephc.gov.au/sites/default/files/WQ_AGWR_GL__Stormwater_Harvesting_and_Reuse_Final_200907.pdf {accessed: April 5, 2010}.

[3] Ghisi E., Ferreira D. F.: Potential for potable water savings by using rainwater and greywater in a multi-storey residential building in southern Brazil, Building and Environment vol. 42, 2007, pp. 2512-2522.

[4] Ghisi E., Mengotti de Oliveira S.: Potential for potable water savings by combining the use of rainwater and greywater in houses in southern Brazil, Building and Environment vol. 42, 2007, pp. 1731-1742.

[5] Markovič G, Vranayová Z.: Measurements of the quality of rainwater run-off and its potential for savings of potable water in TUKE campus [In:] WSEAS transactions on environment and development, ISSN 1790-5079, vol. 11, 2015, pp. 302-311.

[6] Słyś D.: Potential of rainwater utilization in residential housing in Poland, Water and Environment Journal, vol. 23 Issue 4, pp. 318-325.

[7] Gaňová L., Zeleňáková M., Purcz P., Kuzevičová Ž., Hlavatá H.: A rainfall distribution and their influence on flood generation in the eastern Slovakia [In:] Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis, vol. 61, no. 6, 2013, pp. 1645-1652.

[8] Markovič G., Zeleňáková M.: Measurements of quality and quantity of rainwater runoff from roof in experimental conditions [In:] ICITSEM 2014 : International conference on innovative trends in science, engineering and managment 2014: 12th and 13th February 2014, Dubaj, UAE. - [Bangalore]: Mudranik Technologies, ISBN 978-93-83303-19-92014, pp. 145-151.

[9] Markovič G., Vranayová Z.: Infiltration as a way of surface water drainage, Košice: TU – 2013, 137 s, ISBN 978-80-553-1541-6.

## RESEARCH AND EVALUATION OF INFILTRATION SHAFT EFFICIENCY IN REAL CONDITIONS

**S u m m a r y**

Harvesting rainwater and urban stormwater for safe reuse has many potential benefits. It can help to reduce the impact of urban development on water quality and stream flow, and can also help to meet water conservation objectives. Rainwater and stormwater reuse schemes are commonly used in water sensitive design strategies for new urban developments.

Five years of experiences and measurements show a big potential for savings of potable water by the use of rainwater in the TUKE campus. Results from our measurements show that there are months without full coverage of water de-mand for PK6 building, but we have to notice excess of collected water against total consumption of water in this building. Quality of runoff is sufficient for non-potable purposes and the most of pH and conductivity data show similar quality as is required on potable water.

**Keywords:** efficiency, rainwater, runoff, shaft, water

DOI:10.7862/rb.2016.164

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 267-280

**Emilia MISZEWSKA-URBAŃSKA**[1]
**Adam BOLT**[2]
**Antoni TARASZKIEWICZ**[3]
**Radosław WIŚNIEWSKI**[4]

# BADANIE ZGODNOŚCI KONCEPCJI REKREACYJNO-TURYSTYCZNEGO OTWARCIA DROGI WODNEJ OŚWIĘCIM – KRAKÓW Z ZASADAMI ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU

W pracy przedstawiono metodę oceny stopnia zgodności zagospodarowania akwenu wodnego z zasadami zrównoważonego rozwoju. Obszarem badawczym była droga wodna pomiędzy Oświęcimiem i Krakowem wraz z terenami przyległymi. Przedmiotem badań była koncepcja turystyczno-rekreacyjnego wykorzystania śródlądowej drogi wodnej Górnej Wisły. Koncepcja składała się z pięciu elementów tj.: ścieżek rowerowych wzdłuż Wisły wraz z siecią wypożyczalni, houseboatingu, dwóch przystani zlokalizowanych na początku i końcu trasy oraz samoobsługowych miejsc cumowniczych pomiędzy Oświęcimiem i Krakowem. Badanie stopnia zgodności koncepcji z zasadami zrównoważonego rozwoju rozpatrywane było w trzech głównych aspektach: ekonomicznym, społecznym i środowiskowym. W ramach każdego z trzech aspektów wskazano pięć najważniejszych czynników i rozpatrywano czy koncepcja jest zgodna czy sprzeczna z zasadami zrównoważonego rozwoju. W pracy przeanalizowano koncepcję turystyczno-rekreacyjnego zagospodarowania Górnej Wisły, zwracając uwagę na potrzebę prawidłowego gospodarowania obszarami wodnymi w ujęciu lokalnym oraz glo-

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Emilia Miszewska-Urbańska, Politechnika Gdańska, Katedra Konstrukcji Metalowych i Zarządzania w Budownictwie, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, 80-233 Gdańsk, ul. Narutowicza 11/12, tel. + 48 058 347 16 37, e-mail: emiurban@pg.gda.pl

[2] Adam Bolt, Politechnika Gdańska, Katedra Geotechniki, Geologii i Budownictwa Morskiego, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, 80-233 Gdańsk, ul. Narutowicza 11/12, tel. + 48 (058) 347 29 03, e-mail: adam.bolt@pg.gda.pl

[3] Antoni Taraszkiewicz, Politechnika Gdańska, Katedra Architektury Mieszkaniowej, Wydział Architektury, 80-233 Gdańsk, ul. Narutowicza 11/12, tel. + 48 058 347 16 33, e-mail: antarasz@pg.gda.pl

[4] Radosław Wiśniewski, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski, Katedra Gospodarki Nieruchomościami i Rozwoju Regionalnego, Wydział Geodezji, Inżynierii Przestrzennej i Budownictwa, 10-720 Olsztyn, ul. Prawocheńskiego 15 (blok 25), tel. + 48 (089) 523 49 75, fax: 089 523 38 32 e-mail: danrad@uwm.edu.pl

balnym, podkreślono istotność początkowej fazy planowania inwestycji na etapie studium wykonalności w zakresie przyszłego funkcjonowania i eksploatacji.

**Słowa kluczowe:** gospodarowanie obszarami wodnymi, wędkarstwo, przystań, stanowisko cumownicze, ścieżki rowerowe, houseboating, rozwój dróg śródlądowych

## 1. Wstęp

W wyniku postępu cywilizacyjnego obserwuje się dynamiczne zmiany zachodzące w przestrzeni geograficznej, które nie zawsze odbywają się zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju. Ogólną tendencją jest powstawanie i rozwój przestrzeni miejskiej jednak oprócz miast przestrzeń geograficzną tworzy mozaika różnego typu regionów (ekosystemów lub obszarów społeczno-ekonomicznych), które stanowią jednostki terytorialne pozostające w ścisłym związku z obszarami miejskimi. Przepływ ludzi, dóbr i informacji zachodzący pomiędzy miastami i regionami jest głównym czynnikiem determinującym nieustanne zmiany antropogeniczne w przestrzeni geograficznej [1] w tym również w obszarach wodnych. Niestety często zagospodarowywanie akwenów wodnych (zwłaszcza w strefie przybrzeżnej) przez człowieka ma wymiar fragmentaryczny, nieuporządkowany, niespójny oraz lokalny. W literaturze przedmiotu nie znaleziono publikacji odnoszącej się kompleksowo do zagospodarowania akwenów wodnych wraz ze strefą przybrzeżną zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju. Opisane w artykułach możliwości zagospodarowania akwenów i stref przybrzeżnych na cele turystyczne nie wskazują istotności koncepcji rozwoju zrównoważonego [2]. Dotyczy to również publikacji odnoszących się do kwestii zagospodarowania terenów nadwodnych zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju wyłączając, jednak rozważania dotyczące akwenu [3, 4].

Zamiary wykorzystania akwenów wodnych dla potrzeb ludzi muszą opierać się na koncepcji równoważonego rozwoju w skali makro a rozpatrywane winny być w skali mikro. Dlatego autorzy poddają ocenie zgodność z zasadami zrównoważonego rozwoju autorskiego pomysłu wykorzystania drogi wodnej Górnej Wisły na cele turystyczno – rekreacyjne [5]. Obecna publikacja stanowi rozszerzoną wersję referatu, opublikowanego w materiałach konferencyjnych INFRAEKO 2016 [4].

## 2. Definicje i cele zrównoważonego rozwoju

Rozważania i analizy związane z pytaniem, czy dana inwestycja lub zamierzenie zgodne jest z ideą równoważonego rozwoju. Należy rozpocząć od zdefiniowania jej celu i przytoczenia stosownych definicji. W literaturze przedmiotu oraz aktach prawnych, przywoływanych jest wiele celów i definicji równoważonego rozwoju. Najczęściej wskazywanym celem jest wzrost dobrobytu społe-

czeństwa i jednostek oraz harmonijne kształtowanie relacji pomiędzy człowiekiem a przyrodą. Inne najczęściej wymieniane cele to:

- osiągnięcie dobrobytu, sprawiedliwości (wewnątrz i międzypokoleniowej) oraz bezpieczeństwa,
- zaspokojenie fizycznych i psychicznych potrzeb człowieka poprzez prawidłowe ułożenie jego stosunku do środowiska przyrodniczego,
- zaspokojenie potrzeb podstawowych, koniecznych dla prawidłowego rozwoju fizycznego i psychicznego człowieka – osiągnięcie zrównoważonej jakości życia.

W związku z częstym wykorzystywaniem pojęcia idei zrównoważonego rozwoju w różnych dziedzinach nauki, dużą popularnością terminu oraz faktem, że jest to zagadnienie skomplikowane, można odnaleźć co najmniej kilkadziesiąt jego definicji. Najbardziej rozpowszechniona jest definicja pochodząca z Raportu Brundtlanda, wskazująca, że rozwój zrównoważony jest to rozwój, który zapewnia zaspokojenie potrzeb obecnych pokoleń, nie przekreślając możliwości zaspokojenia potrzeb pokoleń następnych.

Tym samym ideę zrównoważonego rozwoju można przedstawić za pomocą schematu, który przedstawia rys. 1. Ważną cechą idei rozwoju zrównoważonego jest jej wielopłaszczyznowość. Odnosi się ona do szeregu nauk, między innymi społecznych i przyrodniczych. Ma przy tym charakter integracyjny. Jej podstawowym celem jest zrównoważenie podstawowych elementów systemu kształtującego przyszłość społeczności ludzkiej na Ziemi, tj.: środowiska, społeczeństwa i gospodarki tak, aby rozwój jednego z elementów nie stanowił zagrożenia dla pozostałych [6]. Dotyczy to również akwenów wodnych, które ogrywają ogromną rolę w życiu człowieka, umożliwiając transport towarów, produkcję energii, rekreację i wypoczynek, zaspokajają potrzeby rolnictwa, gospodarstw domowych oraz przemysłu.

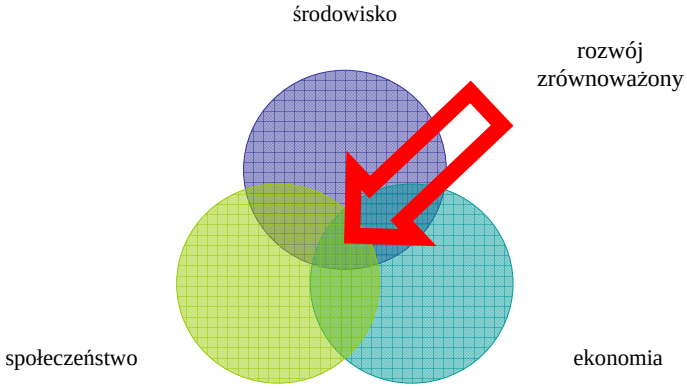
## 3. Obszar badań

Obszarem badań jest droga wodna Górnej Wisły, a w szczególności odcinek pomiędzy Oświęcimiem km 0+000 (ujście rzeki Przemszy w Oświęcimiu) a Krakowem (stopień wodny Przewóz) km 92+600. Poznanie danych ogólnych, historii kształtowania się koncepcji zagospodarowania śródlądowej drogi wodnej oraz obecnych uwarunkowań, pozwoli lepiej zapoznać się z obszarem badawczym.

### 3.1. Opis ogólny

Rzeka Wisła bierze swój początek w Beskidzie Śląskim na północno-zachodnim stoku Baraniej Góry o wysokości 1240 m n.p.m. i spływa dwoma potokami Białej i Czarnej Wisełki, łączącymi się w miejscowości Wisła-Czarne w rzekę Wisłę, która do ujścia Przemszy ma charakter rzeki podgórskiej. Od

ujścia Przemszy w Oświęcimiu rozpoczyna się Wisła żeglowna, która przepływa przez Małopolskę, centralną część kraju oraz Pomorze i wpada do Morza Bałtyckiego pod Świbnem, osiągając powierzchnię dorzecza 194 424 km$^2$ [7].




Rys. 1. Przedstawienie graficzne idei zrównoważonego rozwoju (na podstawie [6])

Fig. 1. The graphic representation of the concept of sustainable development (based on [6])

### 3.2. Rys historyczny

Żeglugę na rzece Wiśle uprawiano od dawnych czasów spławiając różne towary, m.in. drewno, zboże, sól. Jednak zmienność stanów wody i przepływów, małe głębokości i długie okresy niżówek oraz wąskie i kręte koryto były przyczyną znacznego ograniczenia sezonu żeglugowego, a z czasem całkowitej utraty przez Wisłę możliwości tranzytowych.

Z tego powodu na początku XX wieku pojawiła się koncepcja użeglownienia rzeki Wisły, w której zakładano że głównym towarem przewożonym drogą wodną będzie węgiel (…). Koncepcje użeglownienia Wisły ulegały wielokrotnym rewizjom, ponieważ zmieniała się m.in. liczba i lokalizacja stopni wodnych oraz ładowność przyjmowanej do przewozów barki (400, 600, 1000 ton) (…). W latach 1954-1961 wybudowano pierwsze trzy stopnie wodne kaskady związane z zaopatrzeniem rozwijającego się przemysłu w wodę:

- Przewóz,
- Dąbie,
- Łączany.

Realizację następnych elementów kaskady w roku 1963 wstrzymano z braku funduszy, lecz po 10 latach wobec pojawiających się oznak kryzysu transportowego na kolei, wznowiono działania inwestycyjne oparte na nowej wersji pro-

jektowej. Z uwagi na potrzeby przewozowe na górnej Wiśle oraz perspektywy tranzytu na Wisłę środkową i dolną w 1974 r. opracowano nową koncepcję zabudowy o parametrach IV klasy drogi wodnej (…). Dla odcinka Wisły powyżej Krakowa zaprojektowano trzy dalsze stopnie:

- Kościuszko,
- Smolice,
- Dwory.

Budowę tych stopni rozpoczęto w latach 1976-1977. Założenia zabudowy żeglugowej górnej Wisły uległy po 10 latach dezaktualizacji wskutek zaistniałego kryzysu gospodarczego oraz zasadniczej rewizji założeń wykorzystania żeglugowego Wisły na całej długości, od Śląska do Gdańska. Nastąpiła kolejna korekta programu zabudowy górnej Wisły. Podjęto decyzję o dokończeniu budowy trzech stopni (Dwory, Smolice, Kościuszko) oraz stworzeniu warunków sprzyjających wprowadzeniu floty dostosowanej do zrealizowanych wcześniej obiektów (Przewóz, Dąbie, Łączany).

Użeglownienie Wisły na odcinku Oświęcim-Kraków miało służyć przewozom towarowym węgla do dużych elektrowni, m.in. Skawina, Kraków – Łęg, a także do kombinatu metalurgicznego – Huty im. T.Sendzimira (obecnie ArcelorMittal Poland) z kopalń węgla kamiennego [8].

### 3.3. Obecne uwarunkowania

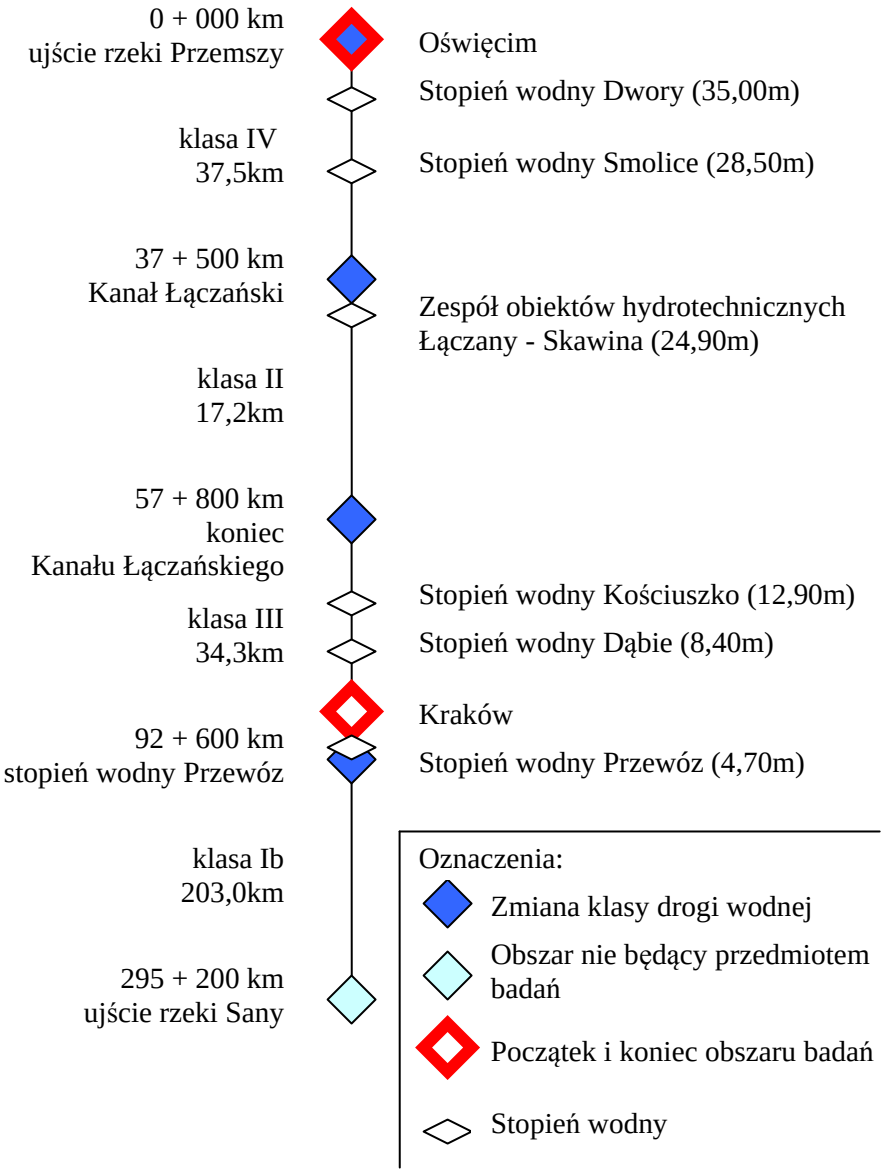
Obecnie Wisłę żeglowną można podzielić na następujące odcinki [9]:

- Wisła górna – od ujścia Przemszy (0,0 km) do ujścia Sanu (279,7 km),
- Wisła środkowa – od ujścia Sanu do ujścia Świdra (490,0 km),
- Wisła Warszawska – od ujścia Świdra do ujścia Narwi (550,5 km),
- Wisła dolna – od ujścia Narwi do ujścia Morza Bałtyckiego (941,3 km).

Wisła górna znajduje się w administracji Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie od km 0+000 (ujście rzeki Przemszy w Oświęcimiu) do km 295+200 (ujście rzeki Sanny w Annopolu). W zależności od warunków nawigacyjnych drogę wodną zaklasyfikowano do klas przedstawionych poniżej: (zgodnie z Rozporządzeniem Rady Ministrów z dnia 7 maja 2002 r. w sprawie klasyfikacji śródlądowych dróg wodnych – Dz. U. 2002 r. nr 77, poz. 695):

- od km 0+000 (ujście rzeki Przemszy) do km 37+500 (wlot do Kanału Łączańskiego) – klasa drogi wodnej IV (o obniżonych parametrach),
- Kanał Łączański (o długości 17,2 km) – klasa kanału II,
- od km 57+800 (wylot z Kanału Łączańskiego) do km 92+600 (stopień wodny Przewóz) – klasa drogi wodnej III,
- od km 92+600 (stopień wodny Przewóz) do km 295+200 (ujście rzeki Sany) – klasa Ib [8].

Informacje te schematycznie przedstawiono na rys. 2.




Rys. 2. Schematyczne przedstawienie drogi wodnej Górnej Wisły będącej obszarem badań

Fig. 2. Schematic representation of the Upper Vistula waterway which area of research

Spadek zainteresowania transportem wodnym w okresie ostatnich lat oraz zmiana priorytetów działań w gospodarce wodnej na rzecz ochrony naturalnych walorów rzeki sprawiły, że zrealizowany odcinek Kaskady Górnej Wisły pozostaje obecnie lokalną drogą wodną, na której przewozy towarowe ograniczają się

wyłącznie do transportu piasku, żwiru i kamienia przeznaczonego dla celów budowlanych. Równocześnie znacznie wzrosło zainteresowanie żeglugą turystyczną, głównie w rejonie Krakowa [8].

## 4. Przedmiot badań

Przedmiotem badań jest powstały w oparciu o wyżej wymienione uwarunkowania pomysł turystyczno-rekreacyjnego wykorzystania drogi wodnej Górnej Wisły na odcinku Oświęcim-Kraków, który szczegółowo przedstawiono w pracy pt. „Rekreacyjno turystyczne otwarcie drogi wodnej Oświęcim – Kraków". Podstawowe założenia przedstawionej propozycji oraz formy jej realizacji, obejmują:

- zagospodarowanie tras rowerowych wzdłuż kanału poprzez wykonanie ścieżek rowerowych z możliwością wypożyczenia i zwrócenia roweru na trasie (w ostępach ok. 10 km) - nawierzchnia ścieżek utwardzona w taki sposób, aby można było uprawiać narciarstwo biegowe i rolkarstwo,
- zorganizowanie houseboatingu (w systemie rozwiniętym w Wielkiej Brytanii),
- budowę i organizację systemu przystani wyposażonych w infrastrukturę tak aby można było wypożyczyć łódź do houseboatingu lub łódź motorową do turystyki wodnej i zostawić ją w określonych punktach na trasie,
- budowę stanowisk cumowniczych dla domów pływających skonstruowanych na pontonach, jako domów letniskowych, które w ramach potrzeb można by przestawiać w miejsca zarezerwowane przez turystów,
- przygotowanie w określonych miejscach odpowiednich stanowisk dla wędkarzy (np. zadaszone pomosty) [8].

## 5. Metoda badań

Do oceny stopnia zgodności zagospodarowania akwenów wodnych z zasadami równoważonego rozwoju wybrano koncepcję otwarcia rekreacyjno-turystycznego drogi wodnej Oświęcim – Kraków. Ocenę stopnia zgodności przeprowadzono metodą opisową. Analizę przeprowadzono w trzech głównych płaszczyznach zrównoważonego rozwoju. Badanie rozpoczęto od określenia zasięgu obszaru badawczego, zebrania podstawowych danych oraz sprawdzenia wcześniejszych uwarunkowań. Następnie określono sposób jego zagospodarowania i tą koncepcję poddano analizie badania stopnia zgodności pod względem rozwoju zrównoważonego. Analizę trzech głównych aspektów: ekonomicznego, społecznego i środowiskowego sprawdzono za pomocą odpowiedzi na trzy pytania:

1. Czy rozwiązania z proponowanej koncepcji będą opłacalne ekonomicznie?
2. Czy rozwiązania przyjęte w koncepcji nie wpłyną negatywnie na stan środowiska naturalnego?

3. Czy koncepcja jest akceptowana społecznie i będzie służyła większej grupie mieszkańców i turystów?

(Zastosowanie metody trzech pytań, zostało szerzej przedstawione w publikacji Pani Agaty Ćwik pt. „Zastosowanie metody „trzech pytań" w planowaniu rozwoju zrównoważonego korytarz Wisłoka w Rzeszowie" [4]).

Dla każdego z aspektów, wyszczególniono pięć najistotniejszych czynników odpowiadających za rozwój zrównoważony i na tej podstawie określono czy dana koncepcja/projekt spełnia czy nie spełnia powyższe wymogi, czy może jest dla nich obojętna. Wyniki zostały zestawione w tab. 1-3.

Tabela 1. Aspekt ekonomiczny zrównoważonego rozwoju

Table 1. The economic aspect of sustainability development

| **Aspekt ekonomiczny** | | |
|---|---|---|
| **Czynniki zrównoważonego rozwoju** | **Czy rozwiązania z koncepcji turystyczno-rekreacyjnego otwarcia drogi wodnej Oświęcim-Kraków będą opłacalne ekonomicznie?** | |
| | **Część opisowa** | **Ocena** |
| Rozwój krajowych dróg wodnych | Ministerstwo Gospodarki i Żeglugi Śródlądowej planuje, że do 2030 r. polskie odcinki dróg wodnych: E-30 (Dunaj, Bratysława – Morze Bałtyckie, Szczecin), E-40 (Morze Bałtyckie, Gdańsk – Morze Czarne, Odessa) i E-70 (Atlantyk, Antwerpia – Morze Bałtyckie, Kłajpeda) zostaną zmodernizowane, uzyskując co najmniej IV międzynarodową klasę żeglowności [11]. Odcinek drogi wodnej Górnej Wisły ma zostać połączony z drogą E-30 Kanałem Śląskim. Koncepcja rozwoju turystyki na rozpatrywanym obszarze nie zagraża planom rozwoju dróg wodnych w Polsce przedstawionych przez Ministerstwo Gospodarki i Żeglugi Śródlądowej. W wielu krajach Europy na jednym akwenie rozwija się transport śródlądowy oraz turystyka. Współistnienie na jednym akwenie poszczególnych jednostek regulują przepisy dotyczące żeglugi. | Obojętna |
| Rozwój lokalnej drogi wodnej Oświęcim – Kraków | Lokalnie droga wodna Oświęcim – Kraków wykorzystywana jest w niewielkim stopniu w celach transportowych. Zwiększony ruch na drodze wodnej nie powinien spowodować utrudnień dla lokalnych przedsiębiorstw. Dzięki większemu ruchowi turystycznemu istniejąca infrastruktura hydrotechniczna zacznie być wykorzystywana adekwatnie do założeń dla jakich została zaprojektowana. Poprzez zwiększoną liczbę śluzowań, zwiększą się wpływy z tytułu opłat. | Spełnia |

Tabela 1. Aspekt ekonomiczny zrównoważonego rozwoju (cd.)

Table 1. The economic aspect of sustainability development (cd.)

| | | |
|---|---|---|
| Koszty inwestycji | Koszty realizacji inwestycji, zwłaszcza jej czterech głównych elementów (houseboating, ścieżki rowerowe, przystanie i stanowiska cumownicze) będzie znaczący. Oprócz kosztów przygotowania i realizacji budowy, należy również uwzględnić koszty jej utrzymania. Dlatego przed rozpoczęciem inwestycji trzeba położyć szczególny nacisk na zaplanowanie struktury zarządzania, ilości partnerów i podziału ich kompetencji oraz należy określić źródła finansowania, obliczyć koszty utrzymania oraz wysokość wpływów z inwestycji. | Nie spełnia |
| Odbiorcy projektu | Zainteresowanie projektem w ocenie autorów będzie znaczne przy odpowiednim funkcjonowaniu i promocji. Opinia ta poparta jest danymi jakie zebrano w dokumencie pt. „Badanie ruchu turystycznego w Województwie Małopolskim w roku 2015" wykonanym dla Urzędu Marszałkowskiego Województwa Małopolskiego. Dane wskazują duży potencjał regionu, stały wzrost zainteresowania turystyką na danym obszarze, znaczną liczbę turystów zagranicznych. Te same opracowanie wskazuje że turyści i mieszkańcy najbardziej zainteresowani są turystyką rowerową oraz wodną, szukają nowych atrakcji oraz planują wypoczynek z uwzględnieniem zmiany miejsca noclegu. Powyższe potrzeby nie są w pełni zaspokojone co pozwala przypuszczać że koncepcja przytoczona w pracy będzie ciekawym jej uzupełnieniem. Pomysłem houseboatingu, najbardziej zainteresowani mogą być turyści zagraniczni, którzy już korzystają z tej formy wypoczynku. To właśnie liczni gości z Wielkiej Brytanii mogą przekonać Polaków do tej formy wypoczynku. | Spełnia |
| Korzyści dla regionu | Ruch turystyczny na drodze wodnej Oświęcim-Kraków przy odpowiednim rozlokowaniu miejsc cumowniczych może wpłynąć korzystnie na wzrost zainteresowania poszczególnymi miejscowościami na trasie. Przekłada się to nie tylko na potencjalne przychody dla restauracji, sklepów i miejsc świadczących usługi noclegowe. Powoduje, również powstanie miejsc pracy oraz miejsc do wypoczynku. Dodatkowo zagospodarowanie akwenu oraz terenów przyległych wpływa na wzrost cen gruntów w okolicach inwestycji i pobudza do rozwoju lokalne społeczności. | Spełnia |

Tabela 2. Aspekt społeczny zrównoważonego rozwoju

Table 2. The social aspect of sustainable development

| **Aspekt społeczny** | | |
|---|---|---|
| **Czynnik zrównoważonego rozwoju** | **Czy koncepcja jest akceptowana społecznie i będzie służyła większej grupie mieszkańców?** | |
| | **Część opisowa** | **Ocena** |
| Zagospodarowanie terenów przyległych do akwenu | Zagospodarowanie trasy rowerowej wzdłuż drogi wodnej Górnej Wisły nie jest nowym pomysłem. Wiślana Trasa Rowerowa miała biec wzdłuż Wisły, łącząc Beskidy z Bałtykiem. Trasy rowerowe poprowadzono drogami całkowicie wyłączonymi z ruchu, koronami wałów z dwóch stron Wisły. Na odcinku od Tyńca do Niepołomic istnieje 40 km malowniczej drogi rowerowej, która jest odcinkiem europejskiej trasy rowerowej EuroVelo. Koncepcja zakłada wytyczenie i zaprojektowanie drogi rowerowej od Oświęcimia do Tyńca wzdłuż Wisły w taki sposób aby nawierzchnia mogła służyć latem rowerzystom i rolkarzom a zimą miłośnikom narciarstwa biegowego. W celu podniesienia jej atrakcyjności powinna biec jak najbliżej wody. Wzdłuż trasy poza zaprojektowaniem ścieżek rowerowych przewiduje się powstanie kilku punktów z możliwością wypożyczenia roweru, w tym roweru dziecięcego. System wypożyczalni powinien funkcjonować w taki sposób, że pobierający rower turysta może go zwrócić w tym samym lub innym oznaczonym punkcie na trasie. System miejskich rowerów został skutecznie wdrożony w Krakowie i na stałe wpisał się w wizerunek miasta [10]. | Spełnia |
| Rekreacja i turystyka wodna | Houseboating, to bardzo popularny sposób na spędzanie wolnego czasu w Wielkiej Brytanii, Niemczech, Holandii czy Francji. Opiera się on na wykorzystaniu przystosowanej do zamieszkania łodzi jako domu, który w dowolnym momencie można przecumować w nowe miejsce. Przewaga nad żaglówkami jest taka że nie trzeba posiadać specjalnych uprawnień do sterowania łodzią i sprawdza się w żegludze zwłaszcza wąskimi kanałami. Sprawa uprawnień będzie w jednym z poważniejszych utrudnień w rozwoju tej branży turystycznej w Polsce. Z uwagi na warunki nawigacyjne jakie występują na drodze wodnej Oświęcim-Kraków, domy pływające są jednostkami mogącymi swobodnie przemieszczać się na tej trasie, będąc atrakcją dla mieszkańców oraz turystów krajowych i zagranicznych. Wynajem domu pływającego z możliwością jego przemieszczania może być alternatywą dla konwencjonalnych sposobów spędzania wolnego czasu i zachętą dla turystów zagranicznych do skorzystania z formy wypoczynku jaki już znają [10]. | Spełnia |

Tabela 2. Aspekt społeczny zrównoważonego rozwoju (cd.)

Table 2. The social aspect of sustainable development (cd.)

| | | |
|---|---|---|
| Zatrudnienie | Powstanie projektu spowoduje powstanie miejsc pracy dla lokalnych mieszkańców. Do obsługi infrastruktury potrzebny będzie zespół/zespoły w zależności od przyjętej formy zarządzania. Począwszy od koordynatorów poszczególnych punktów i działań, po obsługę techniczną, obsługę świadczącą usługi sprzątania, itp. Wzmożony ruch turystyczny zwłaszcza sezonie letnim powoduje zwiększenia zatrudnienia. | Spełnia |
| Zaspokojenie obecnych potrzeb rekreacyjnych mieszkańców | Zaspokojenie potrzeby mieszkańców na przestrzeń do odpoczynku w bliskiej odległości od miejsca zamieszkania i różnej formy aktywności zawarto w przedstawionej koncepcji. Projekt adresowany jest do wszystkich grup społecznych, ludzi w każdym wieku, zwłaszcza tych mniej zamożnych, których nie stać na wakacje poza miejscem zamieszkania. Poprzez zwrócenie uwagi na turystykę rowerową oraz wodną otwiera się więcej możliwości zrzeszenia ludzi w grupach zainteresowań od najmłodszych do ludzi w podeszłym wieku. Powstanie miejsc dla wędkarzy zwiększa bezpieczeństwo wędkujących i osób korzystających z akwenu wodnego. Powoduje że np. Okręgowy Związek Wędkarski zaczyna identyfikować się z danym miejscem dbając o infrastrukturę, wspomagając działania sprzyjające zarybianiu czy utrzymaniu czystości wody na danym obszarze. | Spełnia |
| Lokalne inicjatywy | Nowe inicjatywy i wzmożony ruch turystyczny, wpływa korzystnie na integrację mieszkańców w lokalnych społecznościach. Chęć pokazania walorów danej miejscowości, powstanie miejsc spotkań czy możliwość realizowania wspólnych pasji powoduje powstanie nowych klubów i stowarzyszeń sportowych, muzycznych czy kulturalnych . | Spełnia |

## 6. Podsumowanie

Badanie stopnia zgodności zagospodarowania akwenów wodnych z zasadami zrównoważonego rozwoju miało na celu zwrócenie uwagi na problem prawidłowego gospodarowania obszarami wodnymi w ujęciu lokalnym i globalnym, podkreślenie istotności początkowej fazy planowania inwestycji na etapie studium wykonalności zwłaszcza w zakresie funkcjonowania i eksploatacji.

W wyniku przeprowadzonej analizy wykazano że koncepcja zagospodarowania akwenów wodnych na cele turystyczno-rekreacyjne przedstawione w niniejszej publikacji jest zgodna z wymogami każdego z rozpatrywanych aspektów. Największą zgodność wykazuje aspekt społeczny, ponieważ aż pięć z rozpatrywanych czynników spełnia oczekiwania koncepcji zrównoważonego rozwoju. Aspekt ekonomiczny natomiast obarczony jest największym ryzykiem, ponieważ koszt inwestycji jest czynnikiem niespełniającym kryteriów. Dodat-

kowo inwestycja jest obojętna dla planów rozwoju krajowych dróg wodnych. Mimo tych niezgodności koncepcja przedstawiona w niniejszej pracy w dużej mierze jest zgodna z zasadami zrównoważonego rozwoju. Istotne jest aby prawidłowo zapisać i następnie konsekwentnie realizować zapisy studium wykonalności inwestycji zwłaszcza w fazie funkcjonowania i eksploatacji.

Tabela 3. Aspekt środowiskowy zrównoważonego rozwoju

Table 3. The environmental aspect of sustainable development

| **Aspekt środowiskowy** | | |
|---|---|---|
| **Czynniki zrównoważonego rozwoju** | **Czy rozwiązania przyjęte w koncepcji nie wpłyną negatywnie na stan środowiska naturalnego?** | |
| | **Część opisowa** | **Ocena** |
| Nowoczesne rozwiązania techniczne w turystyce wodnej | Transport śródlądowy to jeden z najbezpieczniejszych i najbardziej proekologicznych rodzajów przemieszczania ludzi i towaru. Pojawienie się jednostek popularnie nazywanymi domami na wodzie nie powinno powodować zagrożenia dla środowiska. Nowoczesne houseboaty o konstrukcji pływającej powstałej na pływaku mają wiele nowoczesnych i proekologicznych rozwiązań. Począwszy od zbiorników zlokalizowanych w pływakach na wodę czystą oraz na fekalia, baterie słoneczne jako źródło energii elektrycznej, możliwość zbierania i wykorzystania wody deszczowej. Prędkość przemieszczania się jednostek nie jest duża. W celu zapewnienia wysokich standardów ochrony środowiska proponuje się aby to inwestor zakupił domy na wodzie i dopilnował aby każdy z nich był wyposażony w nowoczesne rozwiązania proekologiczne. | Spełnia |
| Nowoczesne rozwiązania techniczne w infrastrukturze hydrotechnicznej | Zagospodarowanie części lądowej w celu zapewnienia miejsca do bezpiecznego cumowania wymaga wybudowania przystani i miejsc cumowniczych. Lokalizacja przystani planowana jest na początku i końcu trasy czyli w Oświęcimiu i Krakowie. Istotne, aby na przystani była odpowiednia infrastruktura i procedury postępowania istotne ze względów ekologicznych. Pojemniki do segregacji odpadów, zbiorniki na wodę zęzową i fekalia powinny stanowić podstawowe wyposażenie każdej nowoczesnej przystani. Dodatkowo ważne aby istniały procedury i środki neutralizujące ewentualne wycieki oleju czy paliwa. Lokalizacja stanowisk cumowniczych powinna być atrakcyjna dla turystów oraz zlokalizowana w bliskiej odległości od terenów atrakcyjnych rekreacyjnie. Rozwiązania techniczne polegające na możliwości, pobrania wody, odprowadzenia ścieków, podłączenia się do energii elektrycznej powstałej z baterii słonecznych, informowaniu o przepełnionych pojemnikach powinny zostać zaprojektowane i wykonane w ramach samoobsługowych miejsc postojowych. | Spełnia |

Tabela 3. Aspekt środowiskowy zrównoważonego rozwoju (cd.)

Table 3. The environmental aspect of sustainable development (cd.)

| | | |
|---|---|---|
| Infrastruktura lądowa | Propozycja przebiegu ścieżki rekreacyjnej dla rowerów, rolkarzy i narciarzy, powinna przebiegać możliwie blisko drogi wodnej. Budowa ścieżek rowerowych jest okazją do naprawy, remontu, budowy zabezpieczeń przeciwpowodziowych w postaci wałów oraz na oczyszczenie terenów w korycie rzeki. Przebieg i budowa trasy powinna chronić tereny najbardziej wartościowe pod względem środowiskowym. Możliwa jest czasowa emisja zanieczyszczeń i wzmożony hałas w trakcie budowy ale w oparciu o prawidłowo przeprowadzoną procedurę budowlaną oraz kontakt z jednostką odpowiedzialną za ochronę środowiska na danym obszarze stan środowiska nie powinien ulec pogorszeniu. | Obojętne |
| Infrastruktura wędkarska | Powstanie miejsc dla wędkarzy zwiększy bezpieczeństwo wędkujących i osób korzystających z akwenu wodnego. Powoduje że np. Okręgowy Związek Wędkarski zacznie identyfikować się z danym miejscem dbając o infrastrukturę, wspomagając działania sprzyjające zarybianiu czy utrzymaniu czystości wody na danym obszarze (rozpatrywany również jako aspekt społeczny). | Spełnia |
| Wzrost świadomości ekologicznej społeczeństwa | Zainteresowanie obszarem badawczym i wzmożony ruch turystyczny może spowodować wzrost zainteresowania aspektami ekologicznymi i problemami środowiskowymi regionu, przy odpowiedniej promocji i działalności edukacyjnej w tym zakresie. | Spełnia |

## Literatura

[1] Kobryń A.: Wielokryterialne wspomaganie decyzji w gospodarowaniu przestrzenią, Difin, Warszawa 2014.

[2] Butowski L.: Morska przestrzeń turystyczna, Turyzm 2014, nr 24/1, s. 57-64.

[3] Kistowski M., Trocha A., Tupaj A.: Kontrasty zagospodarowania i ruchu turystycznego na polskim wybrzeżu Bałtyku na przykładzie gmin Władysławowo i Tolknicko), Krajobrazy rekreacyjne – kształtowanie, wykorzystanie, transformacja. Problemy Ekologii Krajobrazu, t. XXVII, s. 179-187.

[4] Ćwik A.: Metoda „trzech pytań" – próba oceny zgodności zagospodarowania przestrzennego z ideą rozwoju zrównoważonego", Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, tom XXXI, zeszyt 61 (nr 3/I/2014), s. 53-61.

[5] Bolt A., Taraszkiewicz A. Wiśniewski R., Miszewska-Urbańska E.: Zagospodarowanie akwenów wodnych zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju na przykładzie koncepcji otwarcia rekreacyjno-turystycznego drogi wodnej Górnej Wisły, Materiały Konferencyjne INFRAEKO 2016, Rzeszów-Kraków 2016, s. 43-47.

[6] Bujak-Szwaczka B., Kolas P.,: „Rozwój zrównoważony" prezentacja Multimedialna, http://www.popt.2007-2013.gov.pl {dostęp: 20.04.2016 r.}.

[7] Praca zbiorowa, Monografia dróg wodnych śródlądowych w Polsce, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, WKiŁ., Warszawa 1985.

[8] Praca zbiorowa pod redakcją Sądaga T., Informator nawigacyjny śródlądowej drogi wodnej Górnej Wisły, RZGW w Krakowie, Kraków 2012.

[9] Kulczyk J., Winter J. Śródlądowy transport wodny, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2003.

[10] Bolt A., Bosak W., Miszewska-Urbańska E.: Rekreacyjno turystyczne otwarcie drogi wodnej Oświęcim – Kraków, Materiał na Sympozjum Hydrotechnika 2016 (w recenzji).

[11] Ministerstwo Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej, http://www.facebook.com/MGMiZS, {dostęp: 12.04.2016 r.}.

## COMPLIANCE TESTING CONCEPT OPEN RECREATION AND TOURISM WATER ROUTES OF OŚWIĘCIM – KRAKOW WITH THE PRINCIPLES OF SUSTAINABLE DEVELOPMENT

**S u m m a r y**

The paper presents a method for assessing the degree of compliance management body of water in accordance with the principles of sustainable development. Research area was the waterway end five key factors were considered, and if the concept is consistent or inconsistent with the prin between Auschwitz and Krakow along with adjacent areas. The research was the concept of tourism and recreational use of inland waterway Upper Vistula. The concept consisted of five elements, ie.: bicycle paths along the river, along with a network of rental, housboatingu, two marinas located at the beginning and end of the route, and self-service berths between Auschwitz and Krakow. Examining the degree of compliance with the principles of the concept of sustainable development we have been considered in three main aspects: economic, social and environmental. Within each of the three aspects identificiples of sustainable development. The work has to undergo analysis of the concept of tourism and recreational development of the Upper Vistula, to draw attention to the problem of proper water management areas in terms of not only local but also global, and places special emphasis on the initial phase of investment planning at the stage of feasibility study particularly in the functioning and operation.

**Keywords:** water management areas, fishing, marina, mooring post, bike paths, houseboating, the development of roads navigable inland-governmental

DOI:10.7862/rb.2016.165

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 281-294

**Elena NEVEROVA-DZIOPAK**[1]
**Anna DROŹDZIK**[2]

# WERYFIKACJA MOŻLIWOŚCI ZASTOSOWANIA WSKAŹNIKA ITS DO OCENY STANU TROFICZNEGO ZBIORNIKA DOBCZYCKIEGO

W ostatnich latach problem eutrofizacji stał się powszechny nie tylko w wodach stojących ale także w płynących. Budzi on spore zainteresowanie zwłaszcza gdy zaczyna dotyczyć wód przeznaczonych do zaopatrzenia ludzi w wodę do spożycia. Zbiornik Dobczycki o którym traktuje artykuł jest właśnie takim rezerwuarem. Tu ujmowana jest woda dla mieszkańców Krakowa. W literaturze spotyka się stwierdzenia, że wody zbiornika zawsze były podatne na eutrofizację ze względu na ładunki biogenów które są wnoszone do niego przez Rabę. Problem oceny stopnia eutrofizacji Zbiornika Dobczyckiego został więc podjęty nie tyle ze względów poznawczych, co utylitarnych. Wymagał rzetelnej i szczegółowej analizy danych pomiarowych pochodzących z monitoringu. Do oceny zjawiska eutrofizacji wykorzystano integralny wskaźnik troficzności ITS. Jest on jednym z coraz powszechniej stosowanych obecnie zagregowanych wskaźników. Dostrzeżono że graniczne wartości pojedynczych parametrów niekoniecznie odzwierciedlają stan trofii i uprawniają do wnioskowania o zjawisku eutrofizacji. Zastosowanie wskaźnika ITS wiąże się z wykorzystaniem parametrów takich jak pH i nasycenie wody tlenem, które odzwierciedlają bilans gazowy w wodach, zmieniający się wraz ze zmianą bilansu procesów produkcji i rozkładu materii organicznej. Nie wymaga on więc szczegółowych oznaczeń monitoringowych, przez co może być wykorzystywany jako uniwersalny sposób oceny trofii. W artykule uzasadniono wybór wskaźnika ITS jako metody oceny trofii na podstawie analizy statystycznej danych monitoringu Zbiornika pochodzących z okresu wieloletniego. Uwiarygodniło to ocenę i pozwoliło dostrzec pewne prawidłowości procesu oraz jego dynamikę. Na jej podstawie możliwa jest prognoza prawdopodobnego scenariusza dalszego rozwoju zjawiska. Utrzymujący się w minionych 15 latach stan pograniczny zaawansowanej mezotrofii/eutrofii przy jednoczesnej dobrej jakości użytkowej wód pozwala na stwierdzenie stabilizacji stanu ekologicznego Zbiornika Dobczyckiego.

[1] Elena Neverova-Dziopak, Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska, al. Mickiewicza 30 30-059 Kraków, tel.: +48 (12) 617 47 04, e-mail: elena@agh.edu.pl

[2] Autor do korespondencji / corresponding author: Anna Droździk, Uniwersytet Rolniczy im. H. Kołłątaja w Krakowie, Wydział Leśny, Instytut Ochrony Ekosystemów Leśnych, Zakład Inżynierii Leśnej, al. 29 Listopada 46 31-425 Kraków, tel.: + 48 (12) 662 51 11, e-mail: a.drozdzik@ur.krakow.pl

**Słowa kluczowe:** Zbiornik Dobczycki, eutrofizacja, Integralny Wskaźnik Troficzności (ITS), analiza statystyczna

## 1. Wprowadzenie

Obiekty gromadzące i magazynujące wodę przeznaczoną do spożycia skupiają na sobie szczególną uwagę zarówno służb prowadzących monitoring, jak i finalnych odbiorców. Decyzje dotyczące jakichkolwiek zmian użytkowania są szeroko komentowane i niejednokrotnie budzą wielkie emocje, dlatego też odpowiednie gospodarowanie zasobami wodnymi powinno uwzględniać także analizę istniejących przesłanek skłaniających do podjęcia takiej a nie innej decyzji. Dotyczy to przede wszystkim działań mogących w jakikolwiek sposób wpływać na jakość retencjonowanej wody, będącej priorytetem prowadzonej działalności.

W ostatnich latach narasta problem eutrofizacji wód powierzchniowych. Dotyczy on głównie wód stojących, ale coraz częściej zaczyna stanowić zagrożenie również w rzekach. Stając się zjawiskiem powszechnym oraz ze względu na następstwa niebezpiecznym dla człowieka, wymaga przemyślanych i szybkich działań zaradczych. Proces ten jest coraz szerzej badany i przez to poznawany, jednak mimo to ciągle do końca niewyjaśniony [23]. Jego złożoność i wieloaspektowość wymaga regularnego monitoringu. Wnioskowanie o stopniu zaawansowania eutrofizacji na podstawie danych monitoringowych wymaga z kolei stosowania wiarygodnych metod oceny. Metody te bazują na tradycyjnych wskaźnikach eutrofizacji i mają charakter opisowy lub też oparte są na wskaźnikach zagregowanych [20]. Wieloaspektowość zjawiska eutrofizacji wymaga z reguły dopasowania poszczególnych metod oceny do konkretnych akwenów wodnych. Nie ma bowiem wskaźników uniwersalnych, a specyfika danego obszaru wymusza indywidualne podejście do każdego przypadku. Modyfikowanie i doskonalenie narzędzi oceny wynika z rozwoju wiedzy na temat funkcjonowania ekosystemu jako całości, ale nie bez znaczenia są również względy ekonomiczne. Wiele istniejących metod wymaga drogich, pracochłonnych i czasochłonnych badań, które dodatkowo komplikują realizację regularnego monitoringu eutrofizacji i śledzenie bieżących zmian. Potrzebne są metody proste, szybkie i tanie.

Pod względem zaawansowania procesów eutrofizacji, wody dzieli się zasadniczo na oligotroficzne, mezotroficzne i eutroficzne. Przynależność wód do tej lub innej kategorii ustala się na podstawie kryteriów opracowanych przez różnych autorów w różnych regionach świata. W związku z tym powstają spore trudności w interpretowaniu stanu troficznego wód powierzchniowych. Spośród wielu metod oceny trofii, najbardziej rozpowszechniona i tradycyjnie stosowana jest ocena według granicznych wartości pojedynczych parametrów, np. fosforu ogólnego, azotu ogólnego, chlorofilu „a", widzialności krążka Secchiego [13]. Współczesne podejście preferuje stosowanie wskaźników zagregowanych czyli

wykorzystujących wzajemne relacje kilku parametrów. Do takich należy indeks TSI (*Trophic State Index*) oparty na przezroczystości wody, chlorofilu-a oraz fosforze ogólnym [7, 10], indeks TRIX (*Trophic index*) który wykorzystuje czynniki świadczące o produktywności (chlorofil-a, nasycenie wody tlenem – jego odchylenie od 100% nasycenia), zawartość nutrietów i jako czynnik uzupełniający przezroczystość wody (wyrażoną widocznością krążka Secchiego) [26]. Oprócz wyżej wymienionych istnieje cały szereg metod oceny stanu troficzności opracowanych przez różnych autorów, jednak ich zastosowanie wymaga weryfikacji dla warunków polskich.

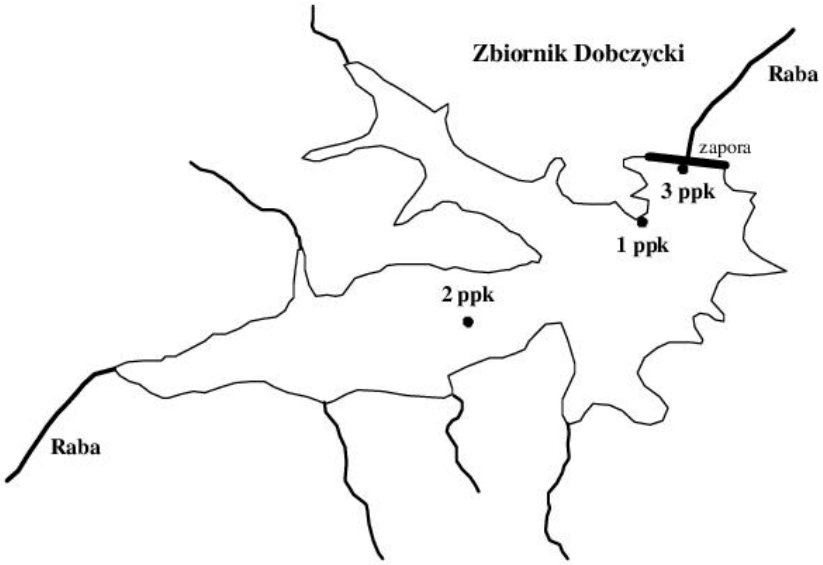
Większość wskaźników zagregowanych bazuje na parametrach charakteryzujących procesy produkcji biomasy roślinności wodnej. Poziom trofii jest natomiast uwarunkowany bilansem procesów produkcji i rozkładu materii organicznej wytwarzanej przez glony. Wskaźnikiem który w sposób integralny odzwierciedla ten bilans jest wskaźnik ITS (*Index of Trophical State*) bazujący na fundamentalnych mechanizmach przebiegu eutrofizacji. Odzwierciedla on zmiany bilansu tlenu i dwutlenku węgla poprzez rutynowo badane wskaźniki jakości wody [20].

## 2. Obszar badań i baza danych

Obszar badań stanowił Zbiornik Dobczycki retencjonujący wody dla potrzeb aglomeracji krakowskiej. Należy on do regionu wodnego zarządzanego przez Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Krakowie. Monitoring jakości jego wód realizowany jest przez Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Krakowie. Zbiornik piętrzy wody rzeki Raba w 60,1 km jej biegu. Powierzchnia lustra wody przy maksymalnym poziomie piętrzenia wynosi 1 011 ha i odpowiada pojemności maksymalnej równej 137,95 mln $m^3$. Powierzchnia jego zlewni wynosi 768,0 $km^2$ [24]. Powierzchnia zlewni bezpośredniej to 72,0 $km^2$. Zbiornik uznawany jest za głęboki, jego średnia głębokość to 11,0 m. Wymiana wody zachodzi trzy i pół razy w ciągu roku [30]. Struktura użytkowania zlewni przedstawia się następująco: 53% użytki rolne, 44% lasy, 1,6% osiedla ludzkie [9], a duże nachylenia zboczy sprzyjają formowaniu się spływu powierzchniowego [16]. Zbiornik zlokalizowany jest w południowej Polsce, na pograniczu Beskidu Makowskiego i Pogórza Wielickiego. Zgodnie z danymi IMGW dla Krakowa [8] wartości średnie roczne z wielolecia 1981-2010 wynoszą: w przypadku sumy opadów 671,9 mm (najwyższa wieloletnia suma miesięczna przypada na lipiec – średnio 87,9 mm, najniższa na luty – średnio 29,7 mm), w przypadku temperatury 8,5°C (najcieplejszy miesiąc to lipiec ze średnią wieloletnią 18,8°C, najchłodniejszy jest styczeń – średnio 2,1°C). Cebulska i in. [5] piszą natomiast o 881 mm jako średnim rocznym opadzie wielolecia 1952-1981.

Bazę danych do analiz stworzono na podstawie wyników pomiarów wykonywanych przez służby monitoringowe Wojewódzkiego Inspektoratu Ochrony Środowiska w Krakowie w ramach prowadzonego Państwowego Monitoringu

Środowiska [27]. Analizę oparto na wartościach dwóch parametrów fizyko-chemicznych wchodzących w skład równania do obliczania wartości ITS: pH i nasycenia wody tlenem [20]. Baza danych obejmowała pomiary uzyskane z 15-letniego monitoringu prowadzonego w okresie 2000-2014, a próbki wody pobierane były w trzech punktach pomiarowo-kontrolnych. Pierwszym i jednocześnie strategicznym punktem pomiarowo-kontrolnym (1 ppk) było stanowisko w miejscu ujęcia wieżowego. Drugi punkt pomiarowo-kontrolny (2 ppk) zlokalizowano na środku Zbiornika, natomiast trzeci (3 ppk) zlokalizowano przy upuście dennym zapory. Próbki wody pochodziły z trzech głębokości: warstwy powierzchniowej, warstwy zlokalizowanej 3 m pod powierzchnią wody i warstwy naddennej. Lokalizację punktów pomiarowo-kontrolnych na Zbiorniku Dobczyckim obrazuje poniższy rysunek (Rys. 1).




Rys. 1. Lokalizacja punktów pomiarowo-kontrolnych na Zbiorniku Dobczyckim

Fig. 1. Localization of measurement-control points at Dobczycki Reservoir

## 3. Metodyka badań

Metodologia badań była oparta na analizie korelacyjnej i regresyjnej danych wieloletniego monitoringu z wykorzystaniem pakietu STATISTICA 12.5 firmy StatSoft Polska. Ocena stanu troficznego bazowała na integralnym wskaźniku troficzności ITS opartym na liniowej zależności korelacyjnej między wartościami pH wody a jej nasyceniem tlenem. Wybór tej metody oceny wymagał uzasadnienia wynikami analizy statystycznej (korelacyjnej) celem ustalenia charakteru zależności pomiędzy pH a nasyceniem wody tlenem. Istotność korelacji

określano na podstawie wartości współczynnika Pearsona, a interpretację wyników przyjęto zgodnie z danymi literaturowymi [18]. Korelację uznano za istotną przy wartości współczynnika korelacji (r) powyżej 0,6 oznaczającej silny związek między parametrami. W wyniku przeprowadzonej analizy statystycznej ustalono liniowy charakter zależności między pH i nasyceniem wody tlenem oraz stwierdzono istotną zależność badanych parametrów. Umożliwiło to zastosowanie wskaźnika ITS do określenia stanu troficznego Zbiornika Dobczyckiego zgodnie z równaniem (1) [20]:

$$\mathrm{ITS} = \frac{\Sigma \mathrm{pH_i}}{n} + a \cdot \left(100 - \frac{\Sigma[\mathrm{O_2}\%]}{n}\right) \quad (1)$$

gdzie: $\mathrm{pH_i}$ – wartość pH wody,
$\mathrm{O_2}\%$ – nasycenie wody tlenem mierzone synchronicznie z pH,
$a$ – współczynnik empiryczny,
$n$ – liczba pomiarów w badanym okresie.

Normatywne wartości wskaźnika ITS dla wód o różnym stanie troficzności przedstawia Tabela 1.

Tabela 1. Wartości wskaźnika ITS dla typów troficznych wód (na podstawie [20])
Table 1. Values of ITS index for trophic types of water (based on [20])

| **Wartość ITS** | **Ocena stanu trofii** |
|---|---|
| <6,0 | dystrofia |
| 6,3±0,3 | ultraoligotrofia |
| 7,0±0,3 | oligotrofia |
| 7,7±0,3 | mezotrofia |
| 8,3 ± 0,3 | eutrofia |

Zastosowanie powyższego wskaźnika pozwoliło na zbadanie wieloletniej dynamiki zmian stanu troficznego Zbiornika Dobczyckiego, w sytuacji istotnego braku regularnego monitoringu tradycyjnych wskaźników eutrofizacji w badanym okresie.

## 4. Analiza wyników i dyskusja

Baza danych do analizy statystycznej obejmowała łącznie 1216 wyników pomiarów (608 pH i 608 $\%O_2$). Analizę przeprowadzono dla okresu wegetacyjnego (maj-październik) i okresu rocznego dla wszystkich trzech poziomów-głębokości z których pobierano próbki: samej warstwy powierzchniowej, warstwy powierzchniowej łącznie z warstwą 3 m poniżej powierzchni – stanowiących warstwę fotyczną [29] oraz całego profilu głębokościowego Zbiornika

(trzech warstw pomiarowych). W taki sposób wydzielono 6 przypadków (tab. 2), dla których następnie przeprowadzono analizę korelacyjno-regresyjną zależności pH i nasycenia wody tlenem. Zależności ustalano dla całego okresu badawczego 2000-2014, jak również dla poszczególnych lat. W każdym z sześciu analizowanych przypadków rok 2012 znacząco odróżniał się od pozostałych niską i w dodatku ujemną korelacją. Fakt zupełnej i niewyjaśnionej odmienności zdecydował o wykluczeniu go z analiz dla wielolecia.

Tabela 2. Sześć przypadków wydzielonych do analiz korelacyjno-regresyjnych

Table 2. The six separate cases for correlation and regression analyses

| **Okres badawczy** | **Warstwa powierzchniowa** | **Warstwa powierzchniowa + warstwa 3 m poniżej powierzchni** | **Warstwa powierzchniowa + warstwa 3 m poniżej powierzchni + warstwa naddenna (cały profil)** |
|---|---|---|---|
| Cały rok | (1) | (3) | (5) |
| Okres wegetacyjny (V-X) | (2) | (4) | (6) |

Zestawienie wartości współczynników korelacji Pearsona charakteryzujących istotność korelacji między pH a nasyceniem wody tlenem (dla badanych okresów i lokalizacji punktów pomiarowo-kontrolnych) przedstawia tabela 3.

Wybrane wykresy zależności pH od nasycenia wody tlenem przedstawia rysunek 2.

Analiza rozrzutu punktów na wykresach oraz wartości współczynników korelacji pozwoliła na jednoznaczne stwierdzenie liniowego charakteru zależności pH od nasycenia wody tlenem w Zbiorniku Dobczyckim. O wysokim stopniu jej istotności świadczą wyniki analizy przeprowadzonej dla wszystkich sześciu przypadków, zarówno dla całego 15-letniego okresu badawczego, jak i dla poszczególnych lat. Trzeba zaznaczyć, że korelacje wartości pH i nasycenia wody tlenem są najistotniejsze dla całego profilu badawczego, tj. przy uwzględnieniu wszystkich warstw pomiarowych. Odzwierciedla to fakt występowania w Zbiorniku Dobczyckim strefy fotycznej na znacznych głębokościach - 2 m w cofce zbiornika i 10 m w Basenie Dobczyckim - przy średniej głębokości Zbiornika 11 m [29], jak również pionowych migracji fitoplanktonu w słupie wody [19, 15, 25]. Ściślejsza korelacja występuje przy analizie statystycznej danych pochodzących z okresu wegetacyjnego (okres od maja do października). Współczynniki korelacji uzyskane na podstawie danych z 15-letniego monito-

ringu (2000-2014) wynoszą odpowiednio: dla okresu całorocznego r=0,64, dla okresu wegetacyjnego r=0,70 (tab. 3).

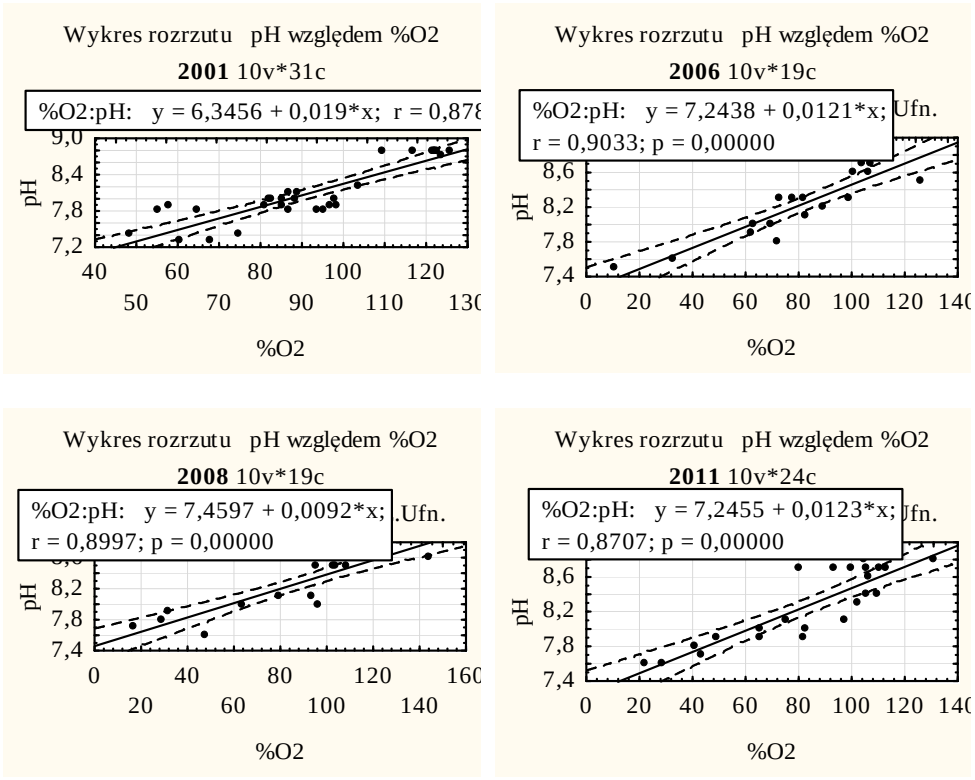
Tabela 3. Współczynniki korelacji (r) dla poszczególnych przypadków z tabeli 2

Table 3. The correlation coefficients (r) for the cases from table 2

| **Okres badawczy** | **Warstwa powierzchniowa** | | **Warstwa powierzchniowa + warstwa 3 m poniżej powierzchni** | | **Warstwa powierzchniowa + warstwa 3 m poniżej powierzchni + warstwa naddenna (cały profil)** | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Cały rok** | **O. weget. (V-X)** | **Cały rok** | **O. weget. (V-X)** | **Cały rok** | **O. weget. (V-X)** |
| Numer przypadku | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) |
| 2000 | 0,30 | -0,03 | 0,40 | 0,04 | 0,65 | **0,68** |
| 2001 | 0,91 | **0,93** | 0,88 | 0,91 | 0,87 | 0,88 |
| 2002 | 0,56 | 0,50 | 0,53 | 0,45 | 0,56 | **0,72** |
| 2003 | 0,80 | **0,84** | 0,77 | 0,80 | 0,72 | 0,80 |
| 2004 | 0,52 | 0,42 | 0,37 | 0,41 | 0,51 | **0,73** |
| 2005 | 0,61 | 0,58 | 0,61 | 0,64 | 0,67 | **0,80** |
| 2006 | 0,68 | 0,65 | 0,70 | 0,78 | 0,77 | **0,90** |
| 2007 | **0,71** | 0,55 | 0,68 | 0,53 | 0,62 | 0,59 |
| 2008 | 0,80 | 0,62 | 0,74 | 0,80 | 0,77 | **0,90** |
| 2009 | 0,76 | 0,52 | 0,66 | 0,65 | 0,54 | **0,80** |
| 2010 | 0,79 | 0,81 | 0,82 | **0,84** | 0,81 | **0,84** |
| 2011 | 0,76 | 0,40 | 0,72 | 0,15 | 0,84 | **0,87** |
| 2012 | -0,27 | -0,41 | -0,27 | -0,41 | -0,27 | -0,41 |
| 2013 | 0,86 | **0,98** | 0,86 | **0,98** | 0,86 | **0,98** |
| 2014 | 0,75 | **0,80** | 0,75 | **0,80** | 0,75 | 0,78 |
| 2000-2014 | 0,55<br>0,57* | 0,44<br>0,45* | 0,56<br>0,56* | 0,47<br>0,48* | 0,63<br>0,64* | **0,70**<br>**0,70*** |

* – wyniki dla sytuacji w której rok 2012 był wykluczony z analiz dla wielolecia 2000-2014

* – the results for the situation when the year 2012 was excluded from the analysis in 2000-2014 period




Rys. 2. Korelacje pH i $\%O_2$ dla okresów wegetacyjnych wybranych lat wielolecia 2000-2014

Fig. 2. The correlations between pH and $\%O_2$ for vegetation seasons of selected years in period 2000-2014

Uzyskane podczas analizy statystycznej równania regresji opisujące badaną zależność w poszczególnych latach, pozwoliły na określenie wartości współczynnika empirycznego *a* (równanie 1), na podstawie którego dokonuje się obliczenia wartości wskaźnika ITS. W okresie badawczym wartość tego współczynnika oscylowała w zakresie wartości 0,006 - 0,019 (tab. 4). W ten sposób równanie (1) zostało dostosowane do warunków przebiegu eutrofizacji w Zbiorniku Dobczyckim.

Wskaźniki ITS obliczone według równania (1) z uwzględnieniem uzyskanych wartości współczynnika *a*, pozwoliły ocenić stan trofii w poszczególnych latach okresu 2000-2014. Prześledzono dynamikę zmian oraz określono status troficzny Zbiornika Dobczyckiego (tab. 4). Badane wielolecie odznaczało się dość wysokim stanem troficznym, stwierdzono stan graniczny zaawansowanej mezotrofii i początkowej eutrofii.

Tabela 4. Ocena stanu trofii na podstawie wartości współczynnika ITS (M-mezotrofia, E-eutrofia)
Table 4. Trophic state assessment based on ITS index (M-mesotrophy, E-eutrophy)

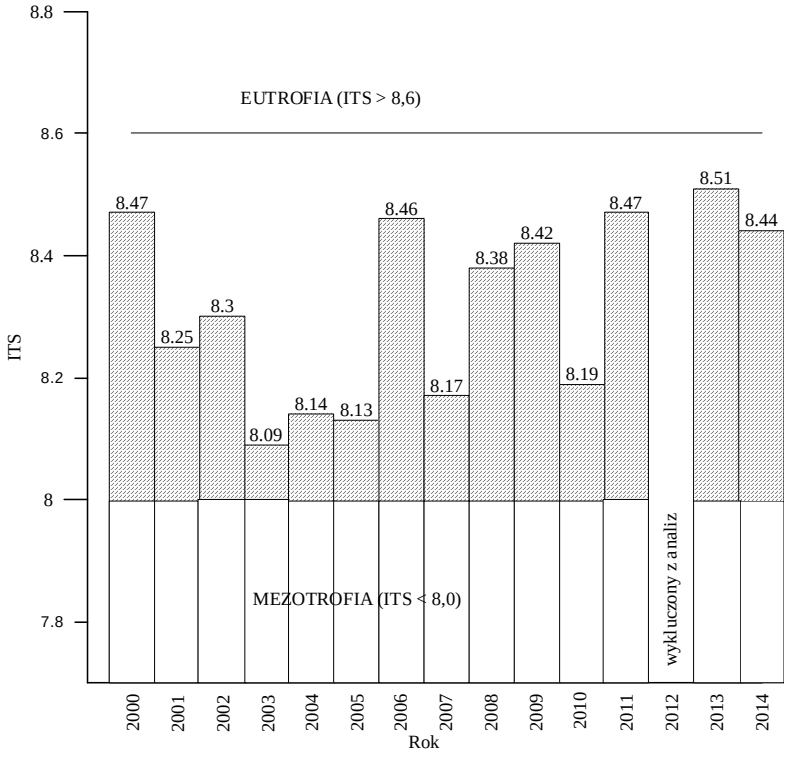
| **Okres badawczy** | **Współczynnik empiryczny *a*** | **ITS** | **Ocena trofii** |
|---|---|---|---|
| 2000 | 0,011 | 8,47 | E |
| 2001 | 0,019 | 8,25 | E |
| 2002 | 0,008 | 8,30 | E |
| 2003 | 0,007 | 8,09 | M |
| 2004 | 0,010 | 8,14 | E |
| 2005 | 0,012 | 8,13 | E |
| 2006 | 0,012 | 8,46 | E |
| 2007 | 0,006 | 8,17 | E |
| 2008 | 0,009 | 8,38 | E |
| 2009 | 0,009 | 8,42 | E |
| 2010 | 0,015 | 8,19 | E |
| 2011 | 0,012 | 8,47 | E |
| 2012 | wykluczony z analiz | | |
| 2013 | 0,010 | 8,51 | E |
| 2014 | 0,011 | 8,44 | E |
| **2000-2014** | 0,010 | 8,30 | **E** |

Wieloletnią dynamikę zmian stanu troficznego Zbiornika Dobczyckiego przedstawiono na rysunku 3.

Analiza dynamiki rozwoju procesu eutrofizacji w ciągu ostatnich 15 lat pokazuje, że Zbiornik Dobczycki charakteryzuje się wysokim, a przy tym stabilnym stanem troficzności. Wartości wskaźnika ITS oscylują na poziomie zaawansowanej mezotrofii i początkowej eutrofii. Wyraźnie widać że lata z podwyższoną trofią występują cyklicznie, a od 2009 r. częstość ich występowania wzrasta.

Uzyskane wyniki oceny stanu troficznego Zbiornika Dobczyckiego, jako zbiornika w początkowej fazie eutrofii, dobrze korelują z wynikami badań innych autorów. Dla przykładu, Bednarz i in. [4] piszą, że w Zbiorniku Dobczyckim zakwity pojawiały się już od momentu jego utworzenia, choć z umiarkowaną intensywnością. O przejawach eutrofizacji od samego początku wspomina też Mazurkiewicz-Boroń [17]. Według Balcerzaka i Wisz [3] w 1988 r. tylko 3% badanych wód zasilających Zbiornik odpowiadało I klasie czystości, a badania przed jego utworzeniem oraz po rozpoczęciu eksploatacji

sugerowały zagrożenie silną eutrofizacją wywołaną obecnością biogenów. W 2009 r. Balcerzak [2] pisał, że ocena stanu trofii Zbiornika Dobczyckiego w latach 1995-2000 wskazywała na eutrofię jego wód. Na podstawie badań z 2003 r. Pawełek i Spytek [22] pisali, że stan jakości bezpośrednich dopływów (Ratanicy, Brzezówki, Dębnika, Wolnicy) nie stwarza zagrożenia dla jakości wód Zbiornika. Są nim natomiast ładunki biogenów wnoszone przez Rabę. Mazurkiewicz-Boroń [17] pisze że efekt przeżyźnienia tym spowodowany utrzymuje się przez wiele lat. Autorka stwierdza też, że napełnienie Zbiornika wodami wykazującymi podwyższoną trofię oraz bardzo wysoka kumulacja fosforu i azotu (odpowiednio do 82% i do 75%) to czynniki dodatkowo przyśpieszające eutrofizację. Wykorzystanie wskaźnika ITS w badaniach przeprowadzonych w 2002 i 2004 r. przez Kowalczyk [12] również wskazało eutrofię. Wyniki te pozostają zgodne z oceną zaprezentowaną w niniejszym artykule i potwierdzają wiarygodność wyników oceny uzyskanej na podstawie zastosowanego wskaźnika ITS.




Rys. 3. Dynamika wskaźnika ITS w okresie badawczym 2000-2014

Fig. 3. The dynamism of ITS index in analyzed period 2000-2014

Wieloletnia dynamika zmian trofii Zbiornika ustalona w toku przeprowadzonych badań, pozwala wnioskować, że mimo różnic w corocznych wartościach wskaźnika ITS Zbiornik Dobczycki od 15 lat znajduje się w stabilnym stanie ekologicznym, definiowanym jako zaawansowana mezotrofia lub początkowa eutrofia. Charakteryzuje się przy tym ogólnie dobrą jakością wody i przydatnością do zaopatrzenia ludności w wodę do spożycia, co świadczy o tym, że od wielu lat pozostaje w stanie homeostazy.

## 5. Podsumowanie i wnioski

Integralny wskaźnik troficzności ITS jest wygodnym narzędziem do oceny stanu trofii wód. Ze względu na powszechną dostępność parametrów na których bazuje (pH i zawartość tlenu) może być stosowany zarówno do oceny aktualnego stanu trofii wód powierzchniowych, jak i oceny sytuacji dawniejszej, kiedy to monitoring tradycyjnych wskaźników troficzności nie był prowadzony. Ponadto może on stanowić podstawę do formułowania modeli prognostycznych eutrofizacji. Ocena na podstawie tego wskaźnika jest łatwa i szybka, nie wymaga od badacza stosowania wyszukanych technik jak w przypadku oceny na podstawie wskaźników hydrobiologicznych.

Podjęty w artykule problem jest istotny z punktu widzenia konieczności realizacji stałego monitoringu stanu troficznego zbiorników zaporowych szczególnie podatnych na eutrofizację, a wykorzystywanych jako rezerwuary wody pitnej dla dużych aglomeracji miejskich. Na podstawie przeprowadzonych analiz sformułowano następujące wnioski szczegółowe.

1. Możliwość zastosowania wskaźnika troficzności ITS jako dostępnego, łatwego i taniego narzędzia monitoringu stanu troficznego Zbiornika Dobczyckiego, została potwierdzona analizą korelacyjno-regresyjną wieloletnich danych monitoringowych.
2. Najbardziej miarodajnym okresem do określania trofii na podstawie integralnego wskaźnika troficzności ITS jest sezon wegetacyjny. Mimo tego wskazana jest ocena na podstawie danych dla okresu całorocznego, ponieważ wskaźnik ITS odzwierciedla *de facto* roczny bilans procesów produkcji i rozkładu biomasy roślinności wodnej. Tym bardziej, że różnica między wartościami współczynników korelacji charakteryzującymi siłę związku między składnikami wskaźnika ITS w okresie wegetacji i w ciągu całego roku jest nieznaczna (odpowiednio 0,70 i 0,64).
3. W analizach korelacji pH i nasycenia wody tlenem uwzględniono cały profil badawczy, tj. warstwę powierzchniową, warstwę zlokalizowaną 3 m pod powierzchnią oraz warstwę naddenną. Wybór takiego układu warstw jako optymalnego wynika z faktu występowania w Zbiorniku Dobczyckim strefy fotycznej na głębokości 2 – 10 m (przy średniej 11 m), a także pionowych migracji fitoplanktonu.

4. Wieloletnia (2000-2014) dynamika procesu eutrofizacji wskazuje na ustabilizowanie się statusu troficznego na poziomie początkowego stadium eutrofii. Użytkowe właściwości wody wyrażone odpowiednimi wartościami parametrów jakości wód utrzymują się przy tym na wymaganym poziomie. Oznacza to, że bez względu na swój status troficzny Zbiornik Dobczycki znajduje się w stanie homeostazy.
5. Wyniki oceny stanu troficznego Zbiornika Dobczyckiego metodą wykorzystującą integralny wskaźnik troficzności ITS dobrze korelują z wynikami ocen innych autorów spotykanymi w literaturze. Potwierdza to możliwość stosowania wskaźnika ITS do regularnego monitoringu stanu troficznego z dowolną częstotliwością oraz śledzenia bieżących zmian.

## Literatura

[1] Adamczyk W., Jachimowski A.: Wpływ składników biogennych na jakość i eutrofizację powierzchniowych wód płynących, stanowiących źródło wody pitnej Krakowa. ŻYWNOŚĆ. Nauka. Technologia. Jakość, 2013, 6 (91), s. 175-190.
[2] Balcerzak W.: Eutrofizacja wód stojących – prognozowanie i wpływ na technologię uzdatniania wody. Politechnika Krakowska, Seria Inżynieria Środowiska 2009, Monografia 373, Kraków.
[3] Balcerzak W., Wisz A.: Zagrożenie eutrofizacją wód zbiornika zaporowego Dobczyce. Ochrona Środowiska 1991, 1 (42), s. 27-29.
[4] Bednarz T., Starzecka A., Mazurkiewicz-Boroń G.: Procesy mikrobiologiczne towarzyszące glonowym i sinicowym zakwitom wody. Wiadomości Botaniczne 2002, 46(1/2), s. 45-55.
[5] Cebulska M., Szczepanek R., Twardosz R.: Rozkład przestrzenny opadów atmosferycznych w dorzeczu górnej Wisły. Opady średnie roczne (1952-1981). WIS PK, IGiGP UJ, Kraków 2013.
[6] Geoportal. Główny Urząd Geodezji i Kartografii, http://mapy.geoportal.gov.pl/imap/, {dostęp: 10.03.2016 r.}
[7] Gruca-Rokosz R., Koszelnik P., Tomaszek J. A.: Ocena stanu troficznego trzech nizinnych zbiorników zaporowych Polski południowo-wschodniej. Inżynieria Ekologiczna 2011, Nr 26, s. 196-205.
[8] IMGW. SERWIS POGODOWY IMGW-PIB, http://www.pogodynka.pl/polska/dane klimatyczne/, {dostęp: 10.03.2016 r.}.
[9] Jakubiak M., Śliwka M.: Zbiornik i elektrownia wodna na rzece Rabie w Dobczycach. Materiały konferencyjne, Zielone Prądy w Edukacji II, Edycja 2. Wyd. Art-Tekst, Kraków 2006.
[10] Jodłowski A., Gutkowska E.: Ocena stanu troficznego wód Zbiornika Sulejowskiego na podstawie indeksu Carlsona. Inżynieria i Ochrona Środowiska 2012, t. 15, nr 4, s. 341-351.
[11] Kajak Z.: Hydrobiologia-limnologia. Ekosystemy wód śródlądowych. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2001.
[12] Kowalczyk E.: Trophic State Assessment of Dobczyce Reservoir. Geomatics and Environmental Engineering 2010, Volume 4, Number 4, s. 97-104.

[13] Kowalewski Z.: Metody oceny stanu troficznego wód powierzchniowych. Materiały Krakowskiej Konferencji Młodych Uczonych 2006, T. IV, s. 343-351.
[14] Kowalewski Z.: Weryfikacja możliwości zastosowania integralnego kryterium do oceny stanu troficznego wód płynących. Rozprawa doktorska, Kraków 2012.
[15] Kuczyńska-Kippen N., Messyasz B., Nagengast B.: Charakterystyka hydrobiologiczna wód jeziora Lubaskiego Dużego na tle badań wieloletnich (1991-2002). Roczniki Akademii Rolniczej w Poznaniu – CCCLXIII (2004), s. 167-174.
[16] KZGW: Prognoza oddziaływania na środowisko dla warunków korzystania z wód zlewni rzeki Raby (od źródeł do ujścia rzeki do zbiornika Dobczyce). Świdnica 2014.
[17] Mazurkiewicz-Boroń G.: Eutrofizacja – przyczyny i skutki. [W:] Starmach J., Mazurkiewicz-Boroń G. (red.): Zbiornik Dobczycki, ekologia – eutrofizacja – ochrona. Zakład Biologii Wód PAN, Kraków 2000, s. 225-231.
[18] Maksimowicz-Ajchel A.: Wstęp do statystyki. Metody opisu statystycznego. Wydawnictwo Uniwersytetu Warszawskiego, 2007.
[19] Mej E., Lechowski Z.: Wpływ czynników zewnętrznych na wzrost sinic i syntezę toksyn. Wiadomości Botaniczne 2000, 44(1/2), s. 35-49.
[20] Neverova-Dziopak E.: Podstawy zarządzania procesem eutrofizacji antropogenicznej. Wydawnictwa AGH, Kraków 2010.
[21] Panek P.: Wskaźniki biotyczne stosowane w monitoringu wód od czasu implementacji w Polsce Ramowej Dyrektywy Wodnej. Przegląd Przyrodniczy XXII, 3(2011), s. 111-123.
[22] Pawełek J., Spytek M.: Substancje biogenne w dopływach Zbiornika Dobczyckiego. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, Nr 4/2005, s. 99-113.
[23] Rybicki S. A.: Ochrona zbiorników zaporowych przed zanieczyszczeniem. Ochrona Środowiska 1991, 1(42), s. 13-16.
[24] RZGW w Krakowie, http://www.krakow.rzgw.gov.pl/index.php?option=com_content&view=article&id=110:zbiornik-wodny-dobczyce&catid=40&Itemid=239&lang=pl, {dostęp: 10.03.2016 r.}.
[25] Toporowska M., Pawlik-Skowrońska B.: Struktura fitoplanktonu hipertroficznego Jeziora Syczyńskiego obciążonego zakwitami sinic (wschodnia Polska). Fragmenta Floristica et Geobotanica Polonica 2011, 18(2), s. 409-426.
[26] Vollenweider R. A., Giovanardi F., Montanari G., Rinaldi A. 1998. Characterization of the trophic conditions of marine coastal waters with special reference to the NW Adriatic Sea: proposal for a trophic scale, turbidity and generalized water quality index. Environmetrics 1998, Vol. 9, s. 329-357.
[27] WIOŚ w Krakowie: Wyniki Państwowego Monitoringu Środowiska Województwa Małopolskiego z lat 2000-2014.
[28] WIOŚ w Krakowie: Badania i ocena stanu rzek, http://www.krakow.pios.gov.pl/monitoring/rzeki.php, {dostęp: 16.03.2016 r., 17.03.2016 r.}.
[29] Zimoch I.: Symulacja wpływu oczyszczalni ścieków w Myślenicach na eutrofizację wód zbiornika „Dobczyce". Ochrona Środowiska 2001, 2(81), s. 21-24.
[30] Zimoch I., Kłos M.: Zastosowanie technik komputerowych do prognozowania eutrofizacji wód powierzchniowych na przykładzie zbiornika zaporowego „Dobczyce". Ochrona Środowiska 2003, Rok 25, Nr 3, s. 73-76.

# VERIFICATION OF THE POSSIBILITY OF ITS INDEX APPLICATION TO ASSESS THE TROPHIC STATE OF THE DOBCZYCKI RESERVOIR

**S u m m a r y**

In the last few years the problem of eutrophication has become serious not only in the stagnant waters but also in running waters. The eutrophication focuses the great attention especially when concerns the water used for municipal water supply. The Dobczycki Reservoir which is the subject of the article is such type of dam reservoir. The water intake for community of Cracow is located there. In the literature we can find many opinions that the water of Dobczycki Reservoir has always been vulnerable to eutrophication due to the loads of nutrients transporting by Raba. The problem of assessing the degree of Dobczycki Reservoir's eutrophication was taken because of its utilitarian meaning, not only for cognitive reasons. It demands reliably and detail analysis of measurement data obtained from monitoring to assess the development of the process. The results of long-term period of observations used in analysis made the assessment reliable, allowed to spot some rules of the process and its dynamism. On the basis of analysis it is possible to forecast probable direction of development of the process. The assessment of trophic state was made using the Index of Trophical State ITS. It is one of the more widely using aggregated index. The practice showed that the methods based on threshold values of singular parameters of eutrophication do not reflect exactly the trophic state of water and often provide to not quite correct conclusions. The ITS is the index based on correlation of pH and oxygen content in water, the parameters indirectly expressing the gas balance in water changing together with the balance of production and decomposition of organic matter. This index not require a specific measurements and may be used as a universal method of assessing the trophic state of Dobczycki Reservoir, that was stated by the researches presented in this paper.

**Keywords:** Dobczycki Reservoir, eutrophication, Index of Trophical State (ITS), statistical analysis

DOI:10.7862/rb.2016.166

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 295-313

**Elena NEVEROVA-DZIOPAK**[1]
**Michał PREISNER**[2]

# WPŁYW TECHNOLOGII OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW NA ICH POTENCJAŁ EUTROFIZUJĄCY

Dane statystyczne na temat jakości wód powierzchniowych w okresie 2000-2015 zarówno w Polsce, jak i krajach Unii Europejskiej są alarmujące. Średnio mniej niż 50% jednolitych części wód w Europie i mniej niż 35% jednolitych części wód w Polsce osiągnęła nadrzędny cel Ramowej dyrektywy Wodnej – dobrego stanu wód. Bez względu na ogromne inwestycji w zakresie budowy i modernizacji oczyszczalni ścieków komunalnych stan wód pozostawia wiele do życzenia, a eutrofizacja pozostaje priorytetowym problemem we wszystkich krajach. Wspólną cechą, która charakteryzuje ostatnie zmiany w prawodawstwie różnych państw jest zaostrzenie wymagań dotyczących oczyszczonych ścieków komunalnych w związku z pogarszającym się stanem wód powierzchniowych. Te statystyki wskazują, że nadal istnieją duże luki w zakresie ustalania standardów jakości ścieków oczyszczonych i warunków ich wprowadzenia do środowiska, uzasadnionych ekologicznie i ekonomicznie w oparciu o wiedzę i znajomość mechanizmów procesów przebiegających w odbiornikach. W państwach unijnych graniczne wartości ustalone są przeważnie na stężenia azotu ogólnego i fosforu ogólnego, rzadko normowane na inne formy tych pierwiastków w ściekach oczyszczonych. Jednak najbardziej niebezpiecznymi formami substancji biogennych potęgujących proces eutrofizacji, są ich bioprzyswajalne, tj. mineralne formy i ich udział w ściekach oczyszczonych wprowadzanych do odbiornika. Celem niniejszego artykułu jest analiza wpływu technologii oczyszczania ścieków na strukturę zawartości różnych form azotu i fosforu w ściekach oczyszczonych w celu ustalenia ich potencjału eutrofizującego poprzez udział bioprzyswajalnych form substancji biogennych. Badaniom poddano ścieki oczyszczone w nowoczesnych oczyszczalniach „Viikinmaki" w Helsinkach (Finlandia) i „Kujawy" w Krakowie.

**Słowa kluczowe:** ścieki komunalne, technologia oczyszczania, potencjał eutrofizujacy, bioprzyswajalne formy azotu i fosforu.

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Elena Neverova-Dziopak, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska, al. Mickiewicza 30, paw. C-4, 30-059 Kraków, *elenad@agh.edu.pl*

[2] Michał Preisner, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska, al. Mickiewicza 30, paw. C-4, 30-059 Kraków, *preisner@agh.edu.pl*

## 1. Wstęp

Krajowy program oczyszczania ścieków komunalnych [10] jest podstawowym elementem wdrażania postanowień unijnej Dyrektywy Ściekowej 91/271/EWG [2]. Planowane nakłady inwestycyjne na oczyszczanie ścieków komunalnych w Polsce w latach 2000-2015 wynosiły 12,3 mld zł [10]. Miało to przyczynić się do osiągniecia nadrzędnego celu Ramowej Dyrektywy Wodnej – ochrony wód przed zanieczyszczeniem i degradacją, które w roku 2015 w państwach unijnych powinny były osiągnąć stanu co najmniej „dobrego" [2].

Jednak według Raportu Stan Środowiska Przyrodniczego za 2014 rok [4] 4594 wśród ocenionych części jednolitych wód w Polsce (4586 rzek i 10 zbiorników zaporowych) tylko 853 (18%) osiągnęły stan „dobry". Wyniki oceny stanu jezior wskazują, że tylko 403 jednolite części wód jeziornych (38,8%) charakteryzują się „dobrym" stanem. Wody przejściowe i przybrzeżne osiągnęły najwyżej stan „umiarkowany", natomiast stan wód polskiej strefy morza Bałtyckiego w żadnym z akwenów ocenianych pod kątem eutrofizacji nie został oceniony jako dobry [4].

Również w Europie do tej pory stan ponad 50% wód powierzchniowych jest oceniany „poniżej dobrego". Punktowe i rozproszone źródła zanieczyszczeń nadal powodują znaczne presje na środowisko wodne w UE – odpowiednio 38% oraz 22%. Jednym z głównych zagrożeń dla dobrego stanu wód jest w dalszym ciągu eutrofizacja, spowodowana zbyt dużym ładunkiem substancji biogennych. Nadmiar substancji biogennych występuje w około 30% części wód w 17 państwach członkowskich, w tym w Polsce [3]. Te statystyki wskazują, że nadal istnieją duże luki w zakresie ustalania standardów jakości ścieków oczyszczonych i warunków ich wprowadzenia do środowiska, uzasadnionych ekologicznie i ekonomicznie w oparciu o wiedzę i znajomość mechanizmów procesów przebiegających w odbiornikach.

Nowoczesne oczyszczalnie mają obowiązek dostosowania się do nowych bardzo restrykcyjnych wymagań, dotyczących zawartości substancji biogennych w ściekach oczyszczonych, ustalonych nieraz na poziomie poniżej wykrywalności/dokładności pomiaru za pomocą nowoczesnej aparatury badawczej. W celu osiągniecia tak restrykcyjnych standardów stosuje się zaawansowane technologie charakteryzujące się dużymi nakładami na energię elektryczną i reagenty chemiczne bez uwzględnienia wiedzy na temat, jakie formy substancji biogennych w rzeczywistości przez roślinność mogą potęgować procesy eutrofizacji [1]. Należy zauważyć, ze w państwach unijnych normowane są przeważnie stężenia azotu ogólnego i fosforu ogólnego, rzadko ustala się normy na inne formy tych pierwiastków w ściekach oczyszczonych [15]. Jednak najbardziej niebezpiecznymi formami substancji biogennych potęgujących proces eutrofizacji, są ich bioprzyswajalne, tj. mineralne formy i ich udział w ściekach oczyszczonych wprowadzanych do odbiornika, warunkujące „potencjał eutrofizujacy" ścieków. W związku z tym wiedza o zawartości bioprzyswajalnych form azotu i fosforu

w ściekach wprowadzanych do odbiornika pozwoliłaby na bardziej racjonalny dobór technologii ich oczyszczania dlatego, że zaawansowane technologie głębokiego usuwania biogenów są wyjątkowo drogimi inwestycjami.

Celem niniejszego artykułu jest analiza wpływu technologii oczyszczania ścieków na strukturę zawartości różnych form azotu i fosforu w ściekach oczyszczonych w celu ustalenia ich potencjału eutrofizującego poprzez udział bioprzyswajalnych form substancji biogennych. Badaniom poddano ścieki oczyszczane w nowoczesnych oczyszczalniach „Viikinmaki" w Helsinkach (Finlandia) i „Kujawy" w Krakowie.

## 2. Aspekty prawne

Wymagany stopień redukcji zawartości zanieczyszczeń w ściekach komunalnych, zgodnie z unijną Dyrektywą Ściekową, został ustalony w zależności od wielkości aglomeracji, wyrażonej przez równoważną liczbę mieszkańców (RLM), typu odbiornika ścieków i jego wrażliwości na eutrofizację. Polska, jak i Finlandia zidentyfikowała wszystkie jednolite części wód powierzchniowych jako obszary wrażliwe na eutrofizację [2]. Wymagania dotyczące ścieków komunalnych wprowadzone przez Dyrektywę 91/271/EWG, obowiązujące państwa członkowskie przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Wymagania dotyczące ścieków komunalnych odprowadzanych z oczyszczalni do środowiska wodnego na terenie UE (na podstawie [2])

Table 1. Municipal effluent regulations in EU member states (based on [2])

| **Nazwa wskaźnika** | **Stężenie, mg/l** | **Minimalny procent redukcji, %** |
|---|---|---|
| $BZT_5$ | 25 | 70-90 |
| ChZT | 125 | 75 |
| Zawiesiny ogólne | 35 (więcej niż 10 000 RLM)<br>60 (2 000 – 10 000 RLM) | 90 (więcej niż 10 000 RLM)<br>70 (2 000 – 10 000 RLM) |
| Fosfor ogólny (dla obszarów wrażliwych) | 2 (10 000 - 100 000 RLM)<br>1 (więcej niż 100 00 RLM) | 80 |
| Azot ogólny (dla obszarów wrażliwych) | 15 (10 000 - 100 000 RLM)<br>10 (więcej niż 100 00 RLM) | 70-80 |

Finlandia, jako członek UE oraz kraj-sygnatariusz Konwencji Helsińskiej opiera się w swoim prawodawstwie na normach unijnych, jednak bardzo restrykcyjnie przestrzega zaleceń komisji HELCOM. W Finlandii jakość ścieków

oczyszczonych jest ustalona przez Rozporządzenie Fińskiego Ministerstwa Środowiska 886 z dnia 12 października 2006 roku (tab. 2) [5].

Tabela 2. Wymagana jakości ścieków oczyszczonych obowiązujące w Finlandii (na podstawie [5])
Table 2. Effluent quality requirements in Finland (based on [5])

| **Nazwa wskaźnika** | **Sposób oczyszczania/ RLM** | **Maksymalne stężenie, mg/l** | **Minimalny stopień redukcji, %** |
|---|---|---|---|
| $BZT_7$ | Mechaniczno--biologiczny | 30 | 70 |
| ChZT | | 125 | 75 |
| Zawiesina ogólna | | 35 | 90 |
| Azot ogólny | 10 000-100 000 | 15 | 70 |
| | > 100 000 | 10 | - |
| Fosfor ogólny | < 2 000 | 3 | 80 |
| | 2 000-100 000 | 2 | - |
| | > 100 000 | 1 | - |

Od 2010 roku HELCOM wprowadziła bardziej restrykcyjne normy zawartości azotu ogólnego i fosforu ogólnego w oczyszczonych ściekach komunalnych. W rekomendacjach HELCOM 28E/5 „Oczyszczanie ścieków komunalnych" zaostrzone wymagania dotyczą oczyszczalni ścieków o RLM > 100 000 (tab. 3). Poniższe wymagania miały być zrealizowane stopniowo do końca 2015 roku, co znalazło swoje odzwierciedlenie w jakości ścieków komunalnych oczyszczanych w miejskiej oczyszczalni w Finlandii.

Wymogi Unii Europejskiej dotyczące oczyszczonych ścieków komunalnych znalazły swoje transpozycje do prawodawstwa polskiego w postaci Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego [18]. Graniczne wartości podstawowych wskaźników jakości ścieków przedstawia tabela 4.

Porównanie standardów jakości ścieków pod względem substancji biogennych obowiązujących w Finlandii zgodnie z Rekomendacjami HELCOM 28E/5 i w Polsce zgodnie z obowiązującym Rozporządzeniem przedstawia tabela 5.

Tabela 3. Graniczne wartości wskaźników jakości ścieków wg nowych rekomendacji HELCOM (na podstawie [6])

Table 3. Limit values of effluent quality according to the new recommendations of HELCOM (based on [6])

| **Nazwa wskaźnika** | **RLM** | **Maksymalne stężenie, mg/l** | **Minimalny stopień redukcji, %** |
|---|---|---|---|
| $BZT_5$ | 2 000-10 000 | 15 | 80 |
| | 10 000-100 000 | 15 | 80 |
| | > 100 000 | 15 | 80 |
| Azot ogólny | 2 000 – 10 000 | - | 30 przy bezpośrednim zrzucie do morza |
| | 10 000-100 000 | 15 | 70-80 przy zrzucie bezpośrednim lub pośrednim do wód wrażliwych |
| | > 100 000 | 10 | 70-80 przy zrzucie bezpośrednim lub pośrednim do wód wrażliwych |
| Fosfor ogólny | 2 000 – 10 000 | 1 | 80 przy bezpośrednim zrzucie do morza |
| | 10 000-100 000 | 0,5 | 90 przy zrzucie bezpośrednim lub pośrednim do morza |
| | > 100 000 | 0,5 | 90 przy zrzucie bezpośrednim lub pośrednim do morza |

Tabela 4. Graniczne wartości podstawowych wskaźników jakości ścieków zgodnie z aktualnym Rozporządzeniem (na podstawie [18])

Table 4. Sewage quality indicators in accordance with the current Regulation (based on [18])

| **Nazwa wskaźnika** | **RLM** | **Maksymalne stężenie, mg/l** | **Minimalny stopień redukcji, %** |
|---|---|---|---|
| Azot ogólny | < 2 000 | - | - |
| | 2 000-9 999 | - | - |
| | 10 000-14 999 | 15 | 70-80 |
| | 15 000-99 999 | 15 | 70-80 |
| | > 100 000 | 10 | 70-80 |
| Fosfor ogólny | < 2 000 | n/n | - |
| | 2 000-9 999 | n/n | - |
| | 10 000-14 999 | 2 | 80 |
| | 15 000-99 999 | 2 | 80 |
| | > 100 000 | 1 | 80 |

Tabela 5. Wymagania dotyczące jakości ścieków oczyszczonych w Finlandii i Polsce (na podstawie [5, 18])

Table 5. Requirements for treated wastewater in Finland and in Poland (based on [5, 18])

| **Nazwa wskaźnika** | **RLM** | **Maksymalne stężenie, mg/l** | | **Minimalny stopień redukcji, %** | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Finlandia | Polska | Finlandia | Polska |
| Azot ogólny | < 2 000 | - | - | 30 | - |
| | 2 000-9 999 | - | - | 30 | - |
| | 10 000-99 999 | 15 | 15 | 70-80 | 70-80 |
| | > 100 000 | 10 | 10 | 70-80 | 70-80 |
| Fosfor ogólny | < 2 000 | 1 | - | - | - |
| | 2 000-9 999 | 1 | - | - | - |
| | 10 000-99 999 | 0,5 | 2 | 90 | 80 |
| | > 100 000 | 0,5 | 1 | 90 | 80 |

## 3. Bioprzyswajalność substancji biogennych

Stan troficzny wód zależy nie tyle od zawartości związków azotu i fosforu w wodzie, ile od ich dostępności dla organizmów roślinnych, która z kolei zależy od całego szeregu czynników. Specyfika mineralnego odżywiania roślinności wodnej nie jest do końca zbadana, ze względu na wysoki stopień komplikacji tych procesów w środowisku wodnym i ich zależności od wielu czynników. Podstawową rolę w rozwoju roślinności wodnej odgrywają mineralne formy azotu i fosforu bezpośrednio przyswajalne przez roślinność [13, 16, 17, 20]. Za najbardziej przyswajalne przez fitoplankton i wyższą roślinność wodną formy związków fosforu uznane są ortofosforany $P\text{-}PO_4$ [14, 19]. Do najlepiej przyswajalnych form azotu należy azot azotanowy, który dobrze przyswajają niektórzy przedstawiciele gatunku sinic i zielenic. Istnieją gatunki dla których najbardziej odpowiednią formą jest azot amonowy, natomiast najmniej przyswajalną forma jest azot azotynowy [14, 19]. Analiza form specjacyjnych fosforu w wodzie przedstawionych w tabeli 6 pozwala stwierdzić, że nie istnieje dużo bioprzyswajalnych związków fosforu, który w większości przypadków jest uważany za główny czynnik ograniczający eutrofizację.

Informacja i wiedza na temat bioprzyswajalnosci różnych form substancji biogennych może stanowić naukową podstawę opracowania dopuszczalnych wartości fosforu w ściekach oczyszczonych i doboru odpowiednich technologii skutecznych pod względem usuwania form bioprzyswajalnych.

Tabela 6. Klasyfikacja form fosforu w wodzie (na podstawie [1])

Table 6. Classification scheme od phosphorus in water (based on [1])

| Formy fosforu | Reaktywność | Bioprzyswajaność | Przykładowe związki |
|---|---|---|---|
| Fosfor mineralny | + | + | Diwodorofosforan wapnia $CaH_2PO_4$ |
| | - | - | Fosforan glinu $AlPO_4$; Difosforan $P_2O_7^{4-}$ |
| | + | - | Apatyt $Ca_3(PO_4)_2$ +($CaF_2$)/ $CaCl_2$ |
| | - | + | Tripolifosforany $P_3O_{10}$ |
| Fosfor organiczny | - | + | ATP, DNA, RNA |
| | - | - | Kwas fitynowy (heksafosforan inozytolu ) |
| Fosfor humusowy | + | - | Związki humusowe |

## 4. Charakterystyka badanych obiektów

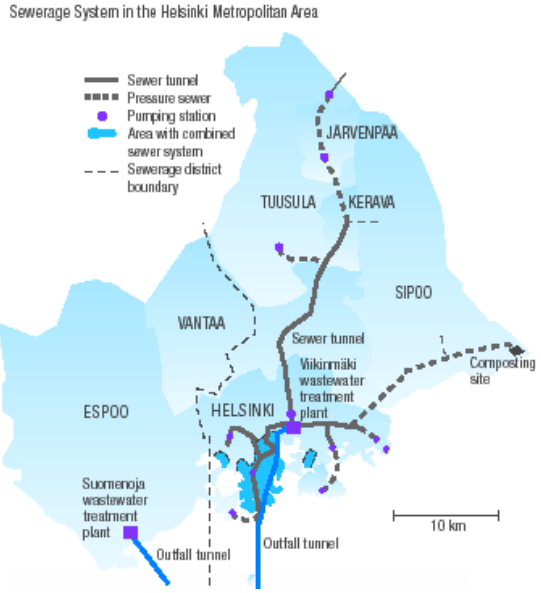
### Charakterystyka oczyszczalni „Viikinmaki" (Helsinki, Finlandia)

Na początku lat 90-tych w Helsinkach funkcjonowało 11 oczyszczalni ścieków. W trakcie modernizacji systemu gospodarki wodno-ściekowej ich liczba stopniowo się zmniejszała. W 1994 roku oddano do użytku nową oczyszczalnię ścieków „Viikinmaki" [8]. Lokalizacja oczyszczalni została przedstawiona na rysunku 1.

Do dziś jest to jedna z największych oczyszczalni ścieków w krajach nordyckich, a jej przepustowość wynosi ok. 800 000 RLM (270 000 $m^3$/dobę) [12]. Obiekt oczyszcza ścieki z Helsinek oraz miejscowości Kerava, Tuusula, Järvenpää i Sipoo. 85% ścieków dopływających do tej oczyszczalni to są ścieki komunalne, natomiast 15% to ścieki przemysłowe.

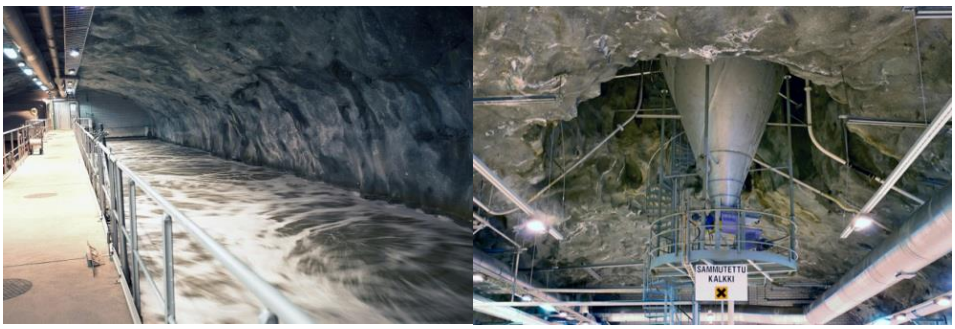
Oczyszczalnia ta jest wyjątkowa w skali światowej ze względu na ulokowanie obiektów technologicznych w skale. Wszystkie z ośmiu linii technologicznych oczyszczalni znajduje się w podziemnych, kamiennych jaskiniach (rys. 2). Ścieki oczyszczone są kierowane do ponad 16-kilometrowego tunelu (rys. 3), którego wylot znajduje się 8 km od brzegu, na głębokości 20 m pod poziomem wód Zatoki Fińskiej.

W pozwoleniu wodnoprawnym dla oczyszczalni „Viikinmaki" zakłada się następujące parametry ścieków oczyszczonych: $BZT_7$ < 8 mg/l (> 95% redukcji), fosforu ogólnego < 0,3 mg/l (> 95 % redukcji), azotu ogólnego <8 mg/l (70 – 80 % redukcji) [9].




Rys. 1. Lokalizacja oczyszczalni ścieków "Viikinmaki" (na podstawie [9])

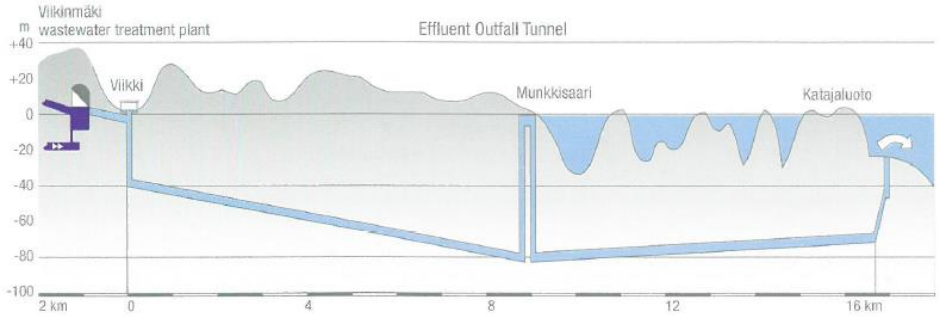
Figure 1. Location of wastewater treatment plant "Viikinmaki" (based on [9])



Rys. 2. Wykute w skale obiekty technologiczne oczyszczalni ścieków "Viikinmaki" w Helsinkach (na podstawie [11])

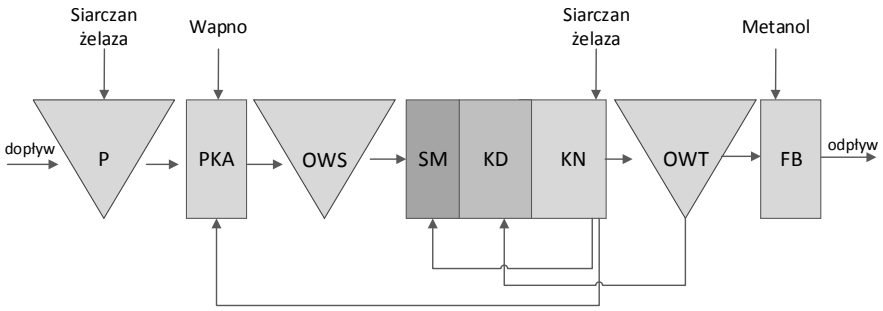
Fig. 2. Hidden in caves technological objects of "Viikinmaki" WWTP in Helsinki (based on [11])

Technologia oczyszczania ścieków składa się z trzech etapów: mechanicznego, biologicznego (osad czynny z nitryfikacja-denitryfikacja) wspomaganego symultanicznym strącaniem fosforu i etapu post-filtracji na filtrach biologicznych. Schemat technologiczny oczyszczalni „Viikinmaki" przedstawia rysunek 4.




Rys. 3. Profil podłużny tunelu odprowadzającego ścieki z oczyszczalni „Viikinmaki" w Helsinkach (na podstawie [12])

Fig. 3. Profile of the discharge tunnel WWTP "Viikinmaki" in Helsinki (based on [12])




Rys. 4. Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków "Viikinmaki" w Helsinkach: P - piaskownik, PKA - komora pre-aeracji, OWS - osadnik wstępny, SM - strefa mieszkania, KD - komora denitryfikacji, KN - komora nitryfikacji, OWT - osadnik wtórny, FB - filtr biologiczny

Fig. 4. Technological scheme of „Viikinmaki" WWTP in Helsinki

## Charakterystyka oczyszczalni „Kujawy"

Oczyszczalnia ścieków „Kujawy" to druga co do wielkości oczyszczalnia w Krakowie. Jej przepustowość w 2013 roku wynosiła 342 333 RLM. Planowana jest rozbudowa obiektu do przepustowości 426 667 RLM. Obecnie do oczyszczalni dopływa średnio 54 900 $m^3$ ścieków na dobę [7], które po oczyszczeniu trafiają do odbiornika – rzeki Wisły. Oczyszczalnia „Kujawy" jest to oczyszczalnia mechaniczno-biologiczna z wzmożonym usuwaniem związków biogennych z możliwością strącania chemicznego fosforu. Lokalizację oczyszczalni przedstawia rysunek 5.

Obowiązujące do końca 2014 roku pozwolenie wodnoprawne [7] wymagało redukcji BZT5 do 15 mg/l, ChZT do 125 mg/l, zawiesiny ogólnej do 35 mg/l, azotu ogólnego do 22,5 mg/l oraz fosforu ogólnego do 1,5 mg/l. Obecnie obowiązujące pozwolenie jest dostosowane do wymogów narzuconych przez unijną

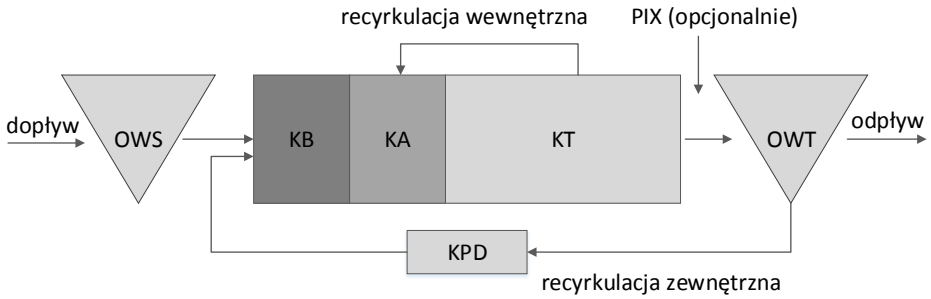
dyrektywę ściekową i zakłada zaostrzenie dopuszczalnego stężenia azotu ogólnego do 10 mg/l oraz fosforu ogólnego do 1 mg/l.




Rys. 5. Lokalizacja oczyszczalni „Kujawy” (na podstawie [7])

Fig. 5. Location of wastewater treatment plant "Kujawy" (based on [7])

Każdy z reaktorów biologicznych to trzyfazowy reaktor z wydzielonymi fazami: beztlenową, niedotlenioną i tlenową, z wewnętrzną recyrkulacją. Na drodze recyrkulacji osadu (recyrkulacja zewnętrzna) zastosowano komorę predenitryfikacji (rys. 6).




Rysunek 6. Schemat technologiczny oczyszczalni ścieków "Kujawy": OWS – osadnik wstępny, KB – komora beztlenowa, KA – komora anoksyczna, KT – komora tlenowa, OWT – osadnik wtórny, KPD – komora predenitryfikacji

Fig. 6. Technological scheme of „Kujawy” WWTP in Krakow

Na etapie oczyszczania biologicznego zastosowano reaktory biologiczne, w których prowadzony jest proces niskoobciążonego osadu czynnego w technologii BARDENPHO - zmodyfikowany. Reaktory biologiczne składają się z: 1 komory beztlenowej - cyrkulacyjnej, 2 komór niedotlenionych, 2 komór fakultatywnych (tlenowo niedotlenionych), 4 komór tlenowych i 1 komory predenitryfikacji. Proces prowadzony jest z zastosowaniem recyrkulacji wewnętrznej i zewnętrznej. W przypadku, gdy w procesie defosfatacji biologicznej nie

osiąga się wymaganego efektu przewidziano możliwość dodatkowego strącania fosforu z wykorzystaniem siarczanu żelaza (III) jako koagulantu. Oczyszczanie biologiczne kończy sedymentacja osadu w osadnikach wtórnych.

Osad wstępny za pomocą pomp jest kierowany do stacji zagęszczania grawitacyjnego. Osad wtórny nadmierny jest odwadniany, a następnie trafia do wydzielonych zamkniętych komór fermentacyjnych gdzie następuje odzysk biogazu.

## 5. Analiza zawartości bioprzyswajalnych form substancji biogennych w badanych oczyszczalniach

Dane dotyczące jakości ścieków zostały udostępnione przez przedsiębiorstwa zarządzające analizowanymi oczyszczalniami ścieków. Wartości badanych parametrów zostały odpowiednio uporządkowane i przygotowane do przeprowadzenia analizy. Za podstawę posłużyły średnioroczne wartości stężeń różnych form substancji biogennych badanych w okresie lat 2012 – 2014 (Helsinki – „Viikinmaki") oraz w roku 2013 w krakowskiej oczyszczalni „Kujawy".

Ponieważ głównym przedmiotem badań była zawartość mineralnych form azotu i fosforu w ściekach oczyszczonych, bezpośrednio przyswajalnych przez roślinność wodną, to kolejnym etapem analizy było określenie struktury zawartości poszczególnych form związków biogennych w ściekach. Analizie poddano ścieki surowe, ścieki po mechanicznym i po biologicznym oczyszczaniu oraz ich transformacji w procesie technologicznym w celu oceny wpływu eutrofizującego ścieków oczyszczonych. Wyniki obliczeń zawartości poszczególnych form azotu i fosforu zostały przedstawione w tabelach 7-9.

Tabela 7. Zawartość związków azotu i fosforu w ściekach surowych

Table 7. Nitrogen and phosphorus forms content in raw wastewater

| Oczyszczalnia / rok | $N\text{-}NH_4$ mgN/l | $N\text{-}NO_2$ mgN/l | $N\text{-}NO_3$ mgN/l | N Kj mgN/l | N org. mgN/l | N og. mgN/l | P og. mg/l | $P\text{-}PO_4$ mg/l |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Helsinki 2012 r. | 31,37 | 0 | 0 | 43,15 | 11,77 | 43,15 | 5,852 | 2,8 |
| Helsinki 2013 r. | 37,17 | 0 | 0 | 47,6 | 10,42 | 47,6 | 6,457 | 3,225 |
| Helsinki 2014 r. | 37,3 | 0 | 0,025 | 50,55 | 13,25 | 50,57 | 6,922 | 3,225 |
| Kujawy 2013 r. | 47,26 | 0,02 | 0,13 | 67,54 | 20,28 | 67,65 | 6,60 | 3,71 |

### 5.1. Struktura zawartości form azotu w ściekach

#### Oczyszczalnia ścieków „Viikinmaki" w Helsinkach

Oczyszczalnia ścieków spełnia wymagania prawne dotyczące zawartości związków biogennych w ściekach oczyszczonych. Średnie stężenia azotu ogól-

nego i fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych w analizowanym okresie wynosiły odpowiednio 4,37 mgN/l i 0,22 mgP/l.

Tabela 8. Zawartość związków azotu i fosforu w ściekach po etapie mechanicznym

Table 8. Nitrogen and phosphorus forms content in wastewater after mechanical treatment

| Oczyszczalnia / rok | $N\text{-}NH_4$ mgN/l | $N\text{-}NO_2$ mgN/l | $N\text{-}NO_3$ mgN/l | N Kj mgN/l | N org. mgN/l | N og. mgN/l | P og. mg/l | $P\text{-}PO_4$ mg/l |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Helsinki 2012 r. | 35,17 | 0 | 12,15 | b/d | b/d | b/d | b/d | 0,2 |
| Helsinki 2013 r. | 41,05 | 0 | 12,77 | b/d | b/d | b/d | b/d | 0,2 |
| Helsinki 2014 r. | 40,4 | 0 | 14,07 | b/d | b/d | b/d | b/d | 0,2 |
| Kujawy 2013 r. | 60,63 | 0 | 0,14 | 81,77 | 21,13 | 81,93 | 8,68 | 6,33 |

b/d – brak danych

Tabela 9. Zawartość związków azotu i fosforu w ściekach biologicznie oczyszczonych

Table 9. Nitrogen and phosphorus forms content in biologically treated wastewater

| Oczyszczalnia / rok | $N\text{-}NH_4$ mgN/l | $N\text{-}NO_2$ mgN/l | $N\text{-}NO_3$ mgN/l | N Kj mgN/l | N org. mgN/l | N og. mgN/l | P og. mg/l | $P\text{-}PO_4$ mg/l |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Helsinki 2012 r. | 1,775 | b/d | 1,275 | 3,875 | 2,1 | 5,15 | 0,225 | 0,1 |
| Helsinki 2013 r. | 0,9 | b/d | 1,225 | 2,3 | 1,4 | 3,525 | 0,207 | 0,1 |
| Helsinki 2014 r. | 1,05 | b/d | 1,875 | 2,55 | 1,5 | 4,425 | 0,22 | 0,1 |
| Kujawy 2013 r. | 10,80 | 0,77 | 5,29 | 11,84 | 1,03 | 17,52 | 0,37 | 0,20 |

b/d – brak danych

Analiza struktury zawartości różnych form azotu w ściekach surowych dopływających do oczyszczalni „Viikinmaki" w Helsinkach oparta na danych monitoringu ich jakości w okresie lat 2012 – 2014 pokazała, że głównymi formami jest azot amonowy (75%) i azot organiczny (25%), przy braku azotynów i azotanów. W ściekach oczyszczonych biologicznie brak azotynów, a udział azotu organicznego stanowi średnio 38%, azotu azotanowego - 34% i azotu amonowego - 28%.

**Oczyszczalnia ścieków „Kujawy" w Krakowie**

Oczyszczalnia spełniła wymogi dotyczące zawartości związków biogennych w ściekach oczyszczonych obowiązujące w 2013 roku. Średnie stężenia azotu ogólnego i fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych w analizowanym okresie wynosiły odpowiednio 17,52 mgN/l i 0,37 mgP/l.

Analiza zawartości różnych form związków azotu w ściekach oczyszczanych w oczyszczalni „Kujawy" została przeprowadzona na podstawie danych monitoringu w roku 2013. Pozwoliła ona stwierdzić, że główną formą azotu

w ściekach surowych jest azot amonowy (ok. 70%) oraz azot organiczny (ok. 30%) i nieznaczne ilości azotynów i azotanów ( nieco ponad 1%).

Po etapie mechanicznego oczyszczania zawartość azotu amonowego znacząco wzrasta o 28%, co skutkuje wzrostem zawartości azotu ogólnego odpowiednio o 21%. W ściekach biologicznie oczyszczonych udział różnych form azotu w badanym okresie wynosił odpowiednio: azot organiczny – 6%, azot azotanowy – 30% i azot amonowy – 62%.

Wyniki analizy porównawczej zawartości bioprzyswajalnych form azotu przedstawiono w tabeli 10 i na rysunku 7.

Tabela 10. Udział poszczególnych form azotu w ściekach surowych i oczyszczonych
Table 10. Nitrogen and phosphorus content in raw and biologically treated wastewater

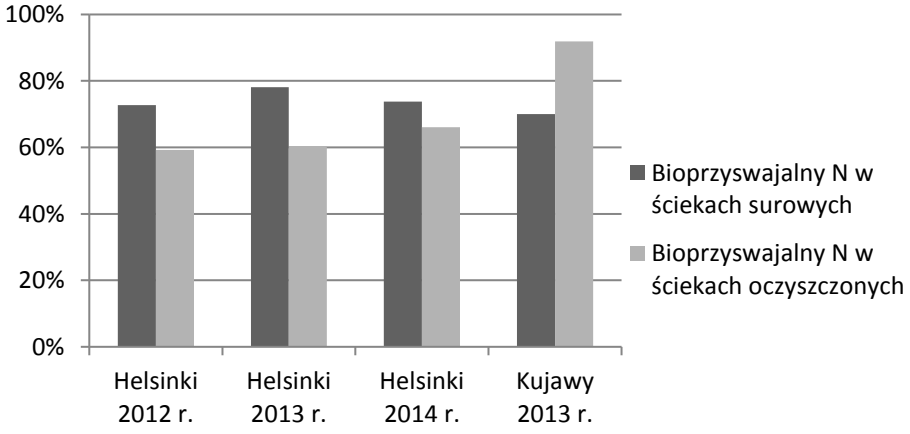
| **Ścieki surowe** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Oczyszczalnia / Rok | N og. mgN/l | N org. mgN/l | N min. mgN/l | N org./ N min. | % zawartości bioprzyswajalnego N |
| Helsinki | 47,11 | 11,82 | 35,29 | 0,34 | 74,87% |
| „Kujawy” | 67,65 | 20,28 | 47,39 | 0,43 | 70,05% |
| **Ścieki oczyszczone** | | | | | |
| Oczyszczalnia / Rok | N og. mgN/l | N org. mgN/l | N min. mgN/l | N org./ N min. | % zawartości bioprzyswajalnego N |
| Helsinki | 4,37 | 1,67 | 2,70 | 0,62 | 61,87% |
| „Kujawy” | 17,52 | 1,03 | 16,10 | 0,06 | 91,87% |

Analiza zawartości udziału procentowego sumy bioprzyswajalnych (mineralnych) form azotu w ściekach surowych pozwala wnioskować, że ścieki dopływające z aglomeracji Helsinki charakteryzują się nieco wyższym udziałem bioprzyswajalnego azotu (ok. 75%) niż ścieki dopływające do oczyszczalni z aglomeracji krakowskiej (ok. 70%), co nie stanowi istotnej różnicy.

Natomiast w ściekach po oczyszczaniu biologicznym odprowadzanych z oczyszczalni „Viikinmaki” udział bioprzyswajalnych form azotu wynosi ok. 62%, a w ściekach oczyszczonych w OŚ „Kujawy” udział ten wynosi aż 92%. Przy czym ścieki z OŚ „Kujawy” charakteryzują się bardzo niską zawartością azotu organicznego i bardzo wysoką zawartością azotu amonowego i dość wysoką zawartością azotu azotanowego.

W ściekach odpływających w oczyszczalni „Viikinmaki” wszystkie trzy formy mineralnego azotu zawarte są w zbliżonych proporcjach z przewagą azotu organicznego. Porównując procent zawartości bioprzyswajalnych form azotu w ściekach surowych i oczyszczonych można zauważyć, że w ściekach oczysz-

czonych w OŚ „Viikinmaki" ich udział zmniejszył się o 17%, natomiast w ściekach oczyszczonych z OŚ „Kujawy" udział form bioprzyswajalnych wzrósł o 24% (rys. 7).




Rys. 7. Zawartość bioprzyswajalnych form azotu w ściekach surowych i oczyszczonych (suma $N\text{-}NO_3$, $N\text{-}NO_2$ i $N\text{-}NH_4$)

Fig. 7. Content of bioavailable nitrogen compounds in raw and treated wastewater (the sum of $N\text{-}NO_3$, $N\text{-}NO_2$ i $N\text{-}NH_4$)

## 5.2. Struktura zawartości form fosforu w ściekach

### Oczyszczalnia ścieków „Viikinmaki" w Helsinkach

Fosfor w ściekach surowych dopływających do oczyszczalni w Helsinkach występuje w postaci fosforu organicznego (52%) i fosforanów (48%). Po etapie mechanicznego oczyszczania i wstępnym strącaniu zawartość fosforanów zmniejsza się o 92,8%, a po biologicznym oczyszczaniu i strącaniu symultanicznym - o 96,4%. Udział fosforu organicznego i fosforanów w ściekach oczyszczonych wynosi odpowiednio 54,5 % i 45,5%.

### Oczyszczalnia ścieków „Kujawy" w Krakowie

Na zawartość fosforu w dopływie do oczyszczalni „Kujawy" składają się w 56% fosfor fosforanowy i w 44% fosfor organiczny. Po mechanicznym oczyszczaniu zawartość fosforanów zwiększą się do 73%, a zawartość fosforu organicznego wynosi 27%. W ściekach biologicznie oczyszczonych 54% fosforu w odpływie stanowiły fosforany, a pozostałe 46% fosfor organiczny.

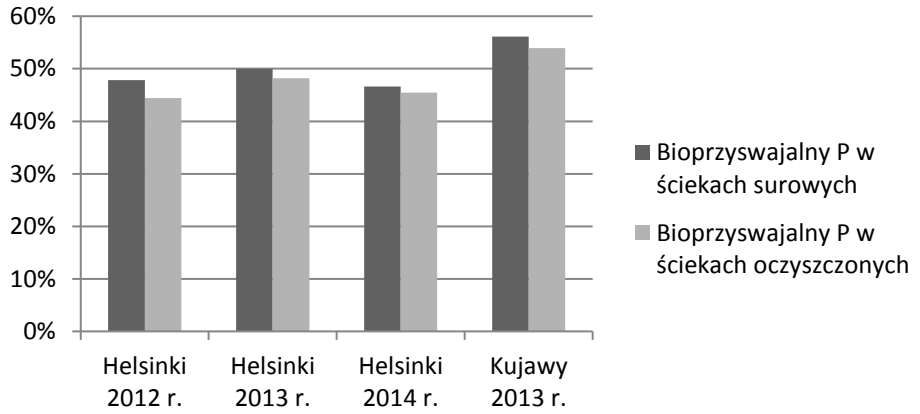
Wyniki analizy porównawczej zawartości poszczególnych form fosforu przedstawia tabela 11.

Tabela 11. Formy fosforu w ściekach surowych i oczyszczonych

Table 11. Compounds of phosphorus in raw and treated wastewater

| **Ścieki surowe** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Oczyszczalnia / Rok | P og. mg/l | P org. mgP/l | P min. mgP/l | P org./ P min. | % zawartości bioprzyswajalnego P |
| Helsinki | 6,411 | 3,328 | 3,083 | 1,08 | 48,12% |
| „Kujawy” | 6,599 | 3,233 | 3,705 | 0,87 | 56,14% |
| **Ścieki oczyszczone** | | | | | |
| Oczyszczalnia / Rok | P og. mg/l | P org. mg/l | P min. mg/l | P org./ P min. | % zawartości bioprzyswajalnego P |
| Helsinki | 0,218 | 0,118 | 0,100 | 1,17 | 46,03% |
| „Kujawy” | 0,373 | 0,172 | 0,201 | 0,85 | 53,93% |

Średni udział bioprzyswajalnych form fosforu (fosforanów) w ściekach surowych dopływających do oczyszczalni „Kujawy” jest tylko o 8% większy, niż w ściekach z aglomeracji Helsinek. Taka sama różnica charakteryzuje i ścieki oczyszczone (rys. 8).




Rys. 8. Zawartość bioprzyswajalnych form fosforu w ściekach surowych i oczyszczonych

Fig. 8. Content of bioavailable phosphorus compounds in raw and treated wastewater

Efektywność usuwania związków biogennych w badanych technologiach z uwzględnieniem udziału bioprzyswajalnych form azotu i fosforu przedstawia tabela 12.

Tabela 12. Porównanie efektywności usuwanie związków azotu i fosforu

Table 12. Comparison of efficiency of removal of nitrogen and phosphorus

| **Oczyszczalnia ścieków** | **„Viikinmaki”** | **„Kujawy”** |
|---|---|---|
| Technologia oczyszczania | Osad czynny z nitryfikacją i denitryfikacją + symultaniczne strącanie P + filtry biologiczne | BARDENPHO + opcjonalne strącanie P |
| Efektywność usuwania N og. | 90,73% | 74,10% |
| Zawartość bioprzswajalnego N | 74,87% | 70,05% |
| Efektywność usuwania P og. | 96,61% | 94,34% |
| Zawartość bioprzswajalnego P | 61,87% | 91,87% |

## 6. Wnioski

1. Informację na temat stanu wód powierzchniowych i dane statystyczne zawarte w raportach na temat stanu środowiska wodnego w państwach unijnych i Polsce wskazują, że nadal istnieją duże luki w zakresie ustalania standardów jakości ścieków oczyszczonych i warunków ich wprowadzenia do środowiska, które byłyby uzasadnione ekologicznie i ekonomicznie w oparciu o wiedzę i znajomość mechanizmów procesów przebiegających w odbiornikach.
2. Wysokość kosztów inwestycji w zakresie oczyszczania ścieków w Polsce w latach 2000-2015 jest niewymierna do niskiego poziomu uzyskanych efektów poprawy stanu jednolitych części wód.
3. Założenie Ramowej Dyrektywy Wodnej o osiągnięciu co najmniej dobrego stanu wszystkich jednolitych części wód w krajach należących do Unii Europejskiej okazało się nieco utopijne. Cel ten został osiągnięty średnio dla 40% wód w obszarze UE.
4. Analiza wymagań dotyczących jakości ścieków oczyszczonych w różnych krajach pod względem zawartości substancji biogennych pozwala wnioskować, że w prawodawstwie większości państw unijnych nie bierze się pod wagę zawartości mineralnych form azotu i fosforu, które są bezpośrednio przyswajalne dla roślinności wodnej i natychmiast włączają się w procesy rozwoju roślinności wodnej.
5. Stan troficzny wód zależy nie tyle od zawartości związków azotu i fosforu w wodzie, ile od ich dostępności dla organizmów roślinnych, która z kolei zależy od całego szeregu czynników. W związku z tym, wpływ oczyszczonych ścieków na rozwój procesów eutrofizacji w dominującym stopniu uwarunkowany jest zawartością przyswajalnych form azotu i fosforu w ściekach oraz warunków panujących w odbiornikach.

6. Analiza aktów prawnych reglamentujących jakość oczyszczonych ścieków w dwóch państwach unijnych, Finlandii i Polski, bazujących na unijnej dyrektywie ściekowej, pozwoliła jednak na dostrzeżenie dość znacznych różnic w krajowych normatywach jakości ścieków oczyszczonych. Finlandia posiada znacznie bardziej rygorystyczne wymagania pod względem stężeń fosforu ogólnego dla oczyszczalni ścieków o dużej przepustowości niż Polska. W odróżnieniu od Polski, w Finlandii są ustalone również dość ostre normatywy zawartości substancji biogennych dla oczyszczalni o małej przepustowości, zaś w Polsce nie są one normowane dla takich obiektów.
7. Analiza porównawcza efektywności usuwania biogenów w dwóch badanych nowoczesnych oczyszczalniach pokazała, że oba obiekty spełniają zarówno wymagania zawarte w odpowiednich Rozporządzeniach krajowych oraz pozwoleniach wodnoprawnych i charakteryzują się wysokim stopniem redukcji azotu ogólnego i fosforu ogólnego na poziomie wymagań dyrektywy ściekowej UE.
8. Efektywność usuwania azotu ogólnego w oczyszczalni „Viikinmaki" (90,7%) znacznie przekracza efektywność usuwania azotu ogólnego w oczyszczalni „Kujawy" (74%), przy czym ścieki oczyszczone w oczyszczalni „Viikinmaki" zawierają znacznie mniej bioprzyswajalnych form azotu (62% i 92% odpowiednio).
9. Efektywność usuwania fosforu ogólnego w obu oczyszczalniach była wysoka („Viikinmaki" – 97%; „Kujawy" – 95%), natomiast zawartość bioprzyswajalnego fosforu w odpływie z oczyszczalni „Viikinmaki" była znacznie niższa, niż z odpływie z oczyszczalni „Kujawy" (62% i 92% odpowiednio).
10. W wyniku przeprowadzonej analizy okazało się, że technologia oczyszczania ścieków w Helsinkach oparta na metodzie osadu czynnego z nitryfikacją-denitryfikacją, symultanicznym strącaniem fosforu oraz biologiczną postfiltracją okazuje się być bardziej efektywna pod względem zapobiegania eutrofizacji, niż technologia z zaawansowanym biologicznym usuwaniem związków azotu i fosforu oraz strącaniem fosforanów, stosowana w oczyszczalni „Kujawy".
11. Zaawansowane technologie głębokiego usuwania biogenów są wyjątkowo drogimi inwestycjami, których celem jest zapobieganie rozwoju procesu eutrofizacji w odbiornikach. Głównym czynnikiem eutrofizacji jest zawartość w ściekach oczyszczonych takich form substancji biogennych, które są bezpośrednio przyswajalne przez roślinność wodną. W związku z tym wiedza o zawartości bioprzyswajalnych form azotu i fosforu w ściekach wprowadzanych do odbiornika pozwoliłaby na uzasadniony pod względem ekologicznym i ekonomicznym dobór technologii ich oczyszczania.

## Literatura

[1] Brett M.T., Li B.: Alternatives to bioassays for effluent phosphorus measurement. The Bioavailable Phosphorus (BAP) Fraction in Effluent from Advanced Secondary and Tertiary Treatment (NUTR1R06m). Executive Summary. WERF Water Environment Research Foundation, www.werf.org.

[2] Council Directive 91/271/EEC of 21 May 1991 concerning urban waste-water treatment.

[3] European Environment Agency: The European environment - state and outlook 2015. Synthesis Report. EEA, 2015.

[4] Główny Inspektorat Ochrony Środowiska: Stan środowiska przyrodniczego w Polsce. Raport 2014, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 2014.

[5] Government Decree on Urban Waste Water Treatment 888/2006 Issued in Helsinki 12 October 2006.

[6] HELCOM Recommendation 28E/5 Municipal wastewater treatment, HELCOM Baltic Sea Action Plan adopted on 15 November 2007 in Krakow, Poland by the HELCOM Extraordinary Ministerial Meeting.

[7] http://wodociagi.krakow.pl/o-firmie/oczyszczalnia-Kujawy.html

[8] http://www.da-voda.com/vodogalereya/chistaya-voda-s-izyuminkoj-samye-neobychnye-ochistnye-sooruzheniya-v-mire/Viiki

[9] http:// www.helcom.fi/ Documents/ Action%20areas/ Industrial %20releases/17_M.pdf.

[10] .http://www.kzgw.gov.pl/pl/Krajowy-program-oczyszczania-sciekow-komunalnych.html.

[11] https://www.flickr.com/photos/sameli/sets/72157607704932823/.

[12] https://www.hsy.fi/en/experts/water-services/wastewater-treatment-plants/Viikinmaki/Pages/default.aspx.

[13] Likens G.E.: River Ecosystem Ecology: A Global Perspective.; Academic Press, Mar 29, 2010, 424 pages, ISBN 0123819997, 9780123819994 from: https://books.google.pl/books?id=v5VHWWrK_SsC&printsec=frontcover&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false.

[14] Materiały Instytutu Biologii wód wewnętrznych Rosyjskiej Akademii Nauk: Pierwicznajaprodukcja, mineralnojepitanie, krugoworot osnownych biogennych elementow, from http://ibiw.ru/index.php?p=edu/eco/eco2.

[15] Neverova-Dziopak E., Preisner M.: Analiza metod ustalania warunków wprowadzania ścieków komunalnych do odbiorników w wybranych państwach, Ochrona Środowiska, vol. 37, No. 1, Wrocław 2015, pp. 3-9.

[16] Oliver R.L., Boon P.I.: Bioavailability of nutrients in turbid waters, Murray-Darling Freshwater Research Centre, 1992, from: http://arrow.latrobe.edu.au:8080/vital/access/manager/Repository/latrobe:33684;jsessionid=BD76B90584303CDEE3D8B0AC6736A7CC.

[17] Pehlivanoglu E., Sedlak D.L.: Bioavailability of wastewater-derived organic nitrogen to the alga Selenastrum Capricornutum. Water Research, vol. 38, Issues 14–15, August–September 2004, Pages 3189–3196, doi:10.1016/j.watres.2004.04.027.

[18] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. 2014 poz. 1800).

[19] Sadczykov A.P., Kudriaszov M.A.: Ekologia przybrzeżno-wodnojrastitelnosti. - M.: W-wo NIA-Priroda, REFIA, Moskwa 2004. - 220 c., ISBN 5-7844-0107-6, from: http://ecopolis kosino.narod.ru/olderfiles/1/SADCHIKOV_eco_vod_rast.pdf.

[20] Schwartz M.: Encyclopedia of Coastal Science. Springer Science & Business Media, Nov 8, 2006, 1211 pages, ISBN 1402038801, 9781402038808.

## THE IMPACT OF WASTEWATER TREATMENT TECHNOLOGY ON THEIR EUTROPHICATION POTENTIAL

**S u m m a r y**

The statistics on surface water quality in the period 2000-2015, in Poland and European Union are alarming. On average, less than 50% of water bodies in Europe and not less than 35% in Poland reached the primary aim of Water Framework Directive - good water status. Regardless of the fact that huge investments in the construction and modernization of wastewater treatment plants water status has not improved enough and eutrophication remains a priority issue in all countries. A common feature that characterizes the recent changes in the legislation of different countries are tightening requirements for treated wastewater treatment due to deteriorating surface water quality. These statistics indicate that there are still large gaps in the setting of quality standards for effluent and the conditions of their discharge, environmentally and economically reasonable based on the knowledge and understanding the mechanisms of processes occurring in wastewater receivers. In EU countries limits are set mostly on the concentration of total nitrogen and total phosphorus. Rarely there are standardized other forms of these elements in the treated wastewater. However, the most dangerous form of nutrient intensifying the process of eutrophication, are their bioavailable mineral forms and their share in treated wastewater discharged into receiver. The aim of the study is to analyse the impact of wastewater treatment technology on the structure of the contents of different forms of nitrogen and phosphorus in treated wastewater in order to determine their eutrophication potential conditioned by the content of bioavailable forms of nutrients. The analysis concerned treated wastewater in modern wastewater treatment plants "Viikinmaki" in Helsinki (Finland) and "Kujawy" in Cracow.

**Keywords:** municipal wastewater treatment technology, eutrophication potential, bioavailable forms of nitrogen and phosphorus.

DOI:10.7862/rb.2016.167

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 315-342

**Robert OLENIACZ**[1]
**Marek BOGACKI**[2]
**Adriana SZULECKA**[3]
**Mateusz RZESZUTEK**[4]
**Marian MAZUR**[5]

# ASSESSING THE IMPACT OF WIND SPEED AND MIXING-LAYER HEIGHT ON AIR QUALITY IN KRAKOW (POLAND) IN THE YEARS 2014-2015

The paper discusses the role of wind speed and mixing-layer height in shaping the levels of pollutant concentrations in the air of Krakow (Southern Poland). The hourly averaged measurements of concentrations of selected air pollutants and wind speed values from the period of 2014-2015, recorded at two of the air quality monitoring stations within Krakow (both industrial and urban background) were used for this purpose. Temporal variability of mixing-layer height in the area of the monitoring stations was determined using numerical modelling with the CALMET model and the measurements derived from, i.a., two upper air stations. It was found that wind speed and mixing-layer height are in at least moderate agreement with the concentration values for some pollutants. For $PM_{10}$, $PM_{2.5}$, $NO_2$, $NO_x$, CO and $C_6H_6$ correlation coefficient is of negative value, which indicates that the low wind speed and low mixing-layer height may be the dominant reason for elevated concentrations of these substances in the air, especially in the winter months. Moderate but positive correlation was found between $O_3$ concentrations and analysed meteorological parameters, proving that the availability of appropriate precursors and their inflow from the neighbouring areas have an important role in the formation of tropospheric ozone. On the other hand, in case of $SO_2$, a weak both positive and negative correlation coefficient was obtained, depending on the period and location of the station concerned.

[1] Corresponding author: Robert Oleniacz, AGH University of Science and Technology, Department of Environmental Management and Protection, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Krakow, Poland, phone: +48 12 6174503, oleniacz@agh.edu.pl
[2] Marek Bogacki, AGH University of Science and Technology, Department of Environmental Management and Protection, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Krakow, Poland, bogacki@agh.edu.pl
[3] Adriana Szulecka, AGH University of Science and Technology, Department of Environmental Management and Protection, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Krakow, Poland, szulecka@agh.edu.pl
[4] Mateusz Rzeszutek, AGH University of Science and Technology, Department of Environmental Management and Protection, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Krakow, Poland, rzeszut@agh.edu.pl
[5] Marian Mazur, AGH University of Science and Technology, Department of Environmental Management and Protection, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Krakow, Poland, mmazur@agh.edu.pl

**Keywords:** air pollution, pollutant concentrations, meteorological parameters, correlation analysis, city ventilation, CALMET

## 1. Introduction

Air quality conditions within the given area are affected by numerous meteorological parameters, among which wind speed and the height (depth) of mixing layer are of great importance. These factors determine the pace of air masses movements and the potential processes of concentration and dilution of air pollutants comprised within, as a result of an air inflow from neighbouring areas, more or less polluted [1, 13, 15, 44]. Wind is also a fundamental dispersing factor defining the spread direction of air pollutant plumes emitted from various emission sources, which leads to considerable diversity of pollution levels in the air caused by their influence.

For most substances, at higher wind speeds observed concentrations in the air decrease [22, 25, 32, 45], due to the intensified dilution of pollutants. The ventilation effect is of particular importance in the heating season, during which an increased emission from household fuel combustion and petrol vehicles cause the accumulation of pollutants in the city centre. Higher wind speed may also lead to the inflow of pollutants from further distances [13, 17] and can contribute to a possible increase in their concentrations in the air within the area where they were initially lower. On the other hand, in case of such secondary pollution as ozone, an increased wind speed may involve higher concentrations as a result of the inflow of precursors (mainly hydrocarbons) participating in the formation of this compound in tropospheric air together with the presence of nitrogen oxides [2, 10, 24, 37].

In the urban areas building configuration plays a significant role, as its unfavourable setup may considerably restrict the site ventilation [12]. Disturbance of ventilation conditions specific for high-density cities, where buildings block natural wind corridors, leads to accumulation of pollutants in the city centres [6, 25]. Significant variation in terms of the wind speed influence on the pollutant concentrations is observed depending on the location of the measurement point [15]. For example, within urban street canyons, where road transport is primary emission source, air pollutants propagate differently compared to the open area [14, 16, 21, 30, 39, 41].

Mixing-layer height and the atmospheric stability occurring within the planetary boundary layer are relevant as well in terms of shaping processes of the air quality conditions in the areas subjected to strong anthropogenic pressure. Low height of mixing and stable atmosphere, which limit the vertical movements of air masses are, next to low wind speeds, primary factors responsible for episodes of elevated pollutant concentrations in the air (including $PM_{10}$ and $PM_{2.5}$) in many cities around the world, observed particularly in the winter [4, 11, 17, 18, 28, 29, 35, 38].

Krakow city (Southern Poland) is characterized by notably adverse local meteorological conditions due to its location in the Vistula valley and specific landform associated with numerous hills and mountain slopes around the city. This positioning, combined with excessive condensation of multi-storey building clusters in Krakow are not conducive to the natural ventilation of the city, which is one of the main reason for frequent calm winds episodes and elevated pollutant concentrations in the air, especially in the winter period [25].

The aim of this study was to determine the effect of momentary wind speed and mixing-layer height on the observed concentrations of pollutants recorded at the two of air quality monitoring sites located in Krakow (Southern Poland): urban background station and industrial station (measuring the impact of industrial facilities). In the paper the results of continuous measurements from 2014 and 2015 of hourly averaged pollutant concentrations ($PM_{10}$, $PM_{2,5}$, $SO_2$, $NO_2$, $NO_x$, CO, $C_6H_6$ and/or $O_3$) and wind speed were analysed along with the modelled values of mixing-layer height for the location of those stations during the corresponding period.

Studies assessing the impact of selected meteorological parameters on air quality for other large Polish cities are known [5, 6, 8, 21, 33, 45], but the subjected area was usually characterized by a more favourable location with better ventilation properties. Similar analysis was also carried out several times for the city of Krakow [7, 25, 31], but for the earlier period. In these studies the attention was drawn to the importance of meteorological parameters (including temperature, wind speed and/or synoptic situation) for the variability of some pollutant concentrations and to significant difference in the nature of the relationship between these concentrations and meteorological parameters. In [25] it was proved that mixing-layer height had a significant impact on air pollution in 2012 in Krakow.

## 2. Materials and methods

The analysis was conducted for the results of continuous measurements of pollutant concentrations in the air carried out in 2014 and 2015 at two of the air quality monitoring stations belonging to the Voivodeship Inspectorate of Environmental Protection (WIOS) in Krakow [42]: Nowa Huta industrial station and Kurdwanow urban background station (Table 1, Figure 1), where during the period mentioned above some of meteorological parameters (including wind speed) were recorded concurrently. Measurements at the stations are performed using reference methods specified in the law individually for each substance [34].

The Nowa Huta station measures the impact of the nearby industrial facilities (situated along the dominant wind directions) and other emission sources, including:

- an industrial complex (steel mill with heat and power plant, coke plant, rolling mills, foundries and cement plant) located at a distance of approx. 2.0-4.5 km to the east and northeast,
- a coal-fired combined heat and power plant located in a distance of approx. 3.6-3.8 km to the southwest,
- local road transport (approx. 30-35 m to the nearby street, 90-100 m to the busy junction),
- a fuel station located approx. 60 m toward the southwest,
- single individually heated buildings in the distance of approx. 75-300 m to the south and southeast,
- residential areas of single-family detached houses located at a distance of approx. 0.5-1.2 km to the south, and 1.0-1.5 km to the southeast.

Table 1. Description of the analysed WIOS air quality monitoring stations in Krakow (based on [3])

| **Parameter** | **Nowa Huta station** | **Kurdwanow station** |
|---|---|---|
| Country code | MpKrakBulwar | MpKrakBujaka |
| International code | PL0039A | PL0501A |
| Zone | Krakow agglomeration | |
| Station name/address | Krakow, Bulwarowa St. | Krakow, Bujaka St. |
| Location coordinates (WGS84) | Φ 50.069308<br>λ 20.053492 | Φ 50.010575<br>λ 19.949189 |
| Altitude | 195 m a.s.l. | 223 m a.s.l. |
| Station type | industrial | urban background |
| Substances measured continuously * | $PM_{10}$, $PM_{2.5}$, $SO_2$, $NO_2$, $NO_x$, CO, $C_6H_6$ | $PM_{10}$, $PM_{2.5}$, $SO_2$, $NO_2$, $NO_x$, $O_3$ |

* automatic 1-h measurements

The Kurdwanow station measures typical urban background related to the impact of:

- low emission sources (local road traffic, the motorway bypass located at a distance of approx. 1.1-1.2 km to the south, single-family detached houses located in a distance of approx. 0.2-0.9 km to the north and northwest, compact residential area with individually heated houses situated in a distance of approx. 0.9-1.2 km to the north and approx. 1-2 km to the northwest, southwest and east),
- high point sources (two large combustion plants located approx. 11 km to the southwest and approx. 6 km to the northeast).

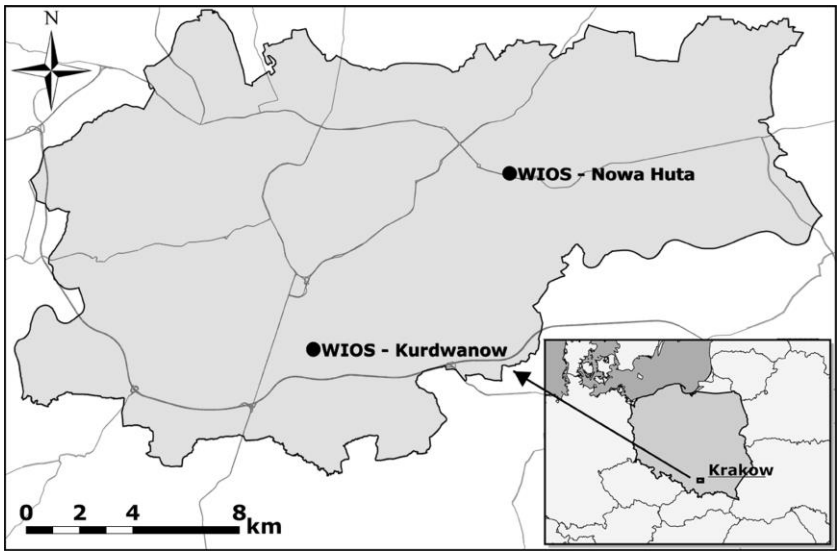



Fig. 1. Location of the analysed WIOS air quality monitoring stations in Krakow

Due to the lack of the mixing-layer height measurements in the area of the analysed air quality monitoring stations, its values were estimated using CALMET model [36]. Input measurement data for the CALMET model were obtained from two upper air stations (Wroclaw and Legionowo) and six surface meteorological stations (Krakow – Balice, Krakow – AGH, Bielsko-Biala, Katowice, Nowy Sacz, Tarnow). These data were derived from National Climatic Data Center (NCDC) [21] and NOAA Earth System Research Laboratory (ESRL) [23] databases, as well as from the METEO Service belonging to AGH, Faculty of Physics and Applied Computer Science [43]. Location of the used meteorological stations is shown in Figure 2.

Gridded geophysical data prepared on the basis of SRTM3 and Corine Land Cover database with a resolution of 200 m according to the methodology described in [26] and [27], were used for the calculation of three-dimensional meteorological data.

Depending on the case, the strength of correlation between measured parameters was determined using nonparametric Spearman's rank correlation coefficient ($r_s$) at the significance level of $p < 0.05$, Pearson correlation coefficient ($r$) and/or coefficient of determination ($r^2$). Analysis was carried out with diversity occurring in different months of the year taken into account.

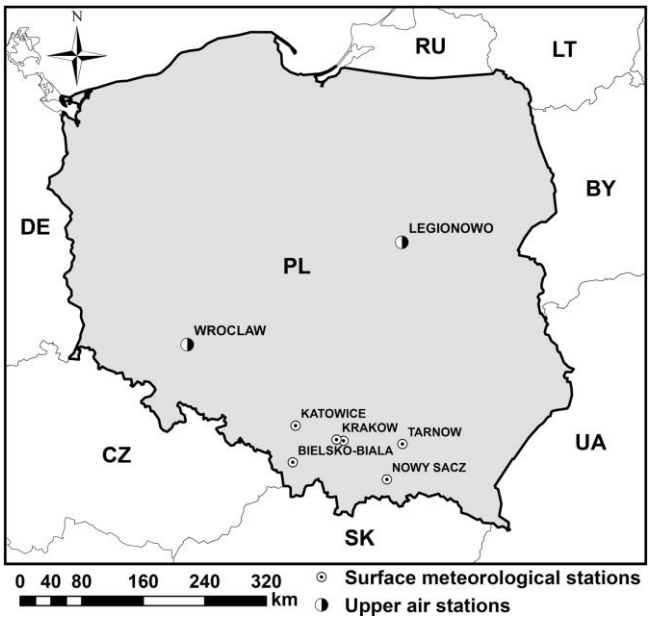



Fig. 2. Location of the meteorological stations used for calculations of mixing-layer height in the area of air quality monitoring points in Krakow

## 3. Results and discussion

### 3.1. The impact of wind speed

In the case of most substances measured continuously at the analysed air quality monitoring stations an exponential relationship between concentration in the air and wind speed was observed. This relationship is particularly evident in the winter months (Figures 3 and 4). For this reason, the strength of the correlation for the analysed parameters was determined using the Spearman's rank correlation coefficient ($r_s$) with differences during particular periods of the year taken into account. Calculated correlation coefficients $r_s$ (at the significance level of $p < 0.05$) obtained for each measuring station are presented in the Tables 2 and 3 (monthly and annual values) and Figure 5 (for heating and non-heating season).

Based on the calculated correlation coefficients $r_s$ it can be concluded, that the concentrations of $PM_{10}$, $PM_{2.5}$, $NO_x$, CO and $C_6H_6$ in the air (and for the Kurdwanow station $NO_2$ as well) generally decrease with increasing wind speed ($r_s < 0$), with the greatest absolute values of correlation coefficients obtained for the winter months. The strongest inverse relationship, in particular during the heating season was found for $PM_{10}$, $PM_{2.5}$ and CO. Important sources of their emission are household fuel combustion and automotive vehicles. For those substances analysed correlation coefficient throughout the heating season for the

Nowa Huta station reaches the value of $|r_s| > 0.6$ (Figure 5), and in some winter months the value of $|r_s|$ exceeds 0.7 (Table 2).

This indicates a significant influence of low wind speed episodes on deterioration of aerosanitary conditions in Krakow agglomeration in the heating season. During that period, wind speed is seemed to be of fundamental importance in shaping the levels of pollutants in the air, and with the limited possibilities of air masses vertical movements it can strongly determine the presence of exceedances of $PM_{10}$ and $PM_{2.5}$ concentrations in the air of Krakow.

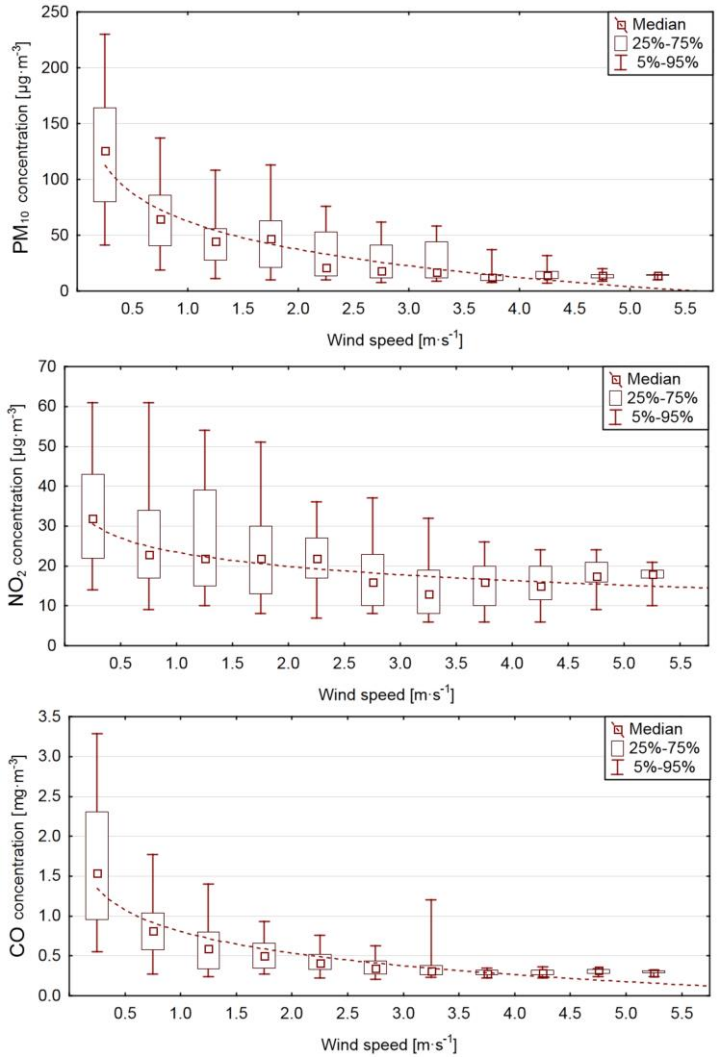



Fig. 3. Scatter plots of 1-hour concentrations of $PM_{10}$, $NO_2$ and CO aggregated relatively to wind speed values for the Nowa Huta station in December 2014

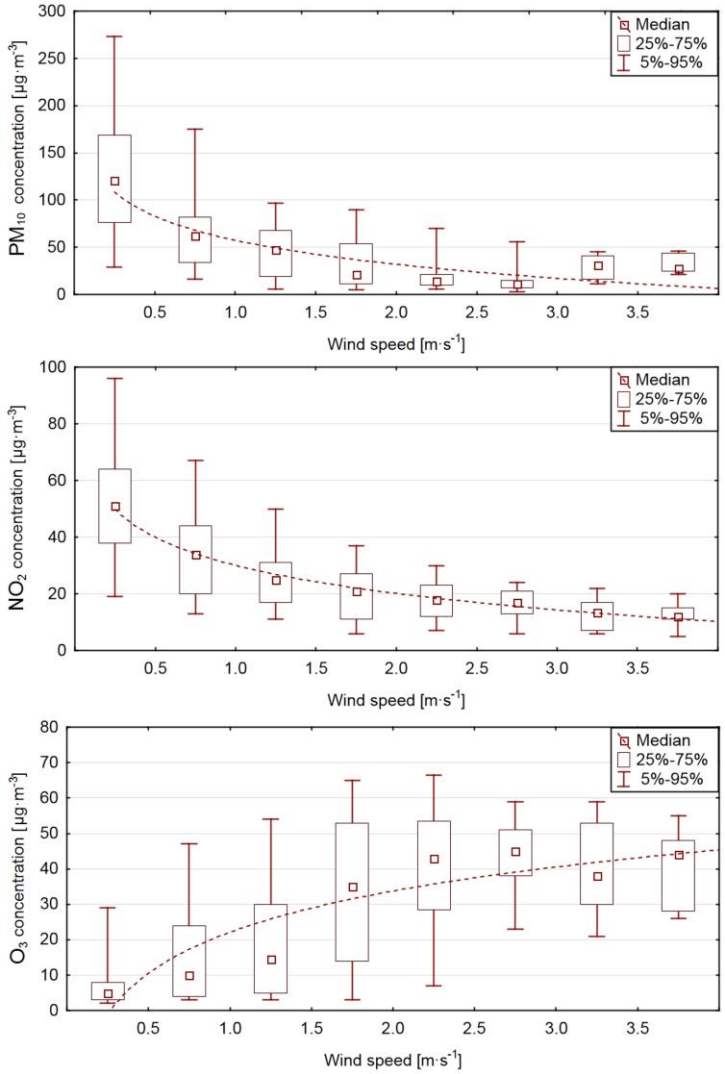



Fig. 4. Scatter plots of 1-hour concentrations of $PM_{10}$, $NO_2$ and $O_3$ aggregated relatively to wind speed values for the Kurdwanow station in December 2014

During the analysed period (2014-2015) in the area of the analysed air quality monitoring stations the calm and weak wind episodes (wind speed up to 1 $m \cdot s^{-1}$) were predominant, which constitute, depending on the station and year, approx. 50-64 % of all observations and reflects a typical situation for the city of Krakow [25]. The monthly averaged wind speeds, depending on the month and the station, changed in the range of 0.5 to 1.6 $m \cdot s^{-1}$ irrespective of the season. At the Kurdwanow station they were approx. 22 % lower compared to the Nowa

Huta station. This may be the one of the reasons for higher $NO_2$ and $NO_x$ concentrations in the air during 2014-2015 in the area of the Kurdwanow station compared to the Nowa Huta station (16 % and 38 %, respectively) [3, 42].

Table 2. The Spearman's rank correlation coefficient values between hourly averaged pollutant concentrations and wind speed for the Nowa Huta station in 2014-2015 ($p < 0.05$)

| Year | Month | $PM_{10}$ | $PM_{2,5}$ | $SO_2$ | $NO_2$ | $NO_x$ | CO | $C_6H_6$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2014 | 1 | -0.742 | -0.734 | 0.258 | -0.560 | -0.717 | -0.538 | -0.628 |
| | 2 | -0.694 | -0.687 | 0.290 | -0.316 | -0.614 | -0.675 | -0.392 |
| | 3 | -0.689 | -0.681 | 0.183 | -0.506 | -0.555 | -0.653 | -0.418 |
| | 4 | -0.332 | -0.383 | 0.474 | -0.326 | -0.437 | -0.437 | -0.297 |
| | 5 | -0.475 | -0.556 | 0.208 | -0.419 | -0.456 | -0.521 | -0.410 |
| | 6 | -0.490 | -0.489 | 0.230 | -0.110 | -0.219 | -0.388 | -0.209 |
| | 7 | -0.405 | -0.464 | 0.290 | -0.379 | -0.399 | -0.441 | -0.164 |
| | 8 | -0.477 | -0.508 | 0.524 | 0.059* | -0.102 | -0.401 | -0.065* |
| | 9 | -0.268 | -0.324 | 0.240 | -0.229 | -0.461 | -0.331 | -0.116 |
| | 10 | -0.636 | -0.628 | -0.326 | -0.101 | -0.491 | -0.658 | -0.397 |
| | 11 | -0.400 | -0.373 | -0.211 | -0.104 | -0.499 | -0.529 | -0.383 |
| | 12 | -0.749 | -0.759 | -0.233 | -0.453 | -0.584 | -0.745 | -0.715 |
| | 1-12 | -0.352 | -0.338 | 0.213 | -0.264 | -0.448 | -0.447 | -0.295 |
| 2015 | 1 | -0.712 | -0.692 | 0.070* | -0.410 | -0.485 | -0.705 | -0.651 |
| | 2 | -0.583 | -0.581 | 0.064* | -0.384 | -0.582 | -0.634 | -0.566 |
| | 3 | -0.560 | -0.572 | 0.247 | -0.418 | -0.483 | -0.571 | -0.507 |
| | 4 | -0.513 | -0.543 | 0.136 | -0.317 | -0.293 | -0.291 | -0.547 |
| | 5 | -0.410 | -0.465 | 0.164 | -0.311 | -0.356 | -0.409 | -0.352 |
| | 6 | -0.393 | -0.673 | 0.195 | -0.475 | -0.499 | -0.406 | -0.483 |
| | 7 | wind speed measurements unavailable | | | | | | |
| | 8 | | | | | | | |
| | 9 | -0.267 | -0.322 | 0.087* | 0.057* | -0.173 | -0.262 | -0.191 |
| | 10 | -0.311 | -0.433 | 0.432 | 0.000* | -0.487 | -0.542 | -0.511 |
| | 11 | -0.717 | -0.720 | 0.311 | -0.228 | -0.593 | -0.755 | -0.741 |
| | 12 | -0.698 | -0.695 | 0.206 | -0.271 | -0.573 | -0.688 | -0.655 |
| | 1-12 | -0.478 | -0.475 | 0.242 | -0.277 | -0.441 | -0.472 | -0.465 |

* statistically insignificant value

Table 3. The Spearman's rank correlation coefficient values between hourly averaged pollutant concentrations and wind speed for the Kurdwanow station in 2014-2015 ($p < 0.05$)

| Year | Month | $PM_{10}$ | $PM_{2.5}$ | $SO_2$ | $NO_2$ | $NO_x$ | $O_3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2014 | 1 | -0.593 | -0.599 | -0.159 | -0.640 | -0.720 | 0.571 |
| | 2 | -0.386 | -0.337 | -0.351 | -0.542 | -0.568 | 0.237 |
| | 3 | -0.661 | -0.651 | -0.571 | -0.714 | -0.720 | 0.637 |
| | 4 | -0.441 | -0.489 | -0.096 | -0.705 | -0.754 | 0.783 |
| | 5 | -0.447 | -0.466 | -0.068* | -0.708 | -0.723 | 0.657 |
| | 6 | -0.525 | -0.497 | -0.049* | -0.636 | -0.679 | 0.598 |
| | 7 | -0.255 | -0.318 | -0.331 | -0.695 | -0.731 | 0.667 |
| | 8 | -0.336 | -0.406 | -0.329 | -0.552 | -0.607 | 0.693 |
| | 9 | -0.280 | -0.349 | -0.649 | -0.682 | -0.806 | 0.702 |
| | 10 | -0.477 | -0.450 | -0.399 | -0.556 | -0.733 | 0.677 |
| | 11 | -0.437 | -0.367 | -0.317 | -0.632 | -0.761 | 0.470 |
| | 12 | -0.685 | -0.682 | -0.691 | -0.685 | -0.724 | 0.637 |
| | 1-12 | -0.419 | -0.427 | -0.202 | -0.522 | -0.532 | 0.627 |
| 2015 | 1 | -0.644 | -0.682 | -0.546 | -0.606 | -0.636 | 0.612 |
| | 2 | -0.550 | -0.550 | -0.407 | -0.679 | -0.774 | 0.745 |
| | 3 | -0.604 | -0.574 | -0.579 | -0.714 | -0.740 | 0.705 |
| | 4 | -0.584 | -0.608 | -0.283 | -0.616 | -0.587 | 0.640 |
| | 5 | -0.520 | -0.571 | -0.180 | -0.620 | -0.663 | 0.633 |
| | 6 | -0.153 | -0.394 | -0.325 | -0.687 | -0.717 | 0.703 |
| | 7 | -0.341 | -0.482 | -0.143 | -0.695 | -0.670 | 0.607 |
| | 8 | -0.227 | -0.352 | -0.132 | -0.743 | -0.795 | 0.683 |
| | 9 | -0.437 | -0.511 | -0.247 | -0.587 | -0.675 | 0.675 |
| | 10 | -0.428 | -0.429 | -0.366 | -0.608 | -0.789 | 0.699 |
| | 11 | -0.675 | -0.688 | -0.442 | -0.566 | -0.721 | 0.699 |
| | 12 | -0.634 | -0.635 | -0.423 | -0.622 | -0.754 | 0.635 |
| | 1-12 | -0.444 | -0.518 | -0.224 | -0.529 | -0.533 | 0.631 |

* statistically insignificant value

Considerably higher concentrations of $NO_x$ recorded at the Kurdwanow station may also indicate that it is subjected to greater emissions from the road traffic and industrial facilities (e.g. large combustion plants) than the Nowa Huta station, especially since the differences mentioned above occur throughout the year. On the other hand, increased wind speed may also accelerate the oxidation

of NO to $NO_2$, as a result of the inflow of larger amounts of oxidants (including ozone and radicals) and catalysts (hydrocarbons) for the process from other areas [2]. This may partially account for the weaker negative correlation between $NO_2$ and wind speed observed at the Nowa Huta station and for smaller annually averaged $NO_x/NO_2$ ratio in the analysed period (at the level of 2.3) compared to the Kurdwanow station (equal to 2.7).

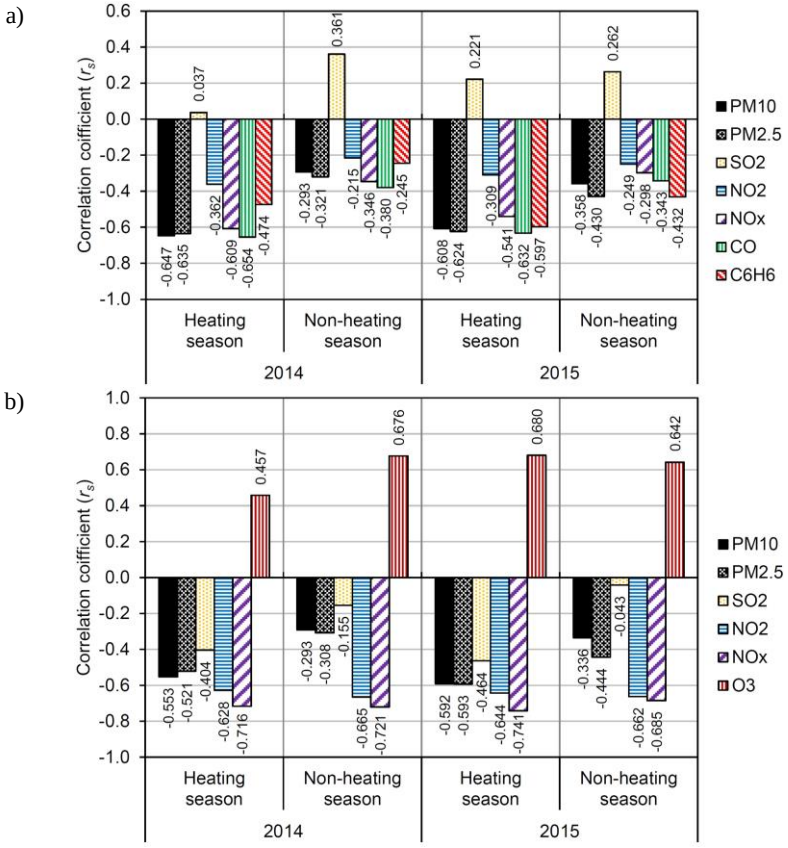



Fig. 5. Spearman's rank correlation coefficients ($r_s$) for hourly averaged pollutant concentrations in relation to wind speed at the Nowa Huta station (a) and the Kurdwanow station (b) in the heating (I-III and X-XII) and non-heating season (IV-IX) for 2014 and 2015 ($p < 0.05$)

In the case of $SO_2$, the positive correlation coefficient in relation to wind speed obtained for the Nowa Huta station appears to be caused by the inflow of this substance from other parts of Krakow and neighbouring municipalities with dense detached housing, and by accelerated transportation of this pollutant from more distant industrial emission sources. It is important to emphasize that $SO_2$ concentration in the air is strongly associated with other meteorological parame-

ters (including relative humidity and air temperature), which under specific conditions with availability of adequate amounts of metal compounds (promoting conversion of $SO_2$ to $SO_3$) and ammonia, contribute to the secondary inorganic aerosols formation (mainly to ammonium sulphate). The intensification of this process can be particularly observed at night, when the water vapour contained in the air turns into liquid phase. This may cause further weakening of correlation between $SO_2$ and wind speed.

For the Kurdwanow station significantly positive correlation between $O_3$ concentrations in the air and wind speed was obtained. The reason behind this may be associated with more intense inflow of air rich in $NO_2$ and $O_3$ at high wind speeds (e.g. from less urban, wooded and rural areas characterized by higher molar ratio of NMVOCs/$NO_x$ in the air than in urban areas). This occurrence is possible to take place mainly during hot season together with adequately high insolation. On the other hand, it is possible for NO to be blown away from urban areas, which otherwise, after being emitted from local sources (e.g. road transport) and, could react with $O_3$ and consequently reduce its concentration in the air. This situation is always present, but may be of particular importance at low insolation (winter, clouded sky etc.). During these conditions, formed $NO_2$ is not able to undergo photodissociation, and thus, the recreation of $O_3$ is impossible. Simultaneously, wind can change the state of equilibrium between $NO$-$NO_2$-$O_3$ concentrations by stripping away the air abundant in NO from the analysed area and inflowing over this area the air richer in oxidising substances (including radicals HO*, $HO_2$*, O* or organic radicals, etc.).

Given the Figures 3 and 4 it may be concluded, that reduction in air concentrations of some pollutants with the increase of wind speed cannot be observed beyond a predetermined point. Ventilation of the region affects the level of dilution of the substance, which is however limited by its background concentration present within the area (or within a given wind rose sector).

At high wind speeds during dry period, concentration of particulate matter in the air can possibly increase again, which may consequently weaken the negative nature of the relationship between these parameters. Explanation of this phenomenon is associated with wind erosion and the entrainment of dust from the ground including the roads (fugitive dust emission), which occur at high wind speeds. However, the frequency of higher wind speed episodes in the area of analysed monitoring stations is usually very low. For example, in 2014 for the Nowa Huta and Kurdwanow stations those episodes accounted for 4.0 and 1.7 % (wind speed above 3 $m \cdot s^{-1}$) and 0.7 and 0.1 % (wind speed above 4 $m \cdot s^{-1}$) in relation to all observations with maximum of hourly averaged wind speed equal to 5.3 and 4.4 $m \cdot s^{-1}$, respectively.

### 3.2. The impact of mixing-layer height

Cyclic changes in the height (depth) of mixing layer, which characterizes the range and intensity of air masses vertical movements, are responsible for significant daily variation of air pollutant concentrations in Krakow. This height may vary from tens of meters in case of surface-based temperature inversion (at night) to more than 1000 m in situation with strong vertical movements of thermodynamic origin (convection), primarily occurring in the daytime. The most unfavourable conditions appear to be connected with high-pressure situations, low horizontal pressure gradient and the temperature distribution during inversion (sometimes throughout the day), which result in a significant deterioration of dispersion properties of air pollutants [33, 40].

Figure 6 shows the monthly averaged variability of mixing-layer height, calculated for the location area of the analysed air quality monitoring stations. It reveals that this parameter is also subjected to significant fluctuations during the year with lowest values in the cold months.

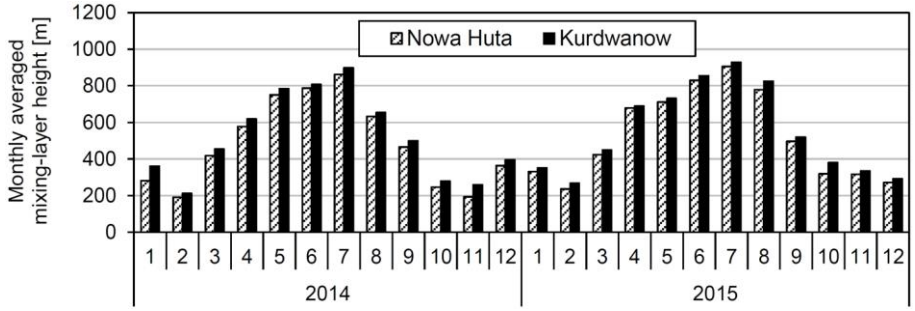



Fig. 6. The variability of the monthly averaged mixing-layer height for the location area of the analysed air quality monitoring stations in Krakow (modelling results)

The Spearman's rank correlation coefficients obtained for each of the stations between modelled 1-hour averaged mixing-layer height and measured concentrations of pollutants are presented in Tables 4 and 5 (monthly and annual) and Figure 7 (divided into heating and non-heating season).

Similarly to the results of the wind speed impact assessment, the $PM_{10}$, $PM_{2.5}$, $NO_2$, $NO_x$, CO and $C_6H_6$ concentrations in the air decrease with increasing mixing-layer height, especially in the winter months (for the $NO_2$ and $NO_x$ concentrations measured at the Nowa Huta station, this correlation is weaker). For $SO_2$ concentrations a weak positive correlation in relation to the mixing-layer height was found for the measurements from the Nowa Huta station, and a weak negative correlation during the heating season with no correlation in the non-heating season for measurements at the Kurdwanow station (Figure 7).

Table 4. The Spearman's rank correlation coefficient values between hourly averaged pollutant concentrations and mixing-layer height for the Nowa Huta station in 2014-2015 ($p < 0.05$)

| Year | Month | $PM_{10}$ | $PM_{2.5}$ | $SO_2$ | $NO_2$ | $NO_x$ | CO | $C_6H_6$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2014 | 1 | -0.636 | -0.651 | 0.249 | -0.424 | -0.540 | -0.461 | -0.531 |
| | 2 | -0.467 | -0.492 | 0.265 | -0.171 | -0.319 | -0.457 | -0.237 |
| | 3 | -0.573 | -0.604 | 0.242 | -0.418 | -0.422 | -0.618 | -0.315 |
| | 4 | -0.334 | -0.422 | 0.395 | -0.297 | -0.296 | -0.465 | -0.220 |
| | 5 | -0.363 | -0.523 | 0.246 | -0.370 | -0.357 | -0.477 | -0.353 |
| | 6 | -0.382 | -0.531 | 0.264 | -0.261 | -0.343 | -0.457 | -0.446 |
| | 7 | -0.367 | -0.529 | 0.235 | -0.227 | -0.246 | -0.388 | -0.168 |
| | 8 | -0.481 | -0.592 | 0.531 | -0.064* | -0.150 | -0.469 | -0.090 |
| | 9 | -0.286 | -0.384 | 0.235 | -0.083 | -0.212 | -0.393 | -0.116 |
| | 10 | -0.442 | -0.478 | -0.169 | -0.127 | -0.342 | -0.468 | -0.234 |
| | 11 | -0.236 | -0.246 | -0.100 | -0.067* | -0.308 | -0.340 | -0.199 |
| | 12 | -0.725 | -0.734 | -0.222 | -0.392 | -0.480 | -0.693 | -0.699 |
| | 1-12 | -0.449 | -0.497 | 0.072 | -0.262 | -0.351 | -0.491 | -0.342 |
| 2015 | 1 | -0.637 | -0.641 | 0.117 | -0.261 | -0.286 | -0.627 | -0.615 |
| | 2 | -0.508 | -0.523 | 0.185 | -0.325 | -0.417 | -0.520 | -0.486 |
| | 3 | -0.546 | -0.565 | 0.315 | -0.375 | -0.371 | -0.455 | -0.594 |
| | 4 | -0.417 | -0.563 | 0.159 | -0.306 | -0.244 | -0.307 | -0.594 |
| | 5 | -0.313 | -0.467 | 0.384 | -0.244 | -0.242 | -0.259 | -0.356 |
| | 6 | -0.242 | -0.406 | 0.289 | -0.317 | -0.261 | -0.352 | -0.375 |
| | 7 | -0.229 | -0.492 | 0.425 | -0.156 | -0.134 | -0.462 | -0.288 |
| | 8 | -0.259 | -0.415 | 0.387 | -0.455 | -0.487 | -0.474 | -0.415 |
| | 9 | -0.422 | -0.485 | 0.277 | -0.236 | -0.268 | -0.410 | -0.379 |
| | 10 | -0.364 | -0.468 | 0.532 | -0.003* | -0.288 | -0.504 | -0.509 |
| | 11 | -0.618 | -0.637 | 0.279 | -0.105 | -0.362 | -0.598 | -0.643 |
| | 12 | -0.616 | -0.632 | 0.254 | -0.144 | -0.362 | -0.555 | -0.610 |
| | 1-12 | -0.444 | -0.511 | 0.207 | -0.278 | -0.335 | -0.459 | -0.489 |

* statistically insignificant value

The concentration of $O_3$ (measured only at the Kurdwanow station) increases with the increase in mixing-layer height. It is important to highlight the following facts related to the formation of ozone:

- mixing-layer is the deeper the higher isolation level which causes the increase of temperature and intensification of updrafts and these conditions are always favourable to the formation of $O_3$ and conversion of $SO_2$ to $SO_3$,
- increase in the mixing-layer height is related to a strong convection, which promotes mixing of the pollutants and improves the kinetics of the NO to $NO_2$ conversion – and consequently the kinetics of the formation of $O_3$ and oxidation of $SO_2$ to $SO_3$ as well,
- increase in the mixing-layer height in urban areas (heat island) always drags in from surrounding areas the air rich in hydrocarbons, and oxidation of hydrocarbons is the source of radicals significantly accelerating the conversion of NO to $NO_2$, hence shifting the photostationary equilibrium between NO-$NO_2$-$O_3$ toward the production of $O_3$ and organic peroxides (including PAN).

In existing atmosphere all of these phenomena occur depending on the complexity of meteorological conditions and the composition of atmosphere determined by characteristics of emission sources.

In general, the increase in height of mixing layer causes similar effects as the increase in wind speed. However, the mixing-layer height remains in a slightly weaker correlation with the concentrations of most substances (excluding $O_3$) compared to the results for the wind speed, both in the heating and non-heating season. This may be partially due to the fact, that the height of mixing layer was determined using mathematical modelling with CALMET model, based on the datasets derived from measuring stations located at a great distance from the city of Krakow. Existing studies show that the CALMET model may cause an overestimation of mixing-layer height maximum values and is characterized by a strong variability during the afternoon compared to the observed values [9]. Research conducted for the mixing-layer height measurement data indicates that this parameter may determine the concentration levels of pollutants in the air to much greater extent within the street canyon (in particular for the case of $PM_{10}$) [39].

Similar impact on air quality of wind speed and mixing-layer height values results from the fact that these parameters are partially correlated with each other (especially in the winter months). Thus, their impact can be accumulated, affecting exponentially the variability of the pollutant concentrations within the air near to the surface in reference to only one of these parameters shown in Figure 3 and 4 and proved in [25], among others. Detailed analysis of this issue is presented in the next chapter.

### 3.3. Cumulated impact of wind speed and mixing-layer height

The Pearson correlation coefficients between mixing-layer height and wind speed obtained for both of the stations in the period of 2014-2015 amounted to 0.62 during the heating season and 0.40 in the non-heating season (Table 6). The highest value of Pearson's linear correlation coeffi-

cient ($r > 0.83$) with coefficient of determination at $r^2 \cong 0.7$ was obtained for analysed data in December 2014 (Figure 8).

Table 5. The Spearman's rank correlation coefficient values between hourly averaged pollutant concentrations and mixing-layer height for the Kurdwanow station in 2014-2015 ($p < 0.05$)

| Year | Month | $PM_{10}$ | $PM_{2,5}$ | $SO_2$ | $NO_2$ | $NO_x$ | $O_3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2014 | 1 | -0.676 | -0.688 | -0.221 | -0.578 | -0.652 | 0.476 |
| | 2 | -0.446 | -0.449 | -0.256 | -0.389 | -0.457 | 0.337 |
| | 3 | -0.580 | -0.563 | -0.353 | -0.555 | -0.528 | 0.655 |
| | 4 | -0.380 | -0.434 | -0.027* | -0.535 | -0.503 | 0.692 |
| | 5 | -0.361 | -0.372 | 0.061* | -0.581 | -0.545 | 0.674 |
| | 6 | -0.296 | -0.324 | 0.040* | -0.487 | -0.502 | 0.720 |
| | 7 | -0.253 | -0.276 | -0.203 | -0.558 | -0.545 | 0.699 |
| | 8 | -0.335 | -0.384 | -0.220 | -0.520 | -0.499 | 0.703 |
| | 9 | -0.269 | -0.378 | -0.348 | -0.415 | -0.464 | 0.597 |
| | 10 | -0.351 | -0.390 | -0.165 | -0.351 | -0.425 | 0.545 |
| | 11 | -0.339 | -0.323 | -0.270 | -0.445 | -0.507 | 0.454 |
| | 12 | -0.688 | -0.674 | -0.549 | -0.553 | -0.583 | 0.655 |
| | 1-12 | -0.419 | -0.427 | -0.202 | -0.522 | -0.532 | 0.627 |
| 2015 | 1 | -0.616 | -0.664 | -0.291 | -0.441 | -0.470 | 0.653 |
| | 2 | -0.497 | -0.509 | -0.332 | -0.545 | -0.573 | 0.634 |
| | 3 | -0.549 | -0.544 | -0.412 | -0.537 | -0.512 | 0.648 |
| | 4 | -0.459 | -0.591 | -0.111 | -0.490 | -0.436 | 0.660 |
| | 5 | -0.396 | -0.541 | 0.076 | -0.468 | -0.457 | 0.640 |
| | 6 | -0.252 | -0.492 | -0.001* | -0.492 | -0.465 | 0.650 |
| | 7 | -0.244 | -0.408 | -0.001* | -0.576 | -0.531 | 0.665 |
| | 8 | -0.199 | -0.361 | -0.070* | -0.651 | -0.651 | 0.697 |
| | 9 | -0.361 | -0.503 | -0.118 | -0.460 | -0.467 | 0.610 |
| | 10 | -0.475 | -0.521 | -0.217 | -0.492 | -0.565 | 0.662 |
| | 11 | -0.593 | -0.601 | -0.324 | -0.429 | -0.523 | 0.566 |
| | 12 | -0.571 | -0.580 | -0.277 | -0.392 | -0.506 | 0.533 |
| | 1-12 | -0.444 | -0.518 | -0.224 | -0.529 | -0.533 | 0.631 |

* statistically insignificant value

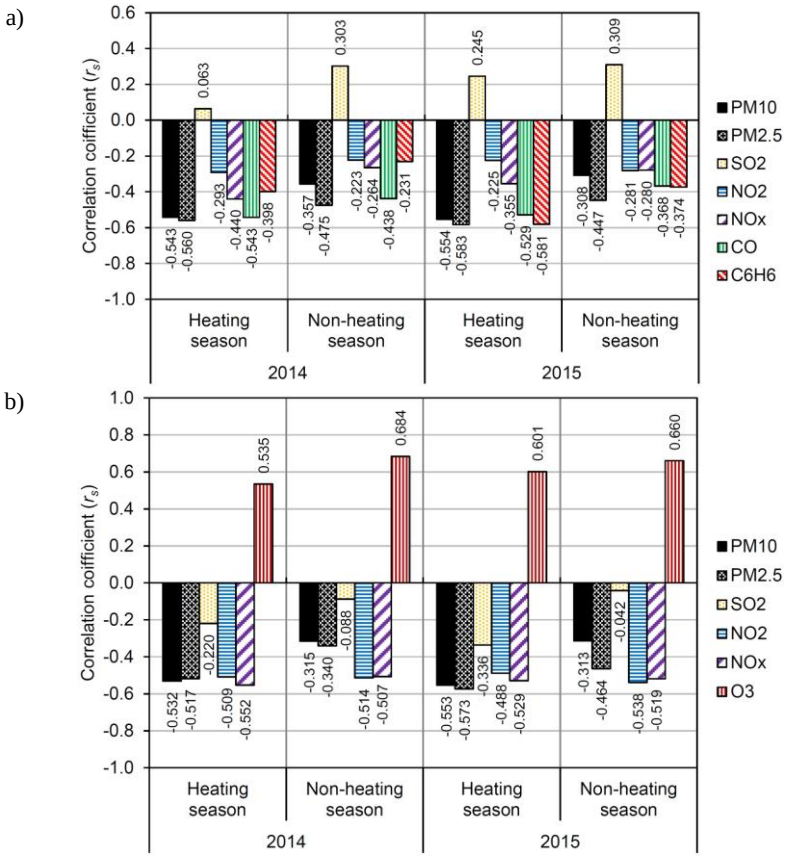



Fig. 7. Spearman's rank correlation coefficients ($r_s$) for hourly averaged pollutants' concentrations in relation to mixing-layer height at the Nowa Huta station (a) and the Kurdwanow station (b) in the heating (I-III and X-XII) and non-heating season (IV-IX) for 2014 and 2015 ($p < 0.05$)

In practice, rather strong relationship between wind speed and mixing-layer height present during several months of the year makes it impossible to conduct multivariate regression analysis, which provides for the determination of their simultaneous impact on the pollutant concentrations recorded at the monitoring stations. However, the cumulative effect of these parameters can be graphically presented, as an example of the $PM_{10}$ concentrations in relation to wind speed and mixing-layer height values for the Nowa Huta and Kurdwanow stations during the heating season in 2014 shown in Figure 9.

Similar effects can also be observed for other substances, which concentrations in the air are significantly dependent on the variability of the parameters mentioned above. An exemplary episode associated with considerable reduction in initially high concentrations of certain air pollutants as a result of great in-

crease in the wind speed and the height of mixing layer during the second half of December 2014 is shown in Figure 10 (Nowa Huta station) and Figure 11 (Kurdwanow station).

Table 6. Pearson correlation coefficients ($r$) and coefficients of determination ($r^2$) for wind speed and mixing-layer height obtained for the period of 2014-2015 in the area of analysed air quality monitoring stations ($p < 0.05$)

| Analysed period | | Nowa Huta station | | | | Kurdwanow station | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 2014 | | 2015 | | 2014 | | 2015 | |
| | | $r$ | $r^2$ | $r$ | $r^2$ | $r$ | $r^2$ | $r$ | $r^2$ |
| Month | 1 | 0.716 | 0.513 | 0.748 | 0.559 | 0.694 | 0.481 | 0.649 | 0,422 |
| | 2 | 0.449 | 0.202 | 0.609 | 0.370 | 0.463 | 0.214 | 0.705 | 0,497 |
| | 3 | 0.549 | 0.301 | 0.496 | 0.246 | 0.576 | 0.332 | 0.487 | 0,237 |
| | 4 | 0.380 | 0.144 | 0.434 | 0.188 | 0.465 | 0.216 | 0.478 | 0,228 |
| | 5 | 0.467 | 0.218 | 0.478 | 0.229 | 0.455 | 0.207 | 0.406 | 0,164 |
| | 6 | 0.358 | 0.128 | 0.455 | 0.207 | 0.454 | 0.206 | 0.392 | 0,154 |
| | 7 | 0.393 | 0.154 | wind speed measurements unavailable | | 0.348 | 0.121 | 0.606 | 0.368 |
| | 8 | 0.501 | 0.251 | | | 0.503 | 0.253 | 0.501 | 0.251 |
| | 9 | 0.302 | 0.091 | 0.397 | 0.157 | 0.359 | 0.129 | 0.563 | 0,317 |
| | 10 | 0.470 | 0.221 | 0.487 | 0.237 | 0.518 | 0.268 | 0.660 | 0,436 |
| | 11 | 0.567 | 0.322 | 0.700 | 0.490 | 0.723 | 0.522 | 0.691 | 0,477 |
| | 12 | 0.835 | 0.698 | 0.652 | 0.425 | 0.720 | 0.518 | 0.656 | 0,430 |
| Heating season | | 0.632 | 0.399 | 0.603 | 0.363 | 0.611 | 0.374 | 0.620 | 0.384 |
| Non-heating season | | 0.358 | 0.128 | 0.403 | 0.162 | 0.373 | 0.139 | 0.463 | 0.214 |
| Year | | 0.340 | 0.115 | 0.421 | 0.177 | 0.374 | 0.140 | 0.394 | 0.156 |

In addition, Figures 10 and 11 illustrate the dilution effect of pollutants resulting from the daily cyclic changes in the height of mixing layer during the period with very low wind speeds (14-16.12.2014).

Conducted analysis shows that low mixing-layer height (up to 100 m) occurred in the area of the analysed monitoring stations for aprrox. 38-40 % of the time throughout the year, and was most frequent in cold months. Low mixing-layer height was often associated with low wind speed (or calm wind) episodes. Therefore, such adverse aerosanitary conditions may be one of the major causes for significant deterioration of air quality in Krakow during the heating season.

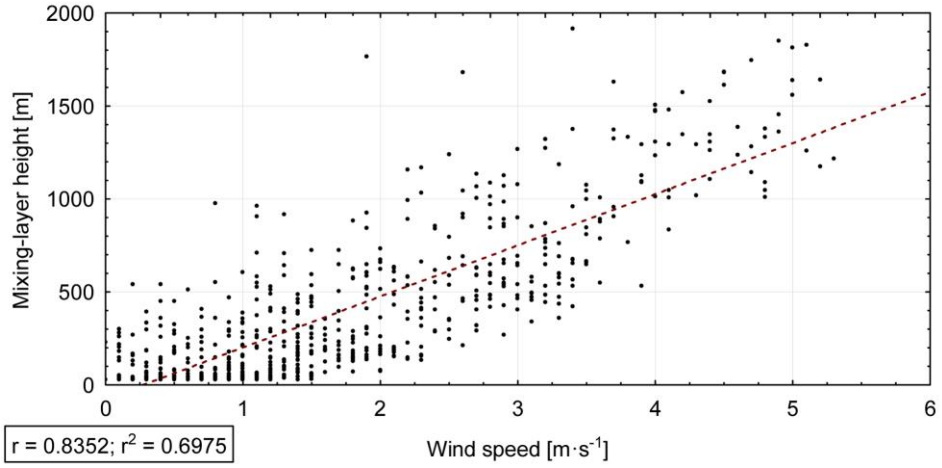



Fig. 8. Relationship between the mixing-layer height and wind speed obtained for the Nowa Huta station in December 2014 (1-hour averaged data)

## 4. Conclusions

Krakow, due to its unfavourable location in the valley and high level urban density, is a city characterized by poor ventilation properties, which combined with large amounts of local emission sources contribute to the occurrences of significant air pollution, especially in the heating season. In such situation the variability of meteorological parameters is of great importance, as it determines the potential dilution of pollutants in areas with high concentrations. On the basis of studies and analysis carried out for a period of two years (2014-2015) it can be concluded, that the concentrations of most air pollutants present in Krakow in the area of industrial station (Nowa Huta) and urban background station (Kurdwanow) are correlated with wind speed and mixing-layer height.

The strongest negative correlation between the concentrations of certain pollutants in the air and the wind speed/height of mixing layer occurs in winter months and concerns the following substances: $PM_{10}$, $PM_{2.5}$ and $NO_x$ (measured at both of the stations) and CO and $C_6H_6$ (measured only at the Nowa Huta station). This conclusion is evidenced by relatively high Spearman's rank correlation coefficients ($|r_s| > 0.5$) obtained for analysed data with a temporal resolution of 1 hour.

During the heating season the cumulative impact of both meteorological parameters mentioned above is observed, which intensifies the dilution and concentration processes of pollutants within the mixing zone. These factors are mutually partially correlated, which is especially evident in the winter months. In extreme cases, the Pearson correlation coefficient between wind speed and mixing-layer height reaches the level of 0.83 (Nowa Huta station, December

2014), with the average value for both of the analysed stations throughout the heating season equal to 0.62.

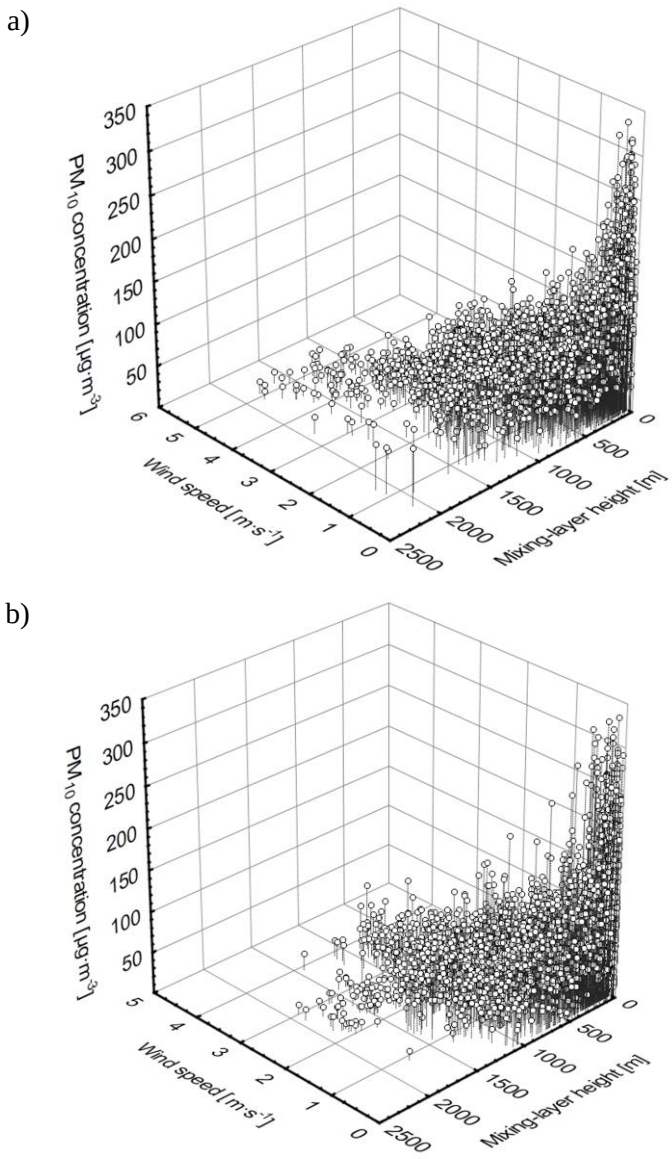



Fig. 9. The cumulative impact of wind speed and mixing-layer height on the $PM_{10}$ levels in the air recorded during the heating season at the analysed stations: a) Nowa Huta, b) Kurdwanow (1-hour averaged data from 2014)

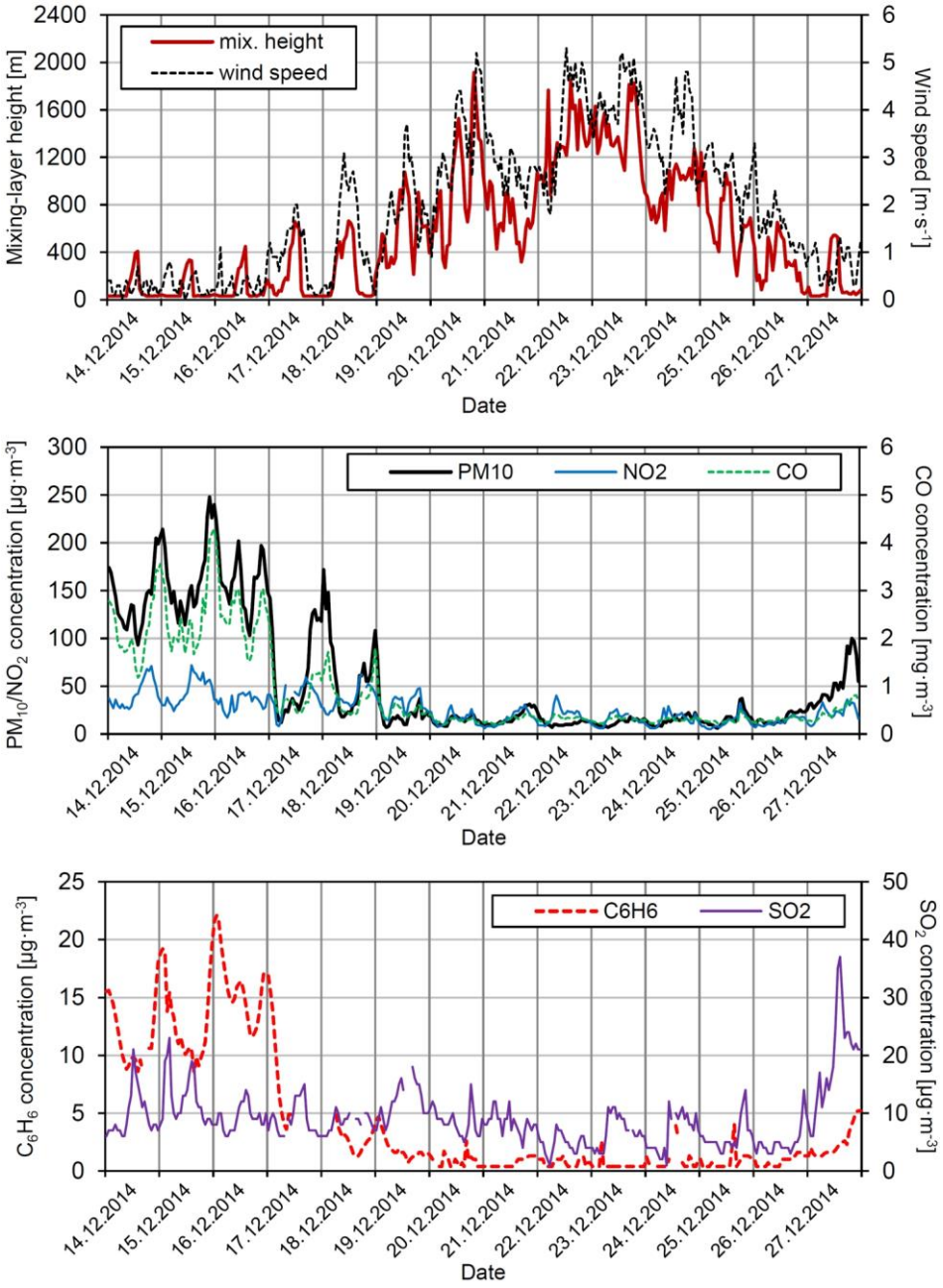



Fig. 10. Variability of the analysed meteorological parameters and concentrations of selected air pollutants at the Nowa Huta station in the period of 14-27.12.2014 (1-hour averaged values)

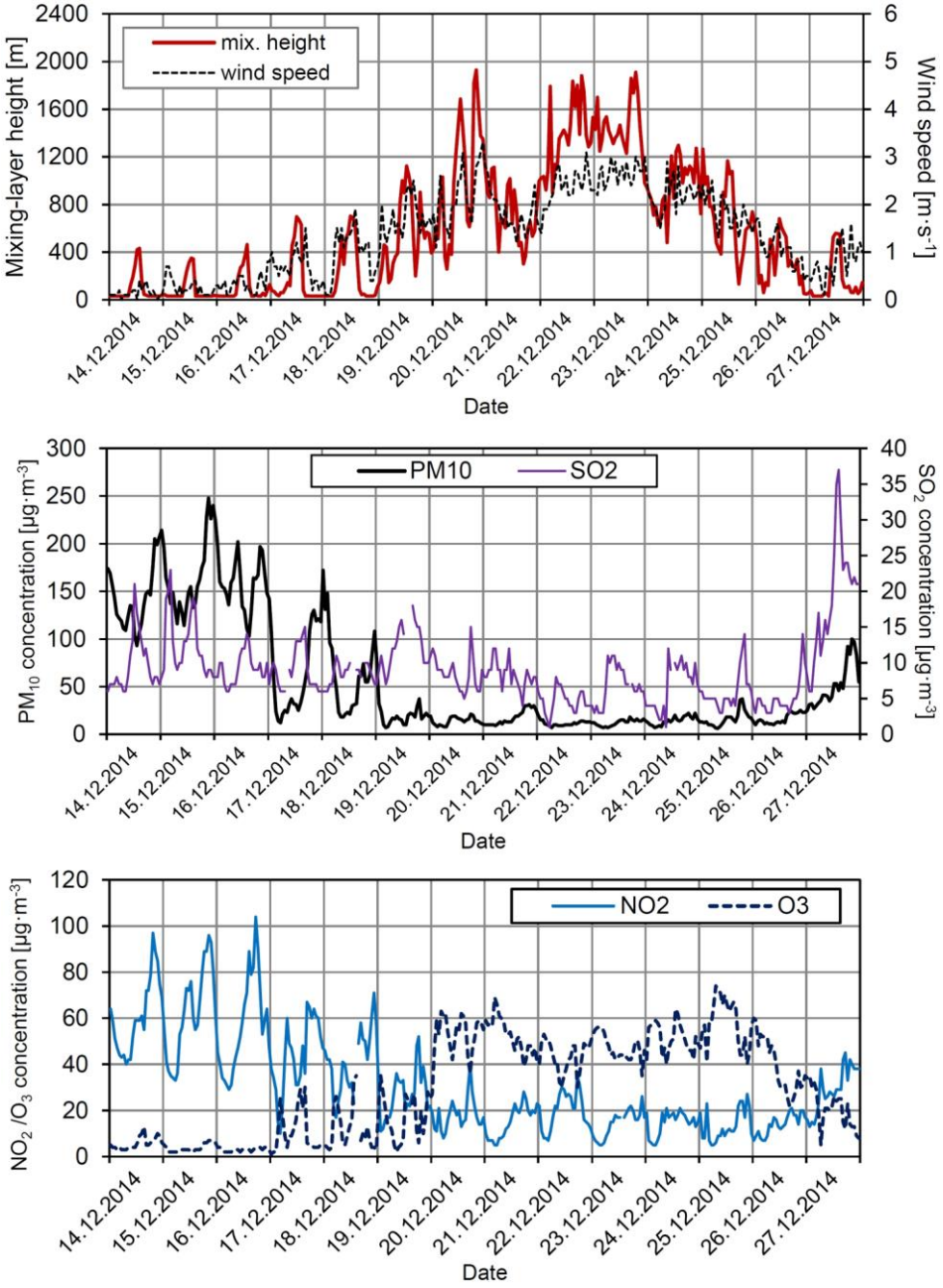



Fig. 11. Variability of the analysed meteorological parameters and concentrations of selected air pollutants at the Kurdwanow station in the period of 14-27.12.2014 (1- hour averaged values)

In the case of $O_3$ concentrations, measured only at the Kurdwanow station, for all of the months in the year a relatively high positive correlation was found in relation to both of the analysed meteorological parameters. This may be involved, among others, with the inflow of the air rich in $O_3$ and other oxidising substances or hydrocarbons (which are the sources of radicals accelerating the conversion of NO to $NO_2$ and ozone formation). On the other hand, it may result from blowing away the air rich in NO from the analysed area, which could react with $O_3$ and reduce its concentration in the air. During warmer months the increase of the mixing-layer height is associated with strong convection that results from increased insolation level and higher temperature, which promotes the formation of ozone.

At this station, a significant reduction in the $NO_2$ and $NO_x$ concentrations during the non-heating season with an increase of both wind speed and mixing-layer height was observed. This information can indicate that this station is subjected to a significant impact of the nearby road traffic and industrial emission and may point to dilution processes of pollutants (and air pollution plumes from point sources) resulting from an increase in wind speed and mixing-layer height. During the months characterized by intense solar radiation $NO_2$ undergoes photodissociation, thus causing the formation of ozone, peroxyacetyl nitrate (PAN) and other organic peroxides which is also promoted by mixing effects.

The weakest relationship between the concentrations in the air and the wind speed or the mixing-layer height was obtained for $SO_2$, and periodically for the Nowa Huta station in case of $NO_2$ as well. Furthermore, these correlations defined for individual months are characterized by a noticeable variability and, example given, for $SO_2$ concentrations measured at the Nowa Huta station in 2014-2015 they were generally of positive value. The increase in $SO_2$ concentrations in the air with increasing wind speed and mixing-layer height appears to be caused by intensified inflow of this substance (air masses with its higher concentrations) from other regions, including more distant residential areas of single-family detached houses and industrial emission sources located along the dominant wind directions. On the other hand, periodically occurring lack of correlation of analysed meteorological parameters with $NO_2$ concentrations may partly be due to the mutual neutralisation of two effects: dilution of this substance in the air and accelerated oxidation of NO to $NO_2$ as a result of the inflow of oxidants from the areas where they are in abundance. In the case of the Nowa Huta station, direct impact of vapour emissions of volatile organic compounds and other pollutants from a nearby gas station, roads transport and industrial plants may also be crucial.

Impact assessment of wind speed and mixing-layer height on the pollutant concentrations conducted in the paper for two measurement points located in the city of Krakow provides partial explanation for the reasons behind the episodes with elevated concentrations of certain pollutants in the air, which are recorded at the analysed monitoring stations. Furthermore, performed analysis allowed for

the examination of both causes and nature of periodically occurring noticeable improvement of air quality in the city. However, further analysis taking into account greater number of parameters and measurement points is advisable, together with the evaluation of mixing-layer height temporal variability determined in the paper using mathematical modelling.

***This paper has been prepared within the scope of the AGH UST statutory research no. 11.11.150.008.***

## Literature

[1] Akpinar S., Oztop H.F., Akpinar E.K.: Evaluation of relationship between meteorological parameters and air pollutant concentrations during winter season in Elaziğ, Turkey, Environmental Monitoring and Assessment, vol. 146, 2008, pp. 211-224.

[2] Bogacki M.: Wpływ sposobu zagospodarowania terenu na potencjał oksydacyjny powietrza, Inżynieria Środowiska, t. 8, z. 2, 2003, s. 135-147.

[3] Chief Inspectorate for Environmental Protection (Poland): Air quality portal, http://powietrze.gios.gov.pl/ {accessed in 31.01.2016}.

[4] Chuang M.T., Chiang P.C., Chan C.C., Wang C.F., Chang E.E., Lee C.T.: The effects of synoptical weather pattern and complex terrain on the formation of aerosol events in the Greater Taipei area. Science of the Total Environment, vol. 399, 2008, pp. 128-146.

[5] Czarnecka M., Nidzgorska-Lencewicz J.: Impact of weather conditions on winter and summer air quality, International Agrophysics, vol. 25, 2011, pp. 7-12.

[6] Czarnecka M., Nidzgorska-Lencewicz J.: Warunki meteorologiczne kształtujące jakość powietrza w styczniu i w lipcu 2006 roku w Szczecinie, Acta Agrophysica vol. 12(1), 2008, s. 55-72.

[7] Ćwiek K., Majewski G.: Wpływ elementów meteorologicznych na kształtowanie się stężeń zanieczyszczeń powietrza na przykładzie Krakowa, Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, nr 67, 2015, s. 54-66.

[8] Drzeniecka A., Pereyma J., Pyka J.L., Szczurek A.: Wpływ warunków meteorologicznych na stężenie zanieczyszczeń powietrza w śródmieściu Wrocławia, Chemia i Inżynieria Ekologiczna, vol. 7, nr 8-9, 2000, s. 865-882.

[9] Godłowska J., Kaszowski W., Hajto M.J., Tomaszewska A.M.: Wpływ sposobu przygotowania meteorologicznych danych wejściowych w systemie FAPPS na jakość pola wiatru i głębokość mieszania, Konsekwencje dla prognozy PM10, [w:] Ochrona powietrza w teorii i praktyce. Tom 2 (red. J. Konieczyński), IPIŚ PAN, Zabrze 2012, s. 75-88.

[10] Gorai A.K., Tuluri F., Tchounwou P.B., Ambinakudige S.: Influence of local meteorology and $NO_2$ conditions on ground-level ozone concentrations in the eastern part of Texas, USA, Air Quality, Atmosphere & Health, vol. 8, 2014, pp. 81-96.

[11] Guttikunda S.K., Gurjar B.R.: Role of meteorology in seasonality of air pollution in megacity Delhi, India, Environmental Monitoring and Assessment, vol. 184, 2012, pp. 3199-3211.

[12] Isyumov D., Helliwell N., Rosen S., Lai S.: Winds in Cities: Effects on Pedestrians and the Dispersion of Ground Level Pollutants, [w:] Wind Climate in Cities (ed. J.E. Cermak, A.G. Davenport, E.J. Plate, D.X. Viegas), Springer, 1995, pp. 319-335.

[13] Juda-Rezler, K., Reizer, M., Oudinet, J.P.: Determination and analysis of $PM_{10}$ source apportionment during episodes of air pollution in Central Eastern European urban areas: the case of wintertime 2006, Atmospheric Environment, vol. 45, 2011, pp. 6557-6566.

[14] Kim K.H., Lee S.-B., Woo D., Bae G.-N.: Influence of wind direction and speed on the transport of particle-bound PAHs in a roadway environment, Atmospheric Pollution Research, vol. 6, 2015, pp. 1024-1034.

[15] Kompalli S.K., Babu S.S., Moorthy K.K., Manoj, M. R., Kumar, N. K., Shaeb, K. H. B., & Joshi, A. K.: Aerosol black carbon characteristics over Central India: Temporal variation and its dependence on mixed layer height, Atmospheric Research, vol. 147, 2014, pp. 27-37.

[16] Kwak K.-H., Lee S.-H., Seo J.M., Park S.-B., Baik J.-J.: Relationship between rooftop and on-road concentrations of traffic-related pollutants in a busy street canyon: Ambient wind effects, Environmental Pollution, vol. 208, 2016, pp. 185-197.

[17] Lai L.W.: Fine particulate matter events associated with synoptic weather patterns, long-range transport paths and mixing height in the Taipei Basin, Taiwan, Atmospheric Environment, vol. 113, 2015, pp. 50-62.

[18] Lin J. T., McElroy M. B.: Impacts of boundary layer mixing on pollutant vertical profiles in the lower troposphere: Implications to satellite remote sensing, Atmospheric Environment, vol. 44, 2010, pp. 1726-1739.

[19] Lo K.W., Ngan K.: Characterising the pollutant ventilation characteristics of street canyons using the tracer age and age spectrum, Atmospheric Environment, vol. 122, 2015, pp. 611-621.

[20] Majewski G.: Zanieczyszczenie powietrza pyłem zawieszonym PM10 na Ursynowie i jego związek z warunkami meteorologicznymi, Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 1(31), 2005, s. 210-223.

[21] National Climatic Data Center (NCDC): Integrated Surface Data (ISD), ftp://ftp.ncdc.noaa.gov/pub/data/noaa/2012/ {accessed in 31.12.2015}.

[22] Nkemdirim L.C.: The Role of Wind Velocity and Mixing Depth in the Distribution of Urban Air Pollution Hazard in Calgary, Alberta, Canada, GeoJournal, vol. 8(3), 1984, pp. 197-200.

[23] NOAA Earth System Research Laboratory (ESRL): Radiosonda Database, http://esrl.noaa.gov/raobs/ {accessed in 31.12.2015}.

[24] Ocak S., Turalioglu F.: Effect of Meteorology on the Atmospheric Concentrations of Traffic-Related Pollutants in Erzurum, Turkey, J. Int. Environmental Application & Science, vol. 3(5), 2008, pp. 325-335.

[25] Oleniacz R., Bogacki M., Rzeszutek M., Kot A.: Meteorologiczne determinanty jakości powietrza w Krakowie, [w:] Ochrona powietrza w teorii i praktyce. Tom 2 (red. J. Konieczyński), Wyd. IPIŚ PAN w Zabrzu, Zabrze, 2014, s. 163-178.

[26] Oleniacz R., Rzeszutek M.: Determination of optimal spatial databases for the area of Poland to the calculation of air pollutant dispersion using the CALMET/CALPUFF model, Geomatics and Environmental Engineering, vol. 8, no. 2, 2014, pp. 57-69.

[27] Oleniacz R., Rzeszutek M.: Assessment of the impact of spatial data on the results of air pollution dispersion modeling, Geoinformatica Polonica, vol. 13, 2014, pp. 57-68.

[28] Olofson K.F.G., Andersson P.U., Hallquist M., Ljungström E., Tang L., Chen D., Pettersso, J.B.: Urban aerosol evolution and particle formation during wintertime temperature inversions, Atmospheric Environment, vol. 43, 2009, pp. 340-346.

[29] Panda S., Sharma S.K., Mahapatra P.S., Panda U., Rath S., Mahapatra M., Mandal T.K., Das T.: Organic and elemental carbon variation in PM2.5 over megacity Delhi and Bhubaneswar, a semi-urban coastal site in India, Natural Hazards, vol. 80, 2016, pp. 1709-1728.

[30] Perez-Martinez P.J., Miranda R.M.: Temporal distribution of air quality related to meteorology and road traffic in Madrid, Environmental Monitoring and Assessment, vol. 187, 2015, pp. 1-16.

[31] Pietras B.: Czynniki meteorologiczne wpływające na koncentrację aerozoli w Krakowie oraz analiza cząstek aerozoli, Prace Studenckiego Koła Naukowego Geografów Uniwersytetu Pedagogicznego w Krakowie, vol. 2, 2014, s. 90-100.

[32] Raman R.S., Kumar S.: First measurements of ambient aerosol over an ecologically sensitive zone in Central India: Relationships between PM2.5 mass, its optical properties, and meteorology, Science of The Total Environment, vol. 550, 2016, pp. 706-716.

[33] Rawicki K.: Variability of particulate matter concentrations in Poland in the winter 2012/2013, Folia Pomeranae Universitatis Technologiae Stetinensis. Agricultura, Alimentaria, Piscaria et Zootechnica, vol. 31, 2014, pp. 143-151.

[34] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 września 2012 r. w sprawie dokonywania oceny poziomów substancji w powietrzu, Dz. U. 2012, poz. 1032.

[35] Schäfer K., Wagner P., Emeis S., Jahn C., Muenkel C., Suppan P.: Mixing layer height and air pollution levels in urban area, [in:] Proc. of. SPIE, Remote Sensing of Clouds and the Atmosphere XVII; and Lidar Technologies, Techniques, and Measurements for Atmospheric Remote Sensing VIII (ed. E.I. Kassianov et al.), vol. 8534, 853409, 2012, pp. 1-10.

[36] Scire J.S., Robe F.R., Fernau M.E., Yamartino R J.: A User's Guide for the CALMET Meteorogical Model (Version 5), Concord 2000.

[37] Seinfeld J.H., Pandis S.N., Atmospheric chemistry and physics: from air pollution to climate change, 3rd Edition, John Wiley & Sons, 2016.

[38] Tiwari S., Bisht D.S., Srivastava A.K., Pipal A.S., Taneja A., Srivastava M.K., Attri S.D.: Variability in atmospheric particulates and meteorological effects on their mass concentrations over Delhi, India, Atmospheric Research, vol. 145, 2014, pp. 45-56.

[39] Wagner P., Schäfer K.: Influence of mixing layer height on air pollutant concentrations in an urban street canyon, Urban Climate, 2015, doi: 10.1016/j.uclim.2015.11.001.

[40] Walczewski, J.: Niektóre dane o występowaniu całodziennych warstw inwersyjnych w atmosferze Krakowa i uwarunkowania tego zjawiska, Przegląd Geofizyczny, z. 3-4, 2009, s. 183-191.

[41] Weber S., Kordowski K., Kuttler W.: Variability of particle number concentration and particle size dynamics in an urban street canyon under different meteorological conditions, Science of the Total Environment, vol. 449, 2013, pp. 102-114.

[42] Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Krakowie: System monitoring jakości powietrza, http://monitoring.krakow.pios.gov.pl/ {accessed in 31.01.2016}.

[43] Wydział Fizyki i Informatyki Stosowanej AGH w Krakowie: Serwis METEO, http://meteo.ftj.agh.edu.pl/meteo/ {accessed in 31.01.2016}.

[44] Xu J., Yan F., Xie Y., Wang F., Wu J., Fu Q.: Impact of meteorological conditions on a nine-day particulate matter pollution event observed in December 2013, Shanghai, China, Particuology, vol. 20, 2015, pp. 69-79.

[45] Żyromski A., Biniak-Pieróg M., Burszta-Adamiak E., Zamiar Z.: Evaluation of relationship between air pollutant concentration and meteorological elements in winter months, Journal of Water and Land Development, vol. 22, 2014, pp. 25-32.

## OCENA WPŁYWU PRĘDKOŚCI WIATRU I WYSOKOŚCI WARSTWY MIESZANIA NA JAKOŚĆ POWIETRZA W KRAKOWIE (POLSKA) W LATACH 2014-2015

**S t r e s z c z e n i e**

W pracy omówiono rolę, jaką pełni prędkość wiatru i wysokość warstwy mieszania w kształtowaniu poziomów stężeń zanieczyszczeń w powietrzu w Krakowie (Południowa Polska). W tym celu wykorzystano 1-godzinne wyniki pomiarów stężeń wybranych zanieczyszczeń powietrza oraz prędkości wiatru z okresu 2014-2015, realizowanych w obszarze miasta Krakowa w dwóch stacjach monitoringu jakości powietrza (stacji przemysłowej i tła miejskiego). Czasową zmienność wysokości warstwy mieszania w rejonie danej stacji monitoringowej wyznaczono metodą modelowania z wykorzystaniem modelu CALMET i wyników pomiarów pochodzących m.in. z dwóch stacji aerologicznych. Stwierdzono co najmniej umiarkowaną zależność pomiędzy prędkością wiatru i wysokością warstwy mieszania oraz stężeniami niektórych zanieczyszczeń powietrza. W przypadku takich substancji, jak $PM_{10}$, $PM_{2,5}$, $NO_2$, $NO_x$, CO i $C_6H_6$ korelacja ta jest ujemna, co świadczy o tym, że niska prędkość wiatru i mała wysokość warstwy mieszania może być główną przyczyną podwyższonych stężeń tych substancji w powietrzu, zwłaszcza w miesiącach zimowych. Dla $O_3$ otrzymano korelację dodatnią z analizowanymi parametrami meteorologicznymi, świadczącą o tym, że w tworzeniu się ozonu istotną rolę odgrywa dostępność do odpowiednich prekursorów i intensywność ich napływu z sąsiednich terenów. Z kolei w przypadku $SO_2$ uzyskano słabe korelacje dodatnie lub ujemne w zależności od rozpatrywanego okresu roku i lokalizacji stacji.

**Słowa kluczowe:** zanieczyszczenie powietrza, stężenia zanieczyszczeń, parametry meteorologiczne, analiza korelacji, przewietrzanie miasta, CALMET

DOI:10.7862/rb.2016.168

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 343-350

**Vlasta ONDREJKA HARBUĽÁKOVÁ**[1]
**Adriana EŠTOKOVÁ**[2]
**Alena LUPTÁKOVÁ**[3]

# MATHEMATICAL EVALUATION OF DELETERIOUS PROCESSES OF FLY ASH-BASED CONCRETE IN PIPELINES

Concrete performs well when exposed to various atmospheric conditions, water, soil, and many other chemical exposures. However, some chemical environments or even water can deteriorate high-quality concrete. Paper considers the usefulness of current fly ash concrete technology and prevention techniques, and advances a new approach for making concrete resist the deleterious effects of corrosion. This paper is focused on study of the durability of concrete materials based on two types of fly ashes which substitute 5 wt. % of cement in concrete mixture. Mathematical evaluation using correlation analysis was applied for assessment of deterioration of the concrete samples with fly ash of different origins. Experiment was done by measurements of elementary leached-out ions concentration (Ca, Si, Fe, Al, Cu and Mn) and subsequently correlation analysis between the ions each other (in the same type of fly ash or between different types of fly ash respectively) and also correlation between ions concentrations and pH values of leachate. The correlation coefficient showed different mechanism of calcium and silicon ions leaching when comparing the concrete samples with fly ash from brown coal burning and samples with fly ash from black coal burning.

**Keywords:** corrosion, correlation analysis, concrete deterioration

[1] Corresponding author: Vlasta Ondrejka Harbuľáková, Technical University of Košice, Civil Engineering Faculty, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Košice, SLOVAKIA, + 421 (055) 602 4269, vlasta.harbulakova@tuke.sk
[2] Adriana Eštoková, Technical University of Košice, Civil Engineering Faculty, Institute of Material Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Košice, SLOVAKIA, + 421 (055) 602 4265, adriana.estokova@tuke.sk
[3] Alena Luptáková, Slovak Academy of Science, Institute of Geotechnics, Watsonova 45, 043 53 Košice, SLOVAKIA, + 421 (055) 792 2622, luptakal@saske.sk

## 1. Introduction

Deterioration due to leaching occurs gradually in structures in long-term contact with water. As a calcium hydrate in concrete dissolves and migrates into water around the concrete structure, the concrete becomes porous.

This type of deterioration is known as "concrete deterioration caused by Ca leaching", it progresses very slowly compared to other deteriorations such as the alkali-aggregate reaction or chloride attack. Consequently, this deterioration has not generally been considered in the design of ordinary concrete structure. However, in the design of special concrete structure with their service life over a hundred years or more, this type of deterioration must be considered [1]. The assessment of the condition or health of pipeline systems is very difficult given that they are typically buried and therefore not readily accessible for visual inspection [2]. From a corrosion perspective, the sewage is no more corrosive than ordinary “fresh” water, i.e., water that is neither acidic nor alkaline. Wastewater is aerated in most parts of the wastewater system, at least where the biological reactions do not consume all the dissolved oxygen. In areas where waste water is not aerated, it produces much more corrosive conditions for many materials [3].

Recent research has shown the benefit of using coal fly ash in preventing corrosion damage and leaching of concrete. Reduced lower water/cement ratio, decreased drying shrinkage/cracking, and increased durability are all benefits of fly ash concrete. Coal is classified according to its heating value and according to the percentage of carbon it contains. For example, anthracite (stands for black coal) contains the highest proportion of pure carbon (about 86 to 98%) and has the highest heat value (31 400 to 36 385 KJ/kg) of all forms of coal [4]. All forms of coal also contain other elements presented in living organisms, such as sulphur and nitrogen, that are very low in absolute numbers but that have important environmental consequences when coals are used as fuels [4]. Lignite (stands for brown coal) is brownish-black in color and has a carbon content around 60–70%, a high inherent moisture content sometimes as high as 75%, and an ash content ranging from 6% to 19% compared with 6% to 12% for bituminous coal [5].

Because of a lack of standardized methods, different test methods have been used, and various parameters have been modified to evaluate the resistance of leaching. In this paper, based of correlation analysis, the closeness between the dissolved ions concentrations each other and ions concentration and pH changes values was calculated. The leaching processes of concrete was tested in disttiled water whereas was simulated in 5 consequence cycles. Concrete samples with 5 wt. % of fly ash (FA) of different origins, incorporated as partial cement replacement, were used.

## 2. Material and Methods

Concrete samples of two compositions were used for a leaching experiment since Portland cement in concrete mixtures was replaced by 5 wt. % of fly ash of two origins (FA from black coal burning and from brown coal burning). The concrete samples with fly ash replacement from brown-coal burning, prepared and tested in the experiment, are marked as ENO while the concrete samples of cement replacement by fly ash from black-coal burning as TEKO, respectively. Concrete cylinder samples of a 32 mm diameter and 15 mm height were formed as a drilled core from concrete cubes (150x150x150 mm) using drilling mechanism STAM. The cylinder specimens were rid of impurity, treated to a constant weight and then immersed into distilled water (pH value 6.25) to simulate a corrosion caused by leaching. The fly ashes were of different chemical compositions, so the aim of the leaching test was to study the durability of concrete materials based on the different fly ashes in order to determine a possibility of particular fly ash to be used in concrete pipelines´ material.

Experiments ran in five consecutive cycles. Each of the cycle consists of the following steps: seven-day exposure of sample to a liquid medium, removal the sample from the liquid, two-day drying of samples at room temperature and afterwards removing of precipitations by little brush, and re-immersion of sample into the medium. The leaching process was manifested by dissolving the main cement matrix´s components such as calcium, silicon, iron or aluminium compounds into the leachant. Concentrations of elementary ions in leachates after each experimental cycle were determined using X-ray fluorescence analysis (XRF). Besides leached-out concentrations, the pH of the liquid media was measured. The values of pH in leachates were measured after every 7-day exposition using a pH meter PHH – 3X Omega.

The deterioration process of concrete samples was evaluated using statistical analysis. For the statistical evaluation, measured leached-out concentrations of Ca, Si, Fe, Al, Cu and Mn ions and pH of media were chosen as deterioration parameters. A statistical relationship between deterioration parameters was analysed as follows: a) dependency between leached-out concentrations of individual elements and pH, and b) dependency between leached-out concentrations of elements each other in relation to the fly ash type.

In statistics, dependence refers to any statistical relationship between two random variables or two sets of data. Correlation refers to any of a broad class of statistical relationships involving dependency. Descriptive statistics is the discipline of quantitatively describing the main features of a collection of data [6]. Increase of the absolute value of the correlation coefficient ($R_{xy}$) is proportional to linear correlation. Information about two dimensional statistical data set gives correlation coefficient $R_{xy}$ as is shown in Eq (1).

$$R_{xy} = \frac{n\sum_{i=1}^{n} x_i y_i - \left(\sum_{i=1}^{n} x_i\right)\left(\sum_{i=1}^{n} y_i\right)}{\sqrt{\left[n\sum_{i=1}^{n} x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} x_i^2\right)^2\right]\left[n\sum_{i=1}^{n} y_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} y_i^2\right)^2\right]}} \quad (1)$$

$R_{xy}$ values are from the interval <-1,1>. If $R_{xy}$ = 1, the correlation is full linear, if $R_{xy}$ = -1, then the correlation is inversely linear and if $R_{xy}$ = 0, the pairs of values are fully independent. Than degree of the correlative closeness is: medium, if $0.3 \leq | R_{xy} | < 0.5$; significant, if $0.5 \leq | R_{xy} | < 0.7$; high, if $0.7 \leq | R_{xy} | < 0.9$; and very high, if $0.9 \leq | R_{xy} |$.

Correlation coefficient was for the purposes of our assessment obtained by the function "Pearson" in Microsoft Excel.

## 3. Results and Discussion

The measured concentrations of leached-out Ca, Si, Fe, Al, Mn and Cu ions in aqueous environment at the end of each cycle ($1^{st}$– $5^{th}$ cycle) are reported in Table 1.

Table 1. Measured concentrations of selected chemical elements in leachates

| Element | Sample | Cycles | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Ca | ENO | 55.6 | 45.2 | 197.8 | 88.5 | 256.9 | 90.6 |
| (mg/L) | TEKO | 55.6 | 127.4 | 158.3 | 110.1 | 277.2 | 111.4 |
| Si | ENO | 0 | 119.3 | 439.8 | 283.6 | 521.2 | 378.8 |
| (mg/L) | TEKO | 0 | 153.8 | 424.2 | 307.2 | 584.2 | 460.8 |
| Fe | ENO | 0 | 0 | 5.5 | 0 | 4.8 | 4.9 |
| (mg/L) | TEKO | 0 | 0 | 4.5 | 0 | 0 | 6.5 |
| Al | ENO | 79.4 | 28.5 | 169.2 | 107.9 | 216.1 | 166.1 |
| (mg/L) | TEKO | 79.4 | 39.8 | 192 | 118.1 | 215.9 | 205.4 |
| Mn | ENO | 36.6 | 47.2 | 25.4 | 21.8 | 25.9 | 29.6 |
| (mg/L) | TEKO | 36.6 | 0 | 21.9 | 37.9 | 34.3 | 25.8 |
| Cu | ENO | 9.9 | 14.3 | 13.3 | 0 | 0 | 9.5 |
| (mg/L) | TEKO | 9.9 | 0 | 0 | 0 | 11.8 | 10.7 |

The results of measured initial pH and pH values during the leaching experiment (after $1^{st}$, $2^{nd}$, $3^{rd}$, $4^{th}$ and $5^{th}$ cycle) are presented in the Table 2.

Table 2. Measured pH values of leachates (initial and after each cycle)

| Sample | Cycles | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| TEKO | 6.25 | 8.01 | 8.27 | 8.49 | 8.24 | 8.12 |
| ENO | 6.25 | 8.44 | 8.75 | 8.87 | 8.4 | 8.28 |

Calculation was aimed at an investigation of possible correlation between the dissolved ions from the concrete matrix and increase/decrease in pH values. Correlation coefficient ($R_{xy}$) was calculated for both types of concrete samples (one set of samples with ENO fly ash cement replacement and one set with TEKO fly ash). Results that consider combination of results from Table 1 and 2 are presented in Table 3.

Table 3. Correlation coefficients of dependency between ions´ leached-out masses and pH

| Correlated parameters | $R_{xy}$ | |
|---|---|---|
| | ENO | TEKO |
| Ca/pH | 0.39 | 0.54 |
| Si/pH | 0.70 | 0.75 |
| Fe/pH | 0.37 | 0.26 |
| Al/pH | 0.31 | 0.45 |
| Mn/pH | -0.39 | -0.21 |
| Cu/pH | -0.21 | -0.40 |

No significant correaltion was found for the leached-out masses and pH exepting silicon ($R_{xy}$= 0.7). This finding was not assumed especially for calcium since calcium is dissolved from cement matrix in form of calcium hydroxide thus the increasing trend in pH values of leachate was expected based on our previous studies aimed at fly ash-based concretes [7,8]. Calculated low dependency can be linked with the fact that after leaching, the calcium ions participated in chemical reactions in leachate resulting in new compounds formation as mentioned in [9].

In the next part, the relation between leachated-out ions of Ca, Si, Fe, Al, Cu and Mn in distilled water according to the types of used fly ash was studied. The correlations between various pairs of Si, Ca, Fe, Al, Mn and Cu ions leached-out for the same type of sample were determined and are presented in Table 4.

Table 4. Correlation coefficients of leached-out ions between each other for TEKO and ENO samples

| Correlated parameters | $R_{xy}$ | |
|---|---|---|
| | ENO | TEKO |
| Ca/Si | 0.86 | 0.79 |
| Ca/Fe | 0.76 | -0.1 |
| Mn/Cu | 0.66 | 0.47 |
| Si/Fe | 0.85 | 0.44 |
| Si/Mn | -0.7 | 0.16 |
| Ca/Cu | -0.4 | 0.21 |
| Al/Mn | -0.76 | 0.4 |
| Fe/Al | 0.88 | 0.60 |
| Ca/Al | 0.87 | 0.60 |

As shown in Table 4, a high correlation was found between dissolved Ca and Si for both the ENO samples with fly ash from brown coal burning (0.86) and TEKO samples with fly ash from black coal burning (0.79). High dependency was found also between leached-out Fe/Al ions, between Ca/Al ions and Si/Fe for sample ENO ($0.7 \leq |Rxy| < 0.9$); where for Si/Mn the inverse high correlation was found out (also for ENO sample).
No correlation was calculated for TEKO samples Ca/Fe, Si/Mn, Si/Mn, Si/Cu and Ca/Mn. For leached-out ions concentrations of Fe/Cu no correlation was for both concrete types.

Consequently, a dependency in the individual elements was investigated comparing the leached-out masses of the same ions regarding the type of the concrete sample (Table 5).

As reported in Table 5, the correlation closeness of Ca, Si and Al ions leached in distilled water was calculated as very high (0.9, 0.99 and 0.98, respectively) for both concrete samples while only a high correlation was found for Fe ions ($0.7 \leq |R_{xy}| < 0.9$). The finding points to the similar individual mechamismus of leaching and behaviour of main components (calcium, silicon, and aluminium compounds) for both concrete samples even with the fly ashes of various compositions. The correlation found out between leached-out amounts of cuprum from the different types of concrete samples was found to be fully independent. In case of manganese the calculated correlation was high, but inverse. It means that the more massive was leaching from concrete samples with black coal the less massive was leaching from samples with brown coal.

Table 5. Correlation coefficients of dependency of leached concentration of selected chemical elements

| Leached-out elements | $R_{xy}$ |
|---|---|
| Ca (ENO/TEKO) | 0.90 |
| Si (ENO/TEKO) | 0.99 |
| Fe (ENO/TEKO) | 0.71 |
| Al (ENO/TEKO) | 0.98 |
| Mn (ENO/TEKO) | -0.74 |
| Cu (ENO/TEKO) | -0.29 |

## 4. Conclusion

The deterioration of concrete samples with addition of fly ashes of two various compositions was studied in the paper. Leached-out masses of individual elements in distilled water and pH of leachants were chosen as deterioration parameters to be investigated using correlation analysis. The findings revealed:

- Surprisingly, no significant correlation was found for the leached-out masses and pH even for calcium.
- Very high correlation closeness of Ca, Si and Al leached-out masses in distilled water points to the similar individual mechamismus of leaching or behaviour in leachate for both concrete samples even with the fly ashes of various compositions.
- The more massive was leaching of manganese from concrete samples with black coal the less massive was leaching from samples with brown coal.

The more detailed study taking into account the chemical composition of concrete samples and incorporated fly ashes is still in progress.

### Acknowledgements

***This research has been carried out within the Grants No. 2/0145/15 and 1/0481/13 of the Slovak Grant Agency for Science.***

### References

[1] Ikeda M., et al.: Influence of type of cement on Ca leaching from concrete using experimental acceleration method, 29th conference on our world in concrete and structures, 25-26 August, Singapore 2004.

[2] Bradshaw A.S., daSilva G., McCue M.T., Kim J., Nadukuru S.S., Lynch J., Michalowski R.L., Pour-Ghaz M., Weiss, J., Green R.A.: Damage detection and health Monitoring of buried concrete pipelines, Prediction and Imulation Methods for

Geohazard Mitigation – Oka, Murakami & Kimoto (eds)., Taylor & Francis Group, London 2009.

[3] OD/Coating HRDS Manual Appendex A: Basics on corrosion in wastewater collection and treatmnet system: The Corroding Environments and Materials, web page: http://www.hrsd.com/pdf/Coatings%20Manual/2011/APPENDIX%20A.pdf.

[4] Available on web page: http://www.encyclopedia.com/topic/coal.aspx.

[5] Ghassemi A.: Handbook of Pollution Control and Waste Minimization, CRC Press, 2001, pp. 434.

[6] Kreyszig E.: Advanced Engineering Mathematics, John Wiley and sons, 10th edition, 2011.

[7] Ondrejka Harbulakova V., Estokova A., Purcz P., Luptakova A.: Correlation analysis as a method for concrete deterioration investigation, ICOCEE 2015, Nevsehir: Nevsehir Haci Bektas Veli University, 2015, pp. 943-949.

[8] Ondrejka Harbulakova V., Estokova A., Purcz P., Luptakova A.: Investigation of correlation of concrete corrosion parameters, SGEM 2015, Sofia: STEF92 Technology Ltd., 2015, pp. 447-454.

[9] Merida A, Kharchi F.: Pozzolan concrete durability on sulphate attack. Procedia Engineering, 114, 2015, pp. 832-837.

## MATHEMATICAL EVALUATION OF DELETERIOUS PROCESSES OF FLY ASH-BASED CONCRETE IN PIPELINES

**S u m m a r y**

Concrete performs well when exposed to various atmospheric conditions, water, soil, and many other chemical exposures. However, some chemical environments or even water can deteriorate high-quality concrete. Paper considers the usefulness of current fly ash concrete technology and prevention techniques, and advances a new approach for making concrete resist the deleterious effects of corrosion. This paper is focused on study of the durability of concrete materials based on two types of fly ashes which substitute 5 wt. % of cement in concrete mixture. Mathematical evaluation using correlation analysis was applied for assessment of deterioration of the concrete samples with fly ash of different origins. Experiment was done by measurements of elementary leached-out ions concentration (Ca, Si, Fe, Al, Cu and Mn) and subsequently correlation analysis between the ions each other (in the same type of fly ash or between different types of fly ash respectively) and also correlation between ions concentrations and pH values of leachate. The correlation coefficient showed different mechanism of calcium and silicon ions leaching when comparing the concrete samples with fly ash from brown coal burning and samples with fly ash from black coal burning.

**Keywords:** corrosion, correlation analysis, concrete deterioration

DOI:10.7862/rb.2016.169

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 351-358

**Kamil Błażej POCHWAT**[1]

# WPŁYW WSPÓŁCZYNNIKA REDUKCJI PRZEPŁYWU ŚCIEKÓW $\beta$ NA DOBÓR GEOMETRII JEDNOKOMOROWEGO ZBIORNIKA RETENCYJNEGO

W publikacji przedstawiono wyniki badań wpływu współczynnika redukcji przepływu ścieków przez zbiornik $\beta$ na dobór geometrii zbiornika retencyjnego, a w szczególności maksymalnego projektowego napełnienia ściekami. Za przedmiot badań przyjęto klasyczny jednokomorowy zbiornik retencyjny, w którym zamierzonym zmianom podlegało maksymalne projektowe napełnienie ścieków w zakresie od 0,8 do 3,0 m. Wyniki badań pozwoliły na wskazanie warunków, w których można ograniczyć niezbędną pojemność retencyjną zbiornika poprzez odpowiednie zaprojektowanie geometrii jego komory akumulacyjnej. Wyniki badań mogą przyczynić się do ograniczenia kosztów wykonania zbiorników retencyjnych. Przedstawione badania wykonano z wykorzystaniem programu do modelowania hydrodynamicznego *Storm Water Management Model 5.0*, przy obciążaniu zlewni rzeczywistymi danymi opadowymi.

**Słowa kluczowe:** zbiorniki retencyjne, modelowanie hydrodynamiczne, opady deszczu, maksymalne projektowe napełnienie w zbiorniku

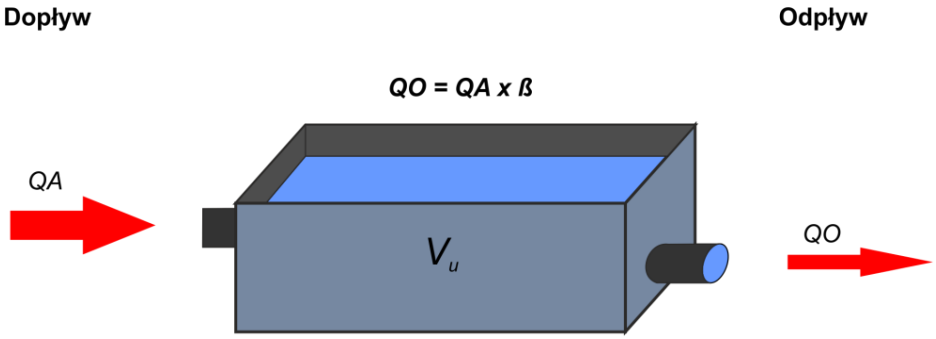
## 1. Wprowadzenie

Wymagania stawiane obecnie sieciom kanalizacyjnym transportującym ścieki opadowe wymuszają coraz częściej stosowanie obiektów retencyjnych [1, 2], które regulują przepływ ścieków w okresach wystąpienia opadu [3]. Stosowane są one na wszystkich etapach transportu i utylizacji ścieków [4], pozwalając w zależności od stosowanego systemu kanalizacyjnego m.in. na:

- odciążenie hydrauliczne sieci kanalizacyjnej,
- zabezpieczenie odbiornika przed nagłym zrzutem dużej ilości zanieczyszczonych ścieków,
- uśrednienie natężenia dopływu ścieków do oczyszczalni ścieków.

[1] Kamil Błażej Pochwat, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; tel.: 177432409; kp@prz.edu.pl

Największą grupę zbiorników stanowią te, które są stosowane do regulowania przepływu ścieków opadowych w sieciach kanalizacji deszczowej [5], wśród których istotną część stanowią zbiorniki realizowane w układzie jednokomorowym [6]. Jednym z najważniejszych parametrów hydraulicznych tego typu obiektów jest współczynnik redukcji przepływu ścieków $\beta$ [7]. Wielkość ta niesie w sobie informację o stopniu ograniczenia natężenia odpływu ścieków ze zbiornika w warunkach pełnego napełnienia w zbiorniku i maksymalnego natężenia dopływu ścieków do niego [8] (rys. 1.).




Rys. 1. Współczynnik redukcji przepływu ścieków $\beta$

Fig. 1. Flow reduction coefficient $\beta$

Z punktu widzenia możliwości realizacji inwestycji, obok warunków technicznych najistotniejszą rolę pełni czynnik ekonomiczny [9]. Jego racjonalizacja pozwala w wielu przypadkach na podejmowanie pozytywnych decyzji o realizacji inwestycji.

Ze względu na swoje gabaryty i konstrukcję, nakłady inwestycyjne ponoszone na budowę zbiorników są wysokie i zależą zasadniczo od ich pojemności, która z kolei uwarunkowana jest hydraulicznie. W konsekwencji tego priorytetem jest potrzeba dążenia do takiego kształtowania układów hydraulicznych zbiorników, które pozwoli na minimalizację ich niezbędnej pojemności retencyjnych przy zapewnieniu tego samego poziomu bezpieczeństwa hydraulicznego ich funkcjonowania.

Taki stan rzeczy można osiągnąć poprzez dobór odpowiednich parametrów projektowych [10], przy czym szczególne znaczenie posiada tutaj maksymalne projektowe napełnienie ścieków w zbiorniku $h_s$. Zależność ta została zauważona w pracach [11, 12, 8], w których potwierdzono, że wraz ze zwiększaniem maksymalnego projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku zmniejsza się jego niezbędna pojemność retencyjna $V_u$.

## 2. Cel badań

Celem przeprowadzonych badań było potwierdzenie tezy, że istnieją takie zakresy wartości współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$ w zbiorniku retencyjnym, w których zwiększanie projektowego napełnienie ścieków w zbiorniku $h_s$ ma niewielki wpływ na redukcję niezbędnej pojemności retencyjnej $V_u$ oraz takie, w których zwiększanie projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku ma bardzo istotny wpływ na zmniejszenie niezbędnej pojemności retencyjnej $V_u$.

## 3. Przypadek studyjny i metodyka badań

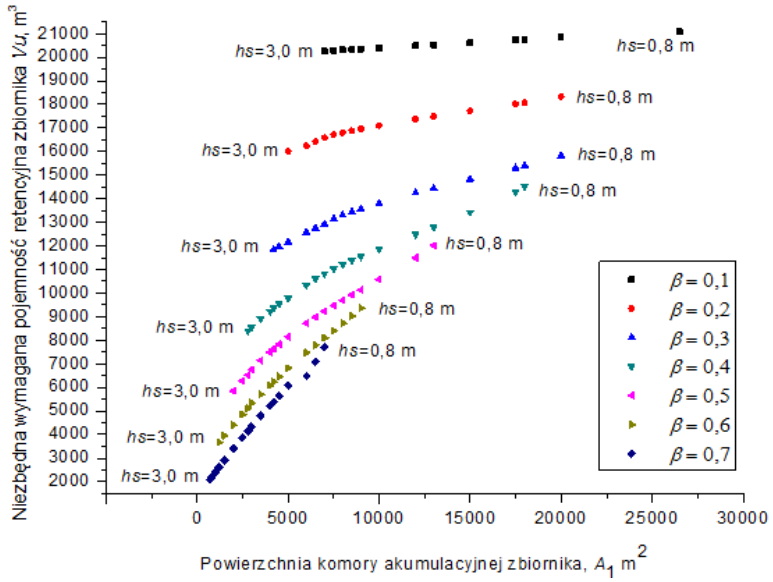
Zaplanowane analizy wykonano z wykorzystaniem oprogramowania do modelowania hydrodynamicznego SWMM 5.0. Jako obiekt badań przyjęty został zbiornik jednokomorowy, charakteryzujący się współczynnikami redukcji przepływu ścieków $\beta$ o wartościach od 0,1 do 0,7 i maksymalnym projektowym napełnieniem $h_s$, które podlegało celowym zmianom w zakresie wartości od 0,8 do 3,0 m.

Podstawę analiz stanowiły zlewnie o powierzchniach zredukowanych równych 5 ha każda i różnych wartościach parametrów hydraulicznych charakteryzujących zlewnię i sieć kanalizacyjną [13]. Wyniki analiz sprawdzono także dla dwóch dodatkowych układów parametrów hydraulicznych zlewni i systemu kanalizacyjnego o powierzchniach zlewni równych 15 i 80 ha.

## 4. Wyniki analiz

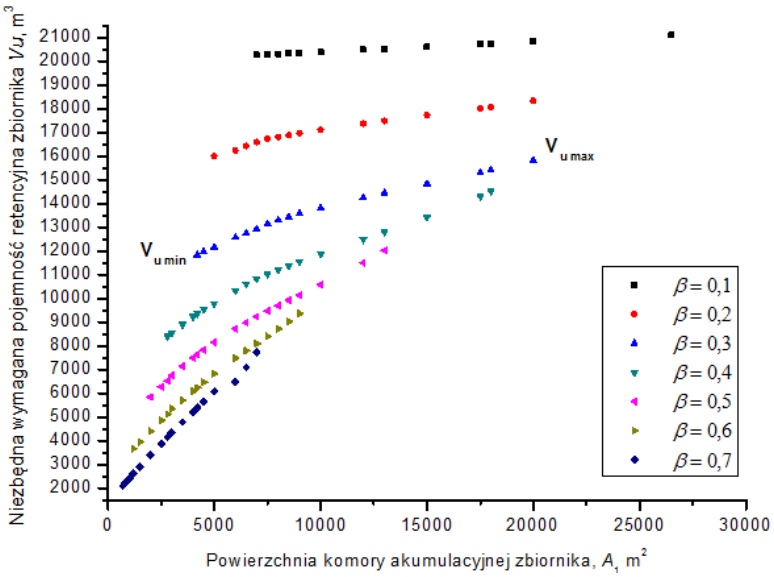
Z przeprowadzonych badań wynika, że dla każdej wartości współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$ zmniejszanie maksymalnego projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku $h_s$, które wynikało ze zwiększenia powierzchni komory akumulacyjnej zbiornika $A_1$ powodowało zwiększenie niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika $V_u$ (rys.2), co potwierdziło wcześniejsze spostrzeżenia [11, 8].

Dodatkowo uzyskane wyniki badań wskazują, że w zależności od wartości współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$ występowała różna siła wpływu maksymalnego projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku $h_s$ na niezbędną pojemność retencyjną zbiornika $V_u$. Zostało to zaobserwowane poprzez analizę różnicy pojemności obliczonej przy napełnieniu ścieków 3,0 m ($Vu_{min}$) oraz przy napełnieniu 0,8 m ($Vu_{max}$) (rys. 3.).




Rys. 2. Zależność pomiędzy powierzchnią komory retencyjnej $A_1$ zbiornika jednokomorowego a jego wymaganą pojemnością retencyjną $Vu$ dla zlewni o powierzchni 80 ha

Fig. 2. Dependence between area of the reservoir and its required capacity $V_u$ for catchment with area equal 80 ha




Rys. 3. Minimalna ($Vu_{min}$) i maksymalna ($Vu_{max}$) kubatura obiektu retencyjnego o określonej wartości współczynnika β

Fig. 3. Minimal ($Vu_{min}$) and maximal ($Vu_{min}$) capacity of storage reservoirs for different value of coefficient $\beta$

W celu oceny uzyskanej zależności wprowadzono wskaźnik $\eta$ wyrażony równaniem (1), który opisuje różnicę pomiędzy niezbędną pojemnością retencyjną zbiornika wyznaczoną dla napełnienia 0,8 m i napełnienia 3,0 m.

$$\eta = \frac{V_{umax}}{V_{umin}} \tag{1}$$

gdzie: $V_{umax}$ – niezbędna pojemność retencyjna zbiornika wyznaczona dla napełnienia *h*s równego 0,8 m, m$^3$;
$V_{umin}$ – niezbędna pojemność retencyjna zbiornika wyznaczona dla napełnienia *h*s równego 3,0 m, m$^3$.

Kolejnym etapem analizy było przedstawienie uzyskanych wyników wskaźnika $\eta$ dla szesnastu badanych układów zlewni o powierzchni 5 ha każdy charakteryzujących się odmiennymi parametrami hydraulicznymi. Wyniki przedstawiono w tabeli 1, gdzie zestawiono minimalną, maksymalną i średnią wartość współczynnika $\eta$.

Tabela 1. Minimalna, średnia i maksymalna wartość wskaźnika $\eta$ dla zlewni o powierzchni 5 ha
Table 1. Minimal, average and maximal value of coefficient $\eta$ for catchment with area 5 ha

| **Współczynnik redukcji przepływu ścieków $\beta$** | **Średnia wartość wskaźnika $\eta$ (z 16 badanych układów zlewni)** | **Minimalna wartość wskaźnika $\eta$** | **Maksymalna wartość wskaźnika $\eta$** |
|---|---|---|---|
| 0,1 | **1,09** | 1,06 | 1,16 |
| 0,2 | **1,16** | 1,12 | 1,20 |
| 0,3 | **1,20** | 1,17 | 1,25 |
| 0,4 | **1,27** | 1,23 | 1,34 |
| 0,5 | **1,37** | 1,32 | 1,49 |
| 0,6 | **1,54** | 1,43 | 1,75 |
| 0,7 | **1,81** | 1,60 | 2,06 |

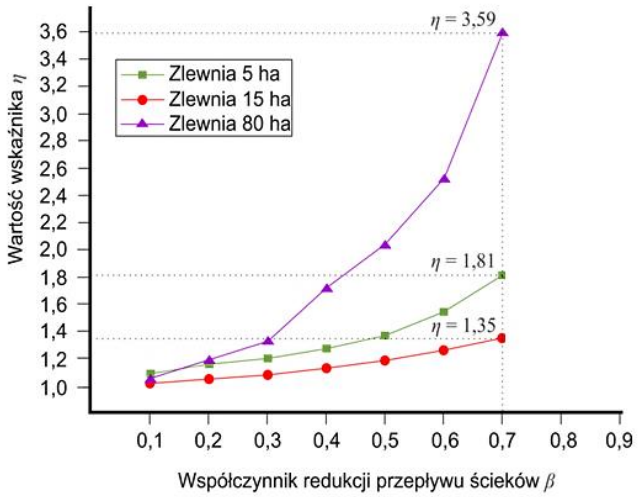
Z uzyskanych wyników badań jednoznacznie wynika, że wskaźnik $\eta$ rośnie wraz ze wzrostem współczynnika redukcji przepływ ścieków $\beta$. Zatem wpływ maksymalnego projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku na niezbędną pojemność retencyjną jest tym większy im większą wartością współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$ charakteryzuje się dany obiekt.

Analizując średnie wartości wskaźnika $\eta$ można zauważyć, że dla wartości współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$ od 0,1 do 0,3 zmiana analizowanego napełnienia ścieków z maksymalnego (3,0 m) do minimalnego (0,8 m) powoduje wzrost niezbędnej pojemności retencyjnej $V_u$ (w zależności od $\beta$) w zakresie od 9 do 20% (tab. 1). Natomiast dla większych wartości współczyn-

nika redukcji przepływu ścieków $\beta$ od 0,4 do 0,7 zmiana tych wartości może powodować wzrost niezbędnej pojemności retencyjnej $V_u$ nawet o 81% (tab. 1).

Potwierdza to postawioną w pracy tezę, że można wyznaczyć zakres wartości współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$, dla którego zwiększanie projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku $h_s$ ma niewielki wpływ na redukcję niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika $V_u$ oraz takiego, dla którego zwiększanie napełnienia ścieków $h_s$ ma bardzo istotny wpływ.

Dalszym krokiem badań było potwierdzenie wyciągniętego wniosku dla innych powierzchni zlewni. W tym celu dokonano zestawienia wyników dla zlewni o powierzchni 5 ha, 15 ha i 80 ha. Wyniki obliczeń wartości wskaźnika $\eta$ dla zlewni o powierzchni 5 ha przyjęto, jako wartość średnią z szesnastu poddanych analizie układów zlewni. Uzyskane wyniki przedstawiono na rysunku 4.




Rys. 4. Zależność wskaźnika $\eta$ od współczynnika redukcji przepływu $\beta$

Fig. 4. Dependence of indicator $\eta$ from coefficient $\beta$

Rozpatrując cały zakres analizowanych współczynników redukcji przepływu ścieków $\beta$ (od 0,1 do 0,7), w każdej z badanych zlewni zauważa się, dodatni wpływ współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$ na wartość wskaźnika $\eta$. Wskazuje to na powiększenie się różnicy pomiędzy pojemnościami zbiorników wyznaczonymi dla napełnienia 3,0 m i napełnienia 0,8 m.

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwoliły na potwierdzenie postawionej w pracy tezy i sformułowanie istotnych wniosków z punktu widzenia metodologii projektowania zbiorników retencyjnych, które będą wykorzystywane na dalszym etapie badań geometrii zbiorników retencyjnych.

- Istnieje możliwości wyznaczenia zakresów wartości parametrów współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$, dla których zwiększanie projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku $h_s$ ma niewielki wpływ na redukcję niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika $V_u$.
- Istnieje istotna zależność pomiędzy niezbędną pojemnością retencyjną zbiornika $V_u$ a maksymalnym projektowym napełnieniem ścieków w zbiorniku $h_s$, która zmienia się w zależności od wartości współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$.
- Wpływ maksymalnego projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku $h_s$ na jego niezbędną pojemność retencyjną $V_u$ jest tym większy im większym współczynnikiem redukcji przepływu ścieków $\beta$ charakteryzuje się obiekt retencyjny.

Podsumowując, ze względu na gabaryty i konstrukcje obiektów kubaturowych nakłady inwestycyjne ponoszone na ich budowę są wysokie, dlatego należy dążyć do minimalizacji ich niezbędnej pojemności $V_u$. Można to osiągnąć przez odpowiednie dostosowanie układu hydraulicznego zbiornika retencyjnego do warunków jego funkcjonowania. Dodatkowo należy stwierdzić, że dla zbiorników klasycznych charakteryzujących się niską wartością współczynnika $\beta$, projektowe maksymalne napełnienie ścieków $h_s$ nie ma istotnego wpływu na niezbędną pojemność retencyjną zbiornika $V_u$. Natomiast w przypadku zbiorników o większych wartościach współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$, projektowe napełnienie ścieków $h_s$ w znacznym stopniu rzutuje na jego wymaganą pojemność retencyjną $V_u$. Uzyskane wyniki badań wskazują na konieczność wykonywania na etapie projektowym dogłębnej analizy i opracowania kilku wariantów rozwiązań ukształtowania komory akumulacyjnej klasycznego zbiornika retencyjnego, szczególnie tego, który charakteryzuje się wysokimi wartościami współczynnika redukcji przepływu ścieków $\beta$.

## Literatura

[1] Calabro P.S., Viviani G.: Simulation of the operation of detention tanks, 2006.

[2] Nicholas D.I.: On-site stormwater detention: improved implementation techniques for runoff quantity and quality management in Sydney, Water Science and Technology, 32, 1995, pp. 85-91.

[3] Kordana S., Słyś D.: Analiza kosztów cyklu życia skrzynek rozsączających, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 127-139.

[4] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2014.

[5] Kisiel A., Malmur R., Mrowiec M.: Retencyjne zbiorniki jako elementy nowoczesnych rozwiązań sieci kanalizacyjnych, Czasopismo Techniczne, 2008, s. 42-63.

[6] Phillips D.I.: A generic method of design of on-site stormwater detention storages, Water, Science and Technology, 1995, s. 93-99.

[7] Szeląg B., Kiczko A.: The graphic method of sizing pipe reservoir for short, high-intensity rainfalls, Annals of Warsaw university of Life Sciences - SGGW, Land Reclamation, 2014, pp. 221-232.

[8] Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowania wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych, 1992.

[9] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewania wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 33-51.

[10] Mrowiec M., Kisiel A.: Tubular storage tanks with internal throttle pipe for using in densely urbanized areas, Novatech, 2007, pp. 1267-1274.

[11] Słyś D.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników grawitacyjno-pompowych. Kraków: Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, 2004.

[12] Dziopak J., Starzec M.: Wpływ kierunku i prędkości przemieszczania się opadu deszczu na maksymalne szczytowe przepływy ścieków w sieci kanalizacyjnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 63-81.

[13] Pochwat K.: Retencja zbiornikowa w małych zlewniach miejskich, Rzeszów 2015.

## THE INFLUENCE OF FLOW REDUCTION COEFFICIENT β AT SELECTION OF GEOMETRY OF SINGLE-CHAMBER STORAGE RESERVOIR

**S u m m a r y**

The paper presents the results of the impact of the flow reduction coefficient through the reservoir $\beta$ at the selection of the geometry of the reservoir, Particular the maximum design fill in storage reservoir. By the object of research assumed a classical single-chamber reservoir in Which were changed the maximum design fill, in the range of 0.8 to 3.0 m. Obtained results allowed for Identifying a conditions in which it is possible to minimizing the necessary capacity of the storage reservoir. Results can be used for reduce the costs of building of storage reservoirs. The analysis was Performed using the program for hydrodynamic modeling of sewerage systems (Storm Water Management Model 5.0), with the loading of the catchment real rainfall date.

**Keywords:** storage reservoirs, hydrodynamic modeling, rainfall, the maximum design fill in the storage

DOI:10.7862/rb.2016.170

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 359-369

**Kamil Błażej POCHWAT**[1]
**Daniel SŁYŚ**[2]

# ANALIZA HYDRAULICZNA FUNKCJONOWANIA ZBIORNIKA RETENCYJNEGO WYPOSAŻONEGO W INSTALACJĘ OBIEKTÓW RETENCYJNYCH

Instalacja obiektów retencyjnych jest innowacyjnym rozwiązaniem umożliwiającym przekształcenie układu hydraulicznego dowolnego zbiornika jednokomorowego w układ wielokomorowy. Główną ideą wynalazku jest wprowadzenie do wnętrza zbiornika przewodu połączonego hydraulicznie na wlocie i wylocie, co pozwala na zmniejszenie czasu przepływu ścieków przez obiekt, co w konsekwencji pozwala na zmniejszenie jego niezbędnej pojemności retencyjnej. W publikacji scharakteryzowano przedstawione rozwiązanie oraz zawarto wyniki analiz hydraulicznego funkcjonowania klasycznego zbiornika kanalizacyjnego ścieków deszczowych lub ogólnospławnych wyposażonego w przedmiotowe innowacyjne rozwiązanie, które pozwala na zmaksymalizowanie efektywności kubaturowej dowolnego zbiornika retencyjnego. Szczególną uwagę zwrócono na warunki hydrauliczne w zakresie napełnienia ściekami poszczególnych elementów zbiornika tj. kanału wiodącego i komory akumulacyjnej. Badania oparto na analizie poszczególnych faz funkcjonowania kanalizacyjnego zbiornika w systemie kanalizacji deszczowej zawierającego przedmiotową instalację. Badania przeprowadzono w fazach od wystąpienia opadu i rozpoczęcia dopływu strumienia objętości ścieków do zbiornika po zakończenie opadu i całkowite opróżnienie obiektu retencyjnego.

**Słowa kluczowe:** zbiorniki retencyjne, innowacje, efekt kubaturowy, systemy kanalizacyjne, systemy odwodnieniowe, kanalizacja deszczowa, kanalizacja ogólnospławna, retencja zbiornikowa, model hydrauliczny.

## 1. Wprowadzenie

Coraz powszechniej wykorzystywanym elementem w nowoczesnych zrównoważonych systemach odwodnień są zbiorniki retencyjne [1-3]. Stosowanie tych obiektów bardzo często wynika z konieczności zmniejszenia strumienia objętości przepływających ścieków w celu umożliwienia prawidłowego funk-

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Kamil Błażej Pochwat, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; tel.: 177432409, kp@prz.edu.pl.
[2] Daniel Słyś, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; tel.: 178651784; daniels@prz.edu.pl

cjonowania przeciążonego hydraulicznie systemu [4-5]. Istnieje zazwyczaj kilka alternatywnych możliwości rozwiązania tego problemu, a wybór najkorzystniejszej z nich jest możliwy w oparciu o analizę różnych kryteriów [6], z których najważniejsze to czynniki techniczne i ekonomiczne [7-11].

Ze względu na znaczne wymiary i skomplikowaną konstrukcję obiekty retencyjne wymagają wysokich nakładów inwestycyjnych ponoszonych na ich budowę [12]. Zatem, wskazanym jest wykorzystywanie takich rozwiązań, które umożliwią minimalizację ich niezbędnej pojemności $V_u$, a w konsekwencji nakładów inwestycyjnych, przy zapewnieniu założonego poziomu bezpieczeństwa działania systemów kanalizacyjnych [13].

W publikacji przedstawiono analizę hydrauliczną funkcjonowania jednego z innowacyjnych rozwiązań obiektów retencyjnych, które pozwala na zmniejszenie niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika poprzez zwiększenie jego efektywności hydraulicznej.

## 2. Cel analizy

Celem badań jest przeprowadzenie analizy hydraulicznej funkcjonowania zbiornika retencyjnego posiadającego zintegrowany system pn. *instalacja obiektów retencyjnych*, który pozwala na zwiększenie efektywności kubaturowej obiektu.

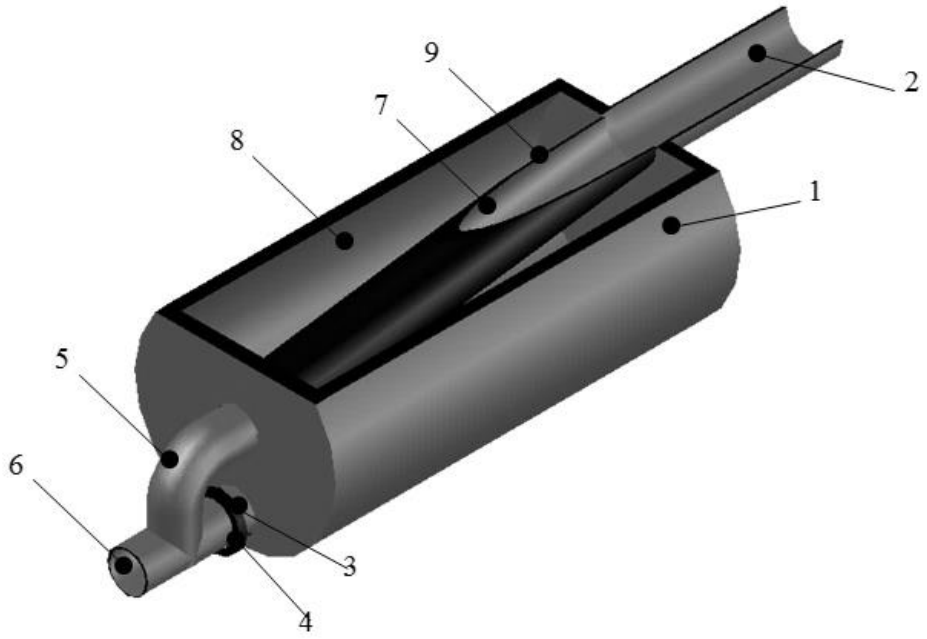
W rozważaniach wykorzystano najpowszechniej stosowany w systemach kanalizacyjnych zbiornik retencyjny działający w układzie przepływowym o jednej komorze akumulacyjnej. Zbiornik ten został zmodernizowany poprzez zaopatrzenie go w układ zwiększający efektywność hydrauliczną. Zrealizowane zostało to przez zastosowanie innowacyjnego rozwiązania pn. *Instalacja zbiorników retencyjnych,* która została zgłoszona do ochrony patentowej na terenie Unii Europejskiej [14].

Badany zbiornik został przedstawiony i opisany na schemacie aksonometrycznym (rys. 1).

## 3. Opis rozwiązania

*Instalacja obiektów retencyjnych* jest innowacyjnym rozwiązaniem, w który można wyposażyć dowolny obiekt retencyjny. Szczególnym atutem prezentowanego rozwiązania jest możliwość jego wykorzystania, zarówno w obiektach nowoprojektowanych, jak i istniejących zbiornikach przepływowych zwiększając jednocześnie ich efektywność hydrauliczną.

Przedmiotowe rozwiązanie stanowi połączenie kanału dopływowego obiektu retencyjnego z odpływowym poprzez kanał przelewowy. Najistotniejszym elementem rozwiązania jest przelew przewidziany w górnej części kanału przelewowego, który umożliwia odprowadzenie do komory akumulacyjnej obiektu nadwyżki objętości ścieków.




Rys. 1. Wizualizacja przekroju zbiornika rurowego zawierającego instalację minimalizującą niezbędna pojemność retencyjną: 1 – zbiornik retencyjny, 2 – kanał dopływowy, 3 – kanał odpływowy ze zbiornika, 4 – zawór klapowy, 5 – kanał wiodący, 6 – kanał odprowadzający ścieki do sieci, 7 – kanał przelewowy, 8 – przestrzeń akumulacyjna zbiornika, 9 – przelew

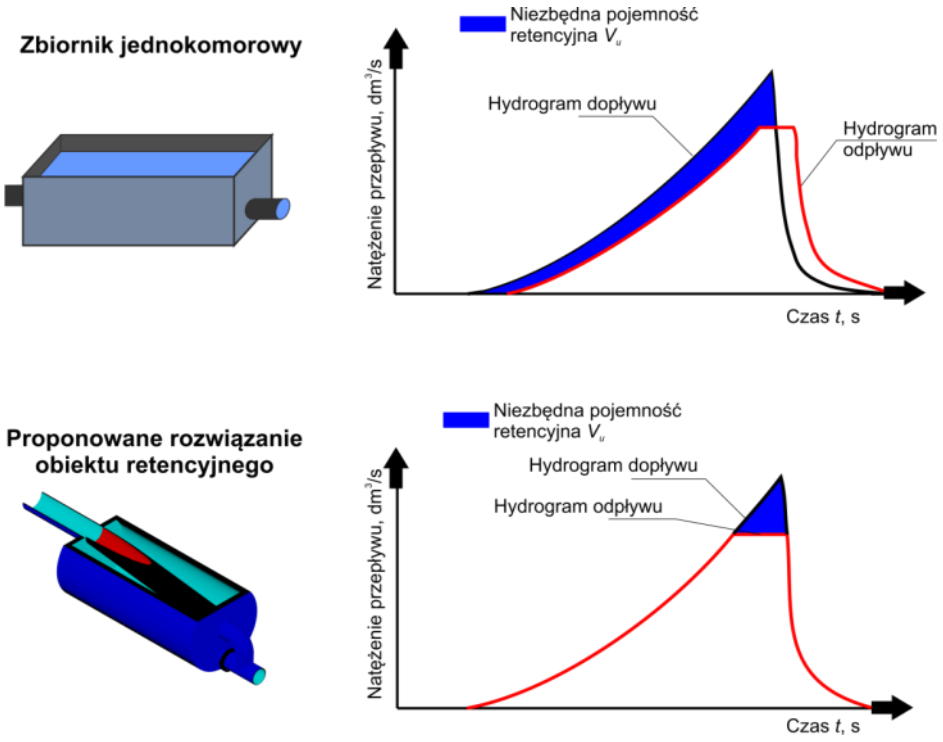
Fig. 1. Visualization of cross-section of undeground tank containing installation which minimizes the required retention volume: 1 – underground tank, 2 – inflow channel, 3 – first outflow channel, 4 – check valve, 5 – main channel, 6 – second outflow channel, 7 – overflow channel, 8 – retention volume, 9 – overflow

Dopływ ścieków do zbiornika jest realizowany za pomocą kanału dopływowego (2), natomiast odpływ ścieków z przestrzeni akumulacyjnej odbywa się przez kanał odpływowy (3) z zamontowanym na nim zaworem zwrotnym (4).

Główną ideą funkcjonowania przedmiotowej instalacji jest rozdział strugi ścieków na kanały (3) i (5), która ulega połączeniu w kanale odprowadzającym (6).

We wnętrzu komory akumulacyjnej (8) zbiornika znajduje się kanał przelewowy (7), który połączony jest hydraulicznie z kanałem dopływowym (2) i odpływowym (3).

Wstępna analiza przedstawionego rozwiązania pozwoliła stwierdzić, że przedmiotowe rozwiązanie w porównaniu do klasycznego zbiornika jednokomorowego pozwala na zwiększenie efektywności hydraulicznej zbiornika i zminimalizowanie jego niezbędnej pojemności retencyjnej. Na rysunku 2 przedstawiono ideę działania zbiornika wyposażonego w przedmiotową instalację na tle rozwiązania zbiornika jednokomorowego.

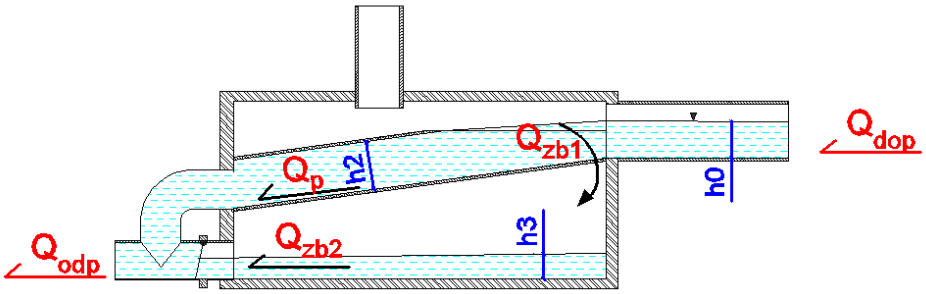



Rys. 2. Idea działania zbiornika retencyjnego wyposażonego w rozwiązanie pn. *instalacja obiektów retencyjnych* na tle zbiornika jednokomorowego

Fig. 2. The idea of function of the reservoir which contain a solution called *Installation of retention facilities* for single-chamber tank

## 4. Fazy funkcjonowania zbiornika z instalacją obiektów retencyjnych

W badaniach wykonano analizę hydrauliczną działania zbiornika wyposażonego w *Instalację obiektów retencyjnych* w poszczególnych fazach jego napełniania podczas wystąpienia opadu. Schematyczny przekrój badanego zbiornika zobrazowano na rysunku 3, na którym pokazano również schemat przepływów ścieków.

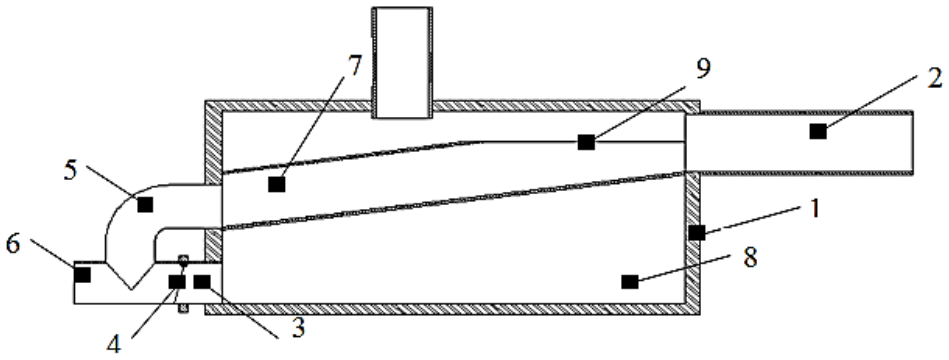



Rys. 3. Przekrój podłużny zbiornika retencyjnego o wysokosprawnym układzie hydraulicznym: $h_0$ – napełnienie ścieków w kanale dopływowym, $h_2$ – napełnienie ścieków w kanale przelewowym, $h_3$ – napełnienie ścieków w komorze akumulacyjnej zbiornika, $Q_{dop}$ – strumień objętości ścieków dopływających do zbiornika, $Q_{odp}$ – strumień objętości ścieków odpływających ze zbiornika, $Q_p$ – przepływ ścieków w kanale przelewowy, $Q_{zb1}$ – odpływ ścieków z kanału przelewowego, $Q_{zb2}$ – odpływ ścieków z komory akumulacyjnej

Fig. 3. Cross-section of underground tank with hihg effiency hydraulic system: $h_0$ – filling of sewage in inflow channel, $h_2$ – filling of sewage in overflow channel, $h_3$ – filling of sewage in retention volume, $Q_{dop}$ – inflow sewage to the tank, $Q_{odp}$ – outflow sewage, $Q_p$ – flow of sewage in overflow channel, $Q_{zb1}$ – outflow sewage from overflow channel, $Q_{zb2}$ – outflow of sewage from retention volume

## Faza I

Pierwsza faza funkcjonowania zbiornika wyposażonego w *Instalację obiektów retencyjnych* (rys. 4) ma miejsce przed wystąpieniem opadu. W tym czasie dopływ ścieków do zbiornika *QA* jest równy 0, a zawór zwrotny (4) jest zamknięty.




Rys. 4. Faza I funkcjonowania zbiornika

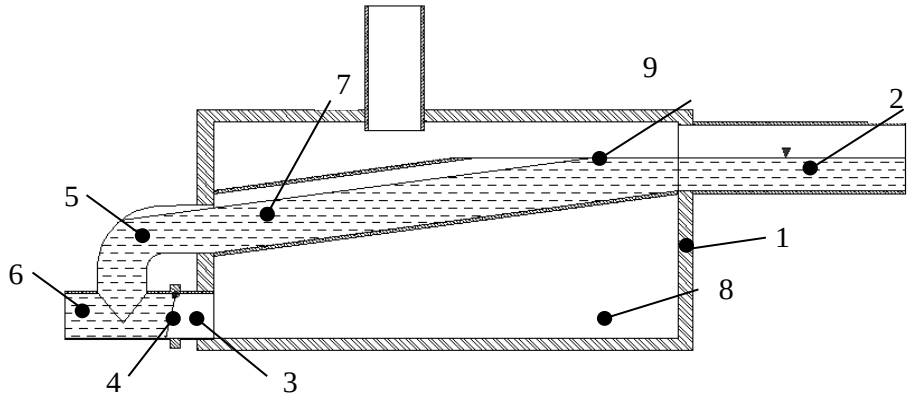
Fig. 4. Phase I of functioning of underground tank

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $h_{0.1} = 0$, $h_{2.1} = 0$, $h_{3.1} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dop.1} = 0$, $Q_{odp.1} = 0$, $Q_{p.1} = 0$, $Q_{zb1.1} = 0$, $Q_{zb2.1} = 0$.

### Faza II

Kolejna faza funkcjonowania obiektu występuje w początkowym okresie dopływu ścieków opadowych. Doprowadzone do zbiornika ścieki transportowane są kanałem przelewowym (9) do kanału wiodącego (5) oraz dalej do wspólnego kanału odpływowego (6). W tym czasie zawór klapowy (4) jest zamknięty, co chroni przed przepływem zwrotnym ścieków do komory akumulacyjnej (8).

Ominięcie komory akumulacyjnej (8) z trasy przepływu ścieków przez zbiornik pozwala na skrócenie czasu przepływu ścieków przez zbiornik, dzięki czemu odpływają niemal natychmiastowo (rys. 5).




Rys. 5. Faza II funkcjonowania zbiornika

Fig. 5. Phase II of functioning of underground tank

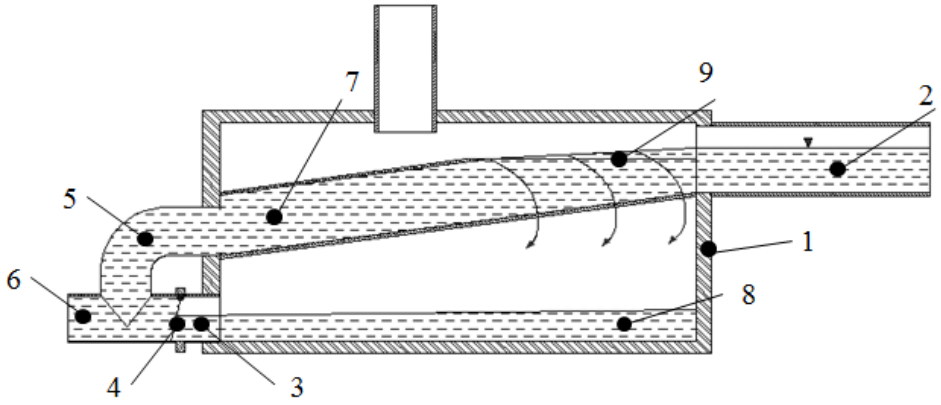
- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $h_{0.2} > 0$, $h_{2.2} > 0$, $h_{3.2} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dop.2} > 0$, $Q_{odp.2} > 0$, $Q_{p.2} > 0$, $Q_{zb1.2} = 0$, $Q_{zb2.2} = 0$.

### Faza III

W fazie III (rys. 6) strumień objętości ścieków $QA$, który doprowadzany jest kanałem przelewowym (7) do kanału wiodącego (5), przewyższa swoją wartością przepustowość kanału odpływowego (6).

Powstała w ten sposób nadwyżka objętości ścieków w wyniku spiętrzenia się w kanale przelewowym (7) zostaje poddana akumulacji w komorze (8).

Utrzymanie w pozycji zamkniętej zaworu klapowego (4) zapewnia różnica poziomów pomiędzy zwierciadłem ścieków w kanale transportującym (7) a poziomem zwierciadła ścieków w komorze 8.



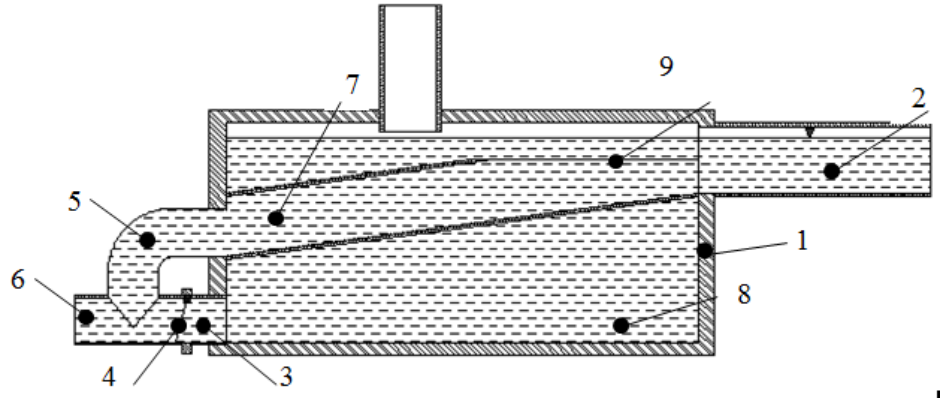

Rys. 6. Faza III funkcjonowania zbiornika

Fig. 6. Phase III of functioning of underground tank

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $h_{0.3} > h_{0.2}$, $h_{2.3} > h_{2.2}$, $h_{3.3} > 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dop.3} > Q_{odp.2}$, $Q_{dop.3} > Q_{dop.2}$, $Q_{odp.3} > Q_{odp.2}$, $Q_{p.3} > Q_{p.2}$, $Q_{zb1.3} > 0$, $Q_{zb1.3} = (Q_{dop.3} - Q_{p.3})$, $Q_{zb2.3} = 0$.

### Faza IV

W fazie IV następuje całkowite wykorzystanie przestrzeni akumulacyjnej zbiornika (rys. 7). Ścieki dopływające kanałem (2) są odprowadzane ze zbiornika kanałem wiodącym (5), a nadmiar ścieków przelewa się przez krawędzie przelewowe (9), aż do momentu osiągnięcia maksymalnego poziomu zwierciadła ścieków w przestrzeni akumulacyjnej (8).



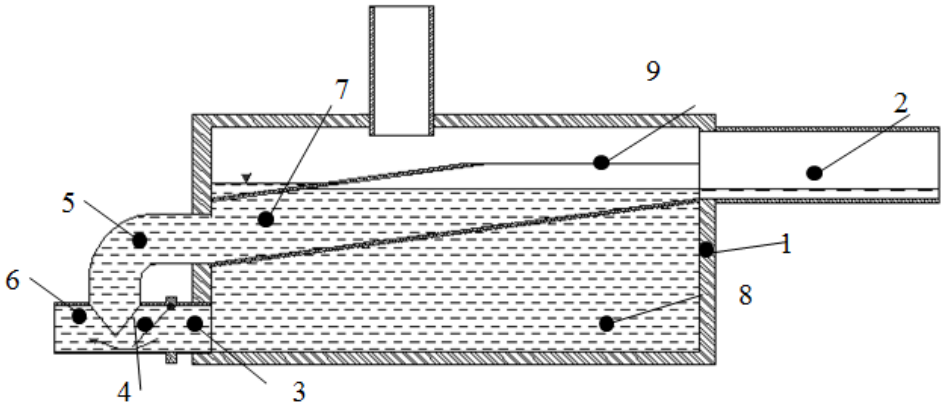

Rys. 7. Faza IV funkcjonowania zbiornika

Fig. 7 Phase IV of functioning of underground tank

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $h_{0.4} > h_{0.3}$, $h_{2.4} > h_{2.3}$, $h_{3.4} > h_{3.3}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dop.4} > Q_{odp.4}$, $Q_{dop.4} > Q_{dop.3}$, $Q_{odp.4} = Q_{odp.3}$, $Q_{p.4} > Q_{p.3}$, $Q_{zb1.4} > Q_{zb1.3}$, $Q_{zb2.3} = 0$.

### Faza V

Proces opróżniania komory akumulacyjnej zbiornika przedstawiono na rysunku 8. W tej fazie dopływ ścieków do zbiornika zanika, a zwierciadło ścieków w kanale przelewowym (7) i przestrzeni akumulującej (8) osiągają zbliżony poziom. W tym czasie rozpoczyna się proces opróżnienia zbiornika, a wyrównanie ciśnienia hydrostatycznego pomiędzy ściekami w kanale przelewowym (7) i komorą akumulacyjną (8) warunkuje częściowe otwarcie zaworu zwrotnego (4).



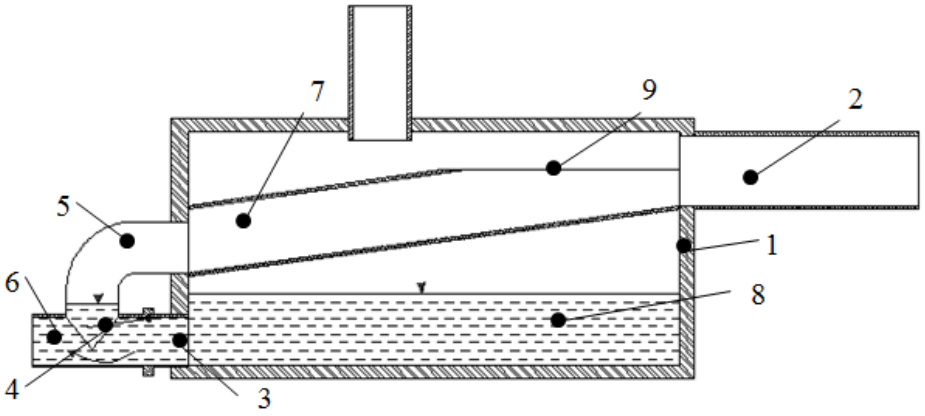

Rys. 8. Faza V funkcjonowania zbiornika

Fig. 8. Phase V of functioning of underground tank

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $h_{0.5} < h_{0.4}$, $h_{2.5} < h_{2.4}$, $h_{3.5} < h_{3.4}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dop.5} < Q_{odp.5}$, $Q_{dop.5} < Q_{dop.4}$, $Q_{odp.5} = Q_{odp.4}$, $Q_{p.5} < Q_{p.4}$, $Q_{zb1.5} < Q_{zb1.4}$, $Q_{zb2.5} > 0$.

### Faza VI

W fazie VI następuje całkowite opróżnienie kanału przelewowego (7), co zaprezentowano na rysunku 9. W konsekwencji czego odprowadzenie ścieków do systemu kanalizacyjnego położonego poniżej zbiornika retencyjnego następuje jedynie poprzez kanał odpływowy (3), otwarty zawór klapowy (4) i kanał odpływowy (6).



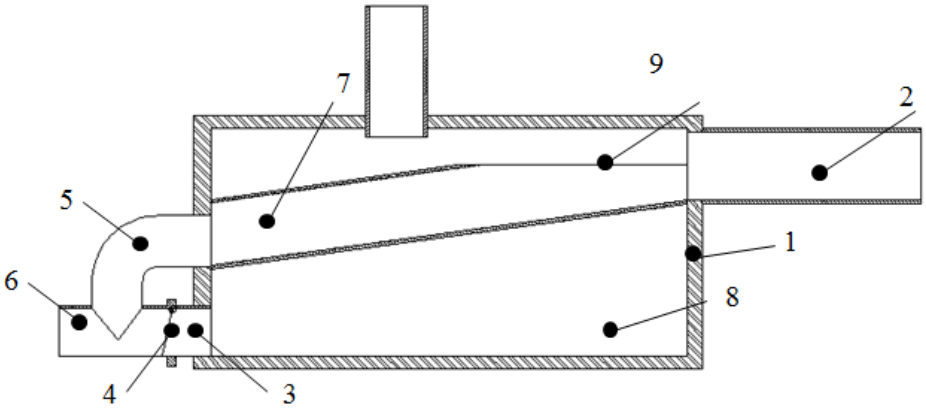

Rys. 9. Faza VI funkcjonowania zbiornika

Fig. 9. Phase VI of functioning of underground tank

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $h_{0.6} < h_{0.5}$, $h_{2.6} < h_{2.5}$, $h_{3.6} < h_{3.5}$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dop.6} < Q_{odp.6}$, $Q_{dop.6} < Q_{dop.5}$, $Q_{odp.6}$, $Q_{p.6} = 0$, $Q_{zb1.6} = 0$, $Q_{zb2.6} > 0$.

## Faza VII

Ostania faza funkcjonowania obiektu (rys. 10) obrazuje jego stan po ustaniu opadu i zakończeniu dopływu ścieków do zbiornika kanałem (2). W tej fazie komora zbiornika (1) i kanał transportujący (7) są puste, a zawór zwrotny (4) zamknięty.




Rys. 10. Faza VII funkcjonowania zbiornika

Fig. 10. Phase VII of functioning of underground tank

- Warunki brzegowe w zakresie napełnienia: $h_{0.7} = 0$, $h_{2.7} = 0$, $h_{3.7} = 0$.
- Warunki brzegowe ze względu na przepływy: $Q_{dop.7} = 0$, $Q_{odp.7} = 0$, $Q_{p.7} = 0$, $Q_{zb1.7} = 0$, $Q_{zb2.7} = 0$.

## 5. Podsumowanie

Opracowany model hydrauliczny zbiornika retencyjnego zawierający instalację minimalizującą jego niezbędną pojemność retencyjną pozwala na zwiększenie efektywności hydraulicznej obiektu przy zapewnieniu tych samych standardów odwodnienia i poziomu bezpieczeństwa systemu kanalizacyjnego.

Wykonana analiza pozwoliła stwierdzić, że w zbiorniku zawierającym rozwiązanie pn. *Instalacja zbiorników retencyjnych* w początkowych fazach II i III funkcjonowania nie występuje przerwanie strugi cieczy pomiędzy kanałem dopływowym i odpływowym. Pozwala to na zrównanie się wartości strumieni objętości ścieków dopływających i odpływających ze zbiornika już w pierwszych fazach jego funkcjonowania i w efekcie pełne wykorzystanie zdolności hydraulicznych kanału odpływowego.

Dodatkowo, wyniki analizy pozwalają stwierdzić, że opisane rozwiązanie uniezależnia wartość odpływu ścieków ze zbiornika od maksymalnego projektowego napełnienia ścieków w zbiorniku, a zatem jest szczególnie zalecane dla rozwiązań obiektów retencyjnych charakteryzujących się małym napełnieniem.

### Literatura

[1] Brombach H.: Sewerage system and stormwater tanks as reflected in statistics, KA-Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall, no 4, 2002, pp. 33-40.
[2] Calabro P.S., Viviani G.: Simulation of the operation of detention tanks, 2006.
[3] Nicholas D.I.: On-site stormwater detention: improved implementation techniques for runoff quantity and quality management in Sydney, Water Science and Technology, vol. 32, 1995, pp. 85-91.
[4] Dziopak J., Starzec M.: Wpływ kierunku i prędkości przemieszczania się opadu deszczu na maksymalne szczytowe przepływy ścieków w sieci kanalizacyjnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 63-81.
[5] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2014.
[6] Zawilski M., Sakson G.: Efekt zastosowanie obiektów retencji na rzeczywistej zlewni miejskiej kanalizacji ogólnospławnej, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 2, 2007, s. 10.
[7] Stec A., Słyś D.: Optymization of the hydraulic system of the storage reseervoir hydraulically unloading the sewage network, Ecological Chemistry and Engineering S, no. 21(2), 2014, pp. 215-228.
[8] Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.

[9] Stec A.: Optymalizacja innowacyjnych zbiorników w kanalizacji ogólnospławnej, Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, rozprawa doktorska, promotor Słyś D., Kraków 2013.
[10] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewania wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 33-51.
[11] Kordana S., Słyś D.: Analiza kosztów cyklu życia skrzynek rozsączających, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 127-139.
[12] Pochwat K. B., Dziopak J.: Analiza hydrauliczna funkcjonowania zbiornika retencyjnego z systemem grawitacyjnego płukania, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, z 59, nr 2, 2012, s. 91-107.
[13] Pochwat K. B., Słyś D., Dziopak J.: Analiza opadów na potrzeby wymiarowania sieci i zbiorników retencyjnych w kanalizacji, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 7, 2013, s. 269-272.
[14] Pochwat K., Słyś D., Dziopak J.: Patent nr EP 15461517.3, Installation of retention facilities., Rzeszów 2011.

## ANALYSIS OF HYDRAULIC FUNCTIONING OF THE STORAGE RESERVOIR CONTAINING INSTALLATION OF RETENTION FACILITIES

**S u m m a r y**

The publication describes an innovative solution called installation of retention facilities that can be used to improve the hydraulic parameters of any retention facilities. The study contains the results of analyzes of the hydraulic functioning of the one-chamber underground tank for storm-water which has innovative solution that allows to maximize the cubature efficiency of any retention facilities. Particular attention was paid for the hydraulic conditions in terms of sewage filling of the tank, primarily the leading channel and the accumulation chamber. The study was based on the analysis of various phases of the functioning of the underground tank containing the installations. The study was conducted in phases, during the rainfall, and the start of the inflow sewage into the tank, to completion of rainfall and complete emptying of the underground tank.

**Keywords:** storage reservoirs, innovation, volume efficacy, sewerage systems, drainage system, storm water drainage combined sewage system, hydraulic model, retention facilities

DOI:10.7862/rb.2016.171

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 371-382

**Kamil Błażej POCHWAT**[1]
**Daniel SŁYŚ**[2]

# BADANIA CZUŁOŚCI MODELU ZBIORNIKA RETENCYJNEGO Z WYKORZYSTANIEM WSKAŹNIKA POJEMNOŚCI INFORMACYJNEJ HELLWIGA

Projektowanie obiektów retencyjnych jest złożonym procesem inżynierskim. Wymaga on zebrania szczegółowych danych hydrologicznych zlewni i hydraulicznych systemu kanalizacyjnego, które następnie podlegają szczegółowej analizie. Przeprowadzenie pełnej analizy czynników decydujących o niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika często wymaga opracowania szczegółowego modelu obiektu badań, którym jest zbiornik retencyjny. W artykule przedstawiono wyniki badań dotyczące analizy czułości modelu kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego wód deszczowych. Wyniki badań pozwoliły na wskazanie parametrów, które w największym stopniu wpływają na wielkość niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika. Zaplanowane analizy wykonano w oparciu o analizę wskaźnika pojemności informacyjnej Hellwiga, natomiast dane niezbędne do analizy uzyskano poprzez symulacje hydrodynamiczne w programie SWMM 5.0. Wykorzystana metodyka jest formalną procedurą doboru zmiennych objaśniających do modelu statystycznego. Jej podstawowym założeniem jest kryterium polegające na wyborze zmiennych objaśniających w taki sposób, aby były one silnie skorelowane ze zmienną objaśnianą, a słabo skorelowane pomiędzy sobą.

**Słowa kluczowe:** zbiornik retencyjny, wskaźnik pojemności informacyjnej Hellwiga, modelowanie hydrodynamiczne, korelacja, czułość modelu.

## 1. Wprowadzenie

Obserwowany w ostatnich latach istotny wzrost stopnia uszczelnienia terenów miejskich skutkuje zwiększaniem objętości ścieków opadowych kierowanych do systemów kanalizacyjnych [1, 2, 6, 8]. Efektem tego niekorzystnego zjawiska jest zwiększenie natężenia przepływu strumienia objętości ścieków

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Kamil Błażej Pochwat, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; tel.: 177432409; kp@prz.edu.pl
[2] Daniel Słyś, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów; tel.: 178651784; daniels@prz.edu.pl

w sieciach kanalizacyjnych [4], co wymaga ciągłych modernizacji tego systemu i dostosowywaniu go do nowych warunków hydraulicznych przepływu [12]. Bardzo często wymagane jest stosowanie urządzeń okresowo magazynujących nadmiar wód deszczowych, wśród których najważniejszymi są zbiorniki retencyjne [3, 5].

Dużym problemem związanym z wykorzystaniem obiektów retencyjnych jest właściwe wyznaczenie ich niezbędnej pojemności retencyjnej *Vu* [13]. Obecnie dostępnych jest wiele procedur, które wykorzystuje się przy projektowaniu zbiorników retencyjnych, które pozwalają na pozyskanie bardzo wiarygodnych wyników pod warunkiem wykorzystania oprogramowania do modelowania hydrodynamicznego. Jednakże wymagają one budowy modelu hydrodynamicznego zlewni i systemu kanalizacyjnego, które charakteryzowane są poprzez liczną grupę parametrów hydraulicznych i hydrologicznych.

## 2. Cel badań

Celem badań jest wykonanie analizy wpływu parametrów hydraulicznych i hydrologicznych zlewni i systemu kanalizacyjnego pod względem ich istotności z punktu widzenia wymiarowania niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika *Vu*.

Wyniki analizy będą pomocne projektantom obiektów retencyjnych, ponieważ pozwolą na wyeliminowanie spośród dużej liczby parametrów hydraulicznych zlewni i systemu kanalizacyjnego tych, które nie są istotne z punktu widzenia wymiarowania zbiorników retencyjnych oraz określenie tych, które zasługują na szczególną dbałość w procesie projektowania. W efekcie pozwoli to na zredukowanie liczby obliczeń, które należy wykonać w celu wyznaczenia niezbędnej pojemności obiektu retencyjnego.

## 3. Przedmiot badań

Przedmiotem badań był model zbiornika retencyjnego odciążającego hydraulicznie sieć kanalizacyjną [9]. Obiekt ten jest usytuowany w systemie w osi kolektora kanalizacyjnego i charakteryzuje się następującymi parametrami projektowymi:

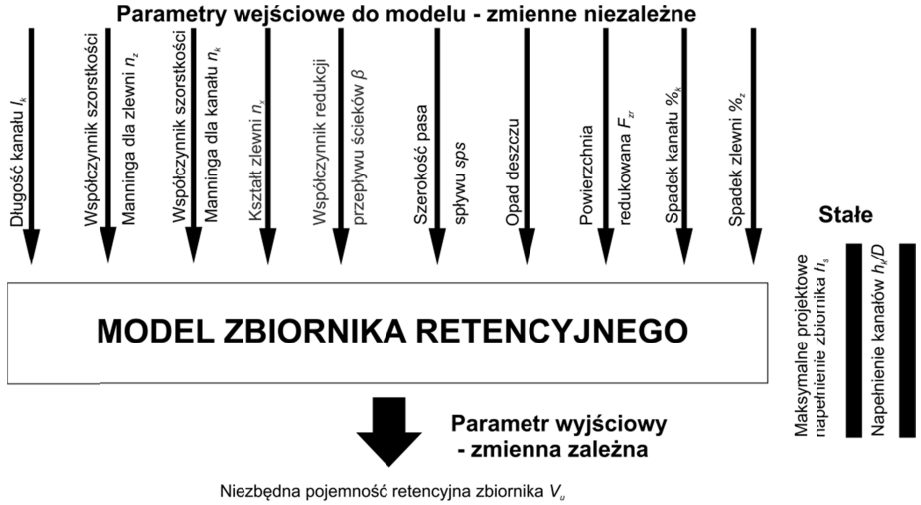
- niezbędna pojemność retencyjna zbiornika $V_{u,}$
- maksymalne projektowe napełnienie ściekami w zbiorniku $h_s$,
- powierzchnia zbiornika w rzucie $A_1$.

Przedstawione parametry dotyczące geometrii zbiornika zależą przede wszystkim od warunków lokalnych, w jakich funkcjonować będzie obiekt. Z kolej niezbędna pojemność retencyjna $V_u$ uzależniona jest przede wszystkim od warunków hydraulicznych i hydrologicznych zlewni oraz od opadu deszczu dobieranego w zależności od przyjętego stopnia bezpieczeństwa hydraulicznego funkcjonowania obiektu.

Zgodnie z przyjętą metodyką badań [10] dokonano charakteryzacji jakościowej parametrów modelu, która polegała na sklasyfikowaniu ich w trzech zasadniczych grupach:

- parametry wejściowe do modelu (zmienne niezależne),
- parametr wyjściowy (zmienna zależna),
- parametry stałe.

Model kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego zawierający wszystkie zmienne wejściowe (parametry niezależne), wielkość wyjściową (zmienną zależną), którą jest niezbędna pojemność retencyjna obiektu $V_u$ oraz stałe przedstawiono na rysunku 1.




Rys. 1. Model jakościowy obiektu badań

Fig. 1. Qualitative model research object

Do parametrów niezależnych zaliczono:

- długość kanału $l_k$, która reprezentuje długość sieci od węzła początkowego do przekroju, w którym zlokalizowano zbiornik retencyjny,
- współczynnik szorstkości Manninga dla kanału $n_k$, który charakteryzuje materiał przewodu, którym przepływają ścieki,
- współczynnik szorstkości Manninga dla zlewni $n_z$, który charakteryzuje szorstkość powierzchni zlewni,
- kształt zlewni $n_x$, który określa stosunek długości boków badanej zlewni przy sprowadzeniu jej kształtu do prostokąta,
- współczynnik redukcji przepływu ścieków $\beta$, który opisuje stosunek maksymalnego strumienia objętości dopływających do zbiornika ścieków $QA$ do strumienia objętości ich odpływu $QA$,

- szerokość pasa spływu *sps*, która jest długością, na której następuje odpływ ścieków do systemu kanalizacyjnego,
- opad deszczu w postaci zmiennej w czasie charakterystyki, opisującej zależność intensywności bądź natężenia opadu od czasu,
- powierzchnia zredukowana zlewni $F_{zr}$, która jest powierzchnią zlewni w planie po uwzględnieniu wpływu współczynnika spływu powierzchniowego zależnego m.in. od spadków zlewni – $\%_z$ i sposobu jej zagospodarowania,
- spadek kanału $\%_k$, który opisuje różnicę wysokości pomiędzy poziomem dna kanału na jego początku, a poziomem dna na jego końcu,
- spadek zlewni $\%_z$, który opisuje różnicę wysokości pomiędzy poziomem terenu w części najbardziej oddalonej od kanału, a poziomem terenu przy kanale odpływowym.

Zakres wartości poszczególnych zmiennych niezależnych przyjętych do analizy przedstawiono w tabeli 1. Ze względu na trudność w liczbowym opisie kształtu zlewni, w badaniach wprowadzono parametr $n_x$, który opisuje stosunek dłuższego boku zlewni do krótszego.

Tabela 1. Parametry charakteryzujące obiekt badań

Table 1. The parameters characterizing the object of study

| **Oznaczenie** | | **Wartość minimalna** | **Wartość maksymalna** |
|---|---|---|---|
| $F_{zr}$ | Powierzchnia zredukowana zlewni | 0 | 50 ha |
| $O$ | Opad deszczu | Parametr badany | |
| $S_{ps}$ | Szerokość pasa spływu | 200 m | 4 000 m |
| $\beta$ | Współczynnik redukcji przepływu | 0,1 | 0,9 |
| $n_x$ | Kształt zlewni | 1 | 8 |
| $n_k$ | Współczynnik szorstkości kanału | 0,008 s/m$^{1/3}$ | 0,013 s/m$^{1/3}$ |
| $n_z$ | Współczynnik szorstkości zlewni | 0,013 s/m$^{1/3}$ | 0,04 s/m$^{1/3}$ |
| $L_k$ | Długość kanału | 100 m | 2000 m |
| $\%_k$ | Spadek kanału | 1‰ | 10‰ |
| $\%_z$ | Spadek zlewni | 1‰ | 10‰ |

Z kolei, do grupy parametrów stałych zaliczono:

- stosunek napełnienia ścieków w kanale do jego średnicy ($h_k/D$),
- maksymalne projektowe napełnienie ścieków w zbiorniku $h_s$.

## 4. Założenia wstępne do analizy

W pierwszym etapie badań pozyskano niezbędne do analizy dane, które otrzymano za pomocą symulacji przeprowadzonych z wykorzystaniem oprogramowania do modelowania hydrodynamicznego SWMM 5.0. Celem tych symulacji było określenie niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika $V_u$ dla różnych wartości parametrów hydraulicznych i hydrologicznych zlewni oraz systemu kanalizacyjnego. W tym celu wybrano reprezentatywne wartości poszczególnych parametrów wejściowych do modelu, które zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wartości zmiennych niezależnych przyjęte do analizy

Table 2. Independent variable values accepted for analysis

| **Parametr** | **Przyjęte wartości** | **Jednostka** |
|---|---|---|
| Powierzchnia zlewni $F$ | 5 | ha |
| Współczynnik szorstkości Manninga dla zlewni $n_z$ | 0,013; 0,015; 0,02; 0,025; 0,03; 0,035; 0,04 | $s/m^{1/3}$ |
| Spadek zlewni $\%_z$ | 1, 2, 3,4, 5, 6, 7, 8 | ‰ |
| Współczynnik szorstkości Manninga dla kanału $n_k$ | 0,008; 0,009; 0,01; 0,011; 0,012; 0,013 | $s/m^{1/3}$ |
| Długość kanału $l_k$ | 100, 250, 350, 500,750, 1000, 1500, 2000 | m |
| Spadek kanału $\%_k$ | 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 | ‰ |

Ze względu na fakt, że pojemność retencyjna zbiornika zależy przede wszystkim od powierzchni zlewni $F$, to parametr ten został wyłączony z analizy. Dodatkowo zgodnie z metodyką przedstawioną w pracy [10] z modelu wykluczono także możliwość wystąpienia zależności pomiędzy parametrami wejściowymi do modelu. W konsekwencji tego parametr opisujący szerokość pasa spływu *sps* został wyłączona z analizy. Wielkość ta została przyjęta zgodnie z zaleceniami instrukcji SWMM [11] i określona została jako podwojona długość kanału $l_k$.

## 5. Metodyka badań

Do przeprowadzenia analizy czułości modelu wykorzystano metodę wskaźników pojemności informacyjnej Hellwiga. Metoda ta pozwala na ocenę mocy korelacji parametrów wejściowych do modelu, ze zmienną zależną [7].

Zgodnie z metodologią [7], w pierwszym etapie analizy należy wyznaczyć liczbę wszystkich możliwych kombinacji potencjalnych zmiennych niezależnych. Liczba badanych układów kombinacji $L$ wyznaczana jest ze wzoru (1).

$$L = 2^m - 1 \tag{1}$$

gdzie: $L$ – liczba badanych układów, -;
$m$ – liczba zmiennych kandydujących, w tym przypadku 5, -.

W kolejnym etapie po ustaleniu całkowitej liczby kombinacji niezbędne jest opracowanie macierzy współczynników korelacji zmiennych niezależnych $R$ oraz współczynników korelacji pomiędzy zmiennymi objaśniającymi, a zmienną objaśnianą $R_o$ [7].

Po wyznaczeniu macierzy korelacji, dla każdego układu kombinacji należy obliczyć indywidualnie wskaźnik pojemności informacyjnej $h_{kj}$ korzystając ze wzoru (2).

$$h_{kj} = \frac{r_j^2}{\sum_{l=1}^{m_k} |r_{lj}|} \tag{2}$$

gdzie: $h_{kj}$ – indywidualna pojemność informacyjna, -;
$r_j$ – współczynnik korelacji potencjalnej zmiennej objaśniającej o numerze $j$ ze zmienną objaśnianą ($R_o$), -;
$j$ – numer zmiennej w rozpatrywanej kombinacji, -;
$m_k$ – liczba zmiennych w $k$-tej kombinacji, -;
$r_{lj}$ – współczynnik korelacji między $I$-tą i $j$-tą potencjalną zmienną objaśniającą.

Ostatnim etapem analizy jest obliczenie integralnej pojemności informacyjnej $H_s$ za pomocą wzoru (3).

$$H_s = \sum_{j=l} h_{kj} \tag{3}$$

gdzie: $H_s$ – integralna pojemność informacyjna, -;
$k$ – numer kombinacji, -.

Pojemność integralna $H_s$ $k$-tej kombinacji jest sumą indywidualnych pojemności informacyjnych $h_{kj}$ w każdym układzie.

W interpretacji wyników należy kierować się wartością integralnej pojemności informacyjnej $H_s$. Im wyższy jest integralny wskaźnik $H_s$, tym jego układ kombinacji w większym stopniu wpływa na wynik wartości wyjściowej z modelu. Większe wartości wskaźnika integralnego $H_s$ wskazują na silniej skorelowane parametry niezależne z parametrem zależnym, a słabiej między sobą.

## 6. Analiza czułości modelu z wykorzystaniem wskaźnika pojemności informacyjnej Hellwiga

Badania rozpoczęto od wyznaczenia macierzy współczynników korelacji *R* pomiędzy przyjętymi parametrami niezależnymi. Istotna jest tutaj analiza uzyskanych w tej części wyników ze względu na możliwość wystąpienia powiązań pomiędzy poszczególnymi parametrami niezależnymi. Wyniki obliczeń przestawiono w tabeli 3. Wskazują one, że największa wartość współczynnika korelacji *r* Pearsona występuje pomiędzy spadkiem kanału $\%_k$ a spadkiem zlewni $\%_z$ i jest ona mniejsza od 0,1, co wskazuje na brak występowania zależności pomiędzy parametrami wejściowymi modelu. W tabeli 3 znajdują się również wartości macierzy *Ro*, które opisują korelacje pomiędzy badanymi parametrami niezależnymi a parametrem zależnym.

Tabela 3. Macierz korelacji zmiennych niezależnych i zmiennej zależnej

Table 3. The correlation matrix of the independent variables and the dependent variable

| | **Macierz współczynników korelacji *R*** | | | | | Macierz *Ro* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Długość kanału $l_k$ | Współczynnik szorstkości Manninga zlewni $n_z$ | Spadek kanału $\%_k$ | Współczynnik szorstkości Manninga kanału $n_k$ | Spadek zlewni $\%_z$ | |
| Długość kanału $l_k$ | 1,0000 | -0,099 | -0,0361 | 0,0000 | -0,0707 | -0,252 |
| Współczynnik szorstkości Manninga zlewni $n_z$ | -0,0993 | 1,000 | -0,0314 | 0,0000 | -0,0613 | 0,954 |
| Spadek kanału $\%_k$ | -0,0361 | -0,031 | 1,0000 | 0,0000 | -0,0223 | 0,016 |
| Współczynnik szorstkości Manninga kanału $n_k$ | 0,0000 | 0,000 | 0,0000 | 1,0000 | 0,0000 | -0,115 |
| Spadek zlewni $\%_z$ | -0,0706 | -0,0613 | -0,0223 | 0,0000 | 1,0000 | 0,089 |

Wyniki obliczeń wskaźnika pojemności informacyjnej Hellwiga zestawiono w tabeli 4. W zastosowanej numeracji *x* oznacza parametr niezależny, a przyporządkowana liczba wskazuje na jego rodzaj:

- *x1* – długość kanału $l_k$,
- *x2* – współczynnik szorstkości zlewni $n_z$,
- *x3* – spadek kanału $\%_k$,
- *x4* – współczynnik szorstkości kanału $n_k$,
- *x5* – spadek zlewni $\%_z$.

Tabela 4. Wyniki analizy pojemności informacyjnej Hellwiga

Table 4. Results of the analysis information capacity of Hellwig

| **Numer kombinacji** | **Kombinacja zmiennych niezależnych** | **Indywidualne pojemności nośników informacji $h_{kj}$ dla poszczególnych kombinacji zmiennych niezależnych** | | **Integralna pojemność nośników informacji $H_s$** |
|---|---|---|---|---|
| 1 | *x*1 | *h*01 | 0,06357 | 0,0636 |
| 2 | *x*2 | *h*22 | 0,9109 | 0,9109 |
| 3 | *x*3 | *h*33 | 0,00026 | 0,0003 |
| 4 | *x*4 | *h*44 | 0,01321 | 0,0132 |
| 5 | *x*5 | *h*55 | 0,00809 | 0,0081 |
| 6 | *x*1, *x*2 | *h*61 | 0,05783 | 0,8864 |
| | | *h*62 | 0,82861 | |
| 7 | *x*1, *x*3 | *h*71 | 0,06135 | 0,0616 |
| | | *h*73 | 0,00025 | |
| 8 | *x*1, *x*4 | *h*81 | 0,06357 | 0,0768 |
| | | *h*84 | 0,01321 | |
| 9 | *x*1, *x*5 | *h*91 | 0,05938 | 0,0669 |
| | | *h*95 | 0,00755 | |
| 10 | *x*2, *x*3 | *h*02 | 0,88319 | 0,8834 |
| | | *h*03 | 0,00025 | |
| 11 | *x*2, *x*4 | *h*12 | 0,9109 | 0,9241 |
| | | *h*14 | 0,01321 | |
| 12 | *x*2, *x*5 | *h*22 | 0,8583 | 0,8659 |
| | | *h*25 | 0,00762 | |
| 13 | *x*3, *x*4 | *h*33 | 0,00026 | 0,0135 |
| | | *h*34 | 0,01321 | |
| 14 | *x*3, *x*5 | *h*43 | 0,00026 | 0,0082 |
| | | *h*45 | 0,00791 | |
| 15 | *x*4, *x*5 | *h*54 | 0,01321 | 0,0213 |
| | | *h*55 | 0,00809 | |
| 16 | *x*1, *x*2, *x*3 | *h*61 | 0,05599 | 0,8619 |
| | | *h*62 | 0,80562 | |
| | | *h*63 | 0,00025 | |
| 17 | *x*1, *x*2, *x*4 | *h*71 | 0,05783 | 0,8996 |
| | | *h*72 | 0,82861 | |
| | | *h*74 | 0,01321 | |

Tabela 4. Wyniki analizy pojemności informacyjnej Hellwiga (cd.)

Table 4. Results of the analysis information capacity of Hellwig (cd.)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 18 | *x*1, *x*2, *x*5 | *h*81 | 0,05434 | 0,83943 |
| | | *h*82 | 0,78486 | |
| | | *h*85 | 0,00023 | |
| 19 | *x*1, *x*3, *x*4 | *h*91 | 0,06595 | 0,0794 |
| | | *h*93 | 0,00027 | |
| | | *h*94 | 0,01321 | |
| 20 | *x*1, *x*3, *x*5 | *h*201 | 0,07116 | 0,08 |
| | | *h*203 | 0,00029 | |
| | | *h*205 | 0,00859 | |
| 21 | *x*1, *x*4, *x*5 | *h*211 | 0,0684 | 0,0903 |
| | | *h*214 | 0,01321 | |
| | | *h*215 | 0,0087 | |
| 22 | *x*2, *x*3, *x*4 | *h*222 | 0,94039 | 0,95387 |
| | | *h*223 | 0,00027 | |
| | | *h*224 | 0,01321 | |
| 23 | *x*2, *x*3, *x*5 | *h*232 | 1,0039 | 1,013 |
| | | *h*233 | 0,00028 | |
| | | *h*235 | 0,00882 | |
| 24 | *x*2, *x*4, *x*5 | *h*242 | 0,97036 | 0,99218 |
| | | *h*244 | 0,01321 | |
| | | *h*245 | 0,00861 | |
| 25 | *x*3,*x*4, *x*5 | *h*253 | 0,00027 | 0,02175 |
| | | *h*254 | 0,01321 | |
| | | *h*255 | 0,00827 | |
| 26 | *x*1,*x*2,*x*3,*x*4 | *h*261 | 0,07353 | 1,13484 |
| | | *h*262 | 1,04782 | |
| | | *h*263 | 0,00028 | |
| | | *h*264 | 0,01321 | |
| 27 | *x*1,*x*2,*x*4,*x*5 | *h*271 | 0,07658 | 1,18427 |
| | | *h*272 | 1,08516 | |
| | | *h*274 | 0,01321 | |
| | | *h*275 | 0,00932 | |

Tabela 4. Wyniki analizy pojemności informacyjnej Hellwiga (cd.)
Table 4. Results of the analysis information capacity of Hellwig (cd.)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 28 | *x*1,*x*2,*x*3,*x*5 | *h*281 | 0,08006 | 1,21719 |
| | | *h*282 | 1,12728 | |
| | | *h*283 | 0,00029 | |
| | | *h*285 | 0,00956 | |
| 29 | *x*1,*x*3,*x*4,*x*5 | *h*291 | 0,07116 | 0,09357 |
| | | *h*293 | 0,00028 | |
| | | *h*294 | 0,01321 | |
| | | *h*295 | 0,00891 | |
| 30 | *x*2,*x*3,*x*4,*x*5 | *h*302 | 1,0039 | 1,02621 |
| | | *h*303 | 0,00028 | |
| | | *h*304 | 0,01321 | |
| | | *h*305 | 0,00882 | |
| 31 | *x*1,*x*2,*x*3,*x*4,*x*5 | *h*311 | 0,08006 | 1,2304 |
| | | *h*312 | 1,12728 | |
| | | *h*313 | 0,00029 | |
| | | *h*314 | 0,01321 | |
| | | *h*315 | 0,00956 | |

Uzyskane wyniki badań wskazują, że najwyższa wartość integralnej pojemności nośników informacji $H_s$ uzyskała kombinacja zawierająca wszystkie zmienne (numer kombinacji: 31). Wynika z tego, że każdy z analizowanych parametrów wpływa na niezbędną pojemność retencyjną zbiornika $V_u$. Dalsza część analiza polegała na zidentyfikowaniu kolejnego numeru kombinacji charakteryzującego się wysoką wartością *Hs*. Niewiele niższą wartością integralnej pojemności nośników informacji $H_s$ charakteryzowała się konfiguracja 28, która nie zawiera współczynnika szorstkości Manninga dla kanału $n_k$. Stąd wniosek, że ten parametr w najmniejszym stopniu wpływa na niezbędną pojemność retencyjną zbiornika spośród pozostałych badanych parametrów wejściowych do modelu.

## 7. Podsumowanie

Przeprowadzona analiza wskaźnika pojemności informacyjnej Hellwiga dla modelu kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego pozwoliła na określenie tych parametrów wejściowych do modelu, które w największym i najmniejszym stopniu wpływają na niezbędną pojemność retencyjną zbiornika $V_u$.

Zgodnie z zaprezentowanymi danymi, parametrem, który w największym stopniu posiadał wpływ na niezbędną pojemność retencyjną zbiornika $V_u$ była

długość sieci kanalizacyjnej $l_k$. Parametr ten znalazł się we wszystkich numerach kombinacji zawierających wysokie wartości *Hs*.

Natomiast parametrem, który w najmniejszym stopniu wpływał na wynik niezbędnej pojemności retencyjnej zbiornika był współczynnik szorstkości Manninga kanału $n_k$, który można uznać za nieistotny w procedurze wyznaczania niezbędnej pojemności retencyjnej zbiorników retencyjnych.

Końcowym wnioskiem wynikającym z wykonanych analiz jest stwierdzenie, że spośród badanych parametrów wejściowych do modelu największy wpływ na kubaturę obiektu ma długość kanałów $l_k$, a najmniejszy współczynnik szorstkości Manninga $n_k$.

## Literatura

[1] Andrieu H., Fletcher T.D., Hamel P.: Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. Advances in Water Resources, vol. 51 no. 1, 2013, pp. 261-279.

[2] Bornatici L., Ciaponi C., Papiri S.: Control of urban runoff stormwater discharge to receiving waters using off-line storage. In Daniel Sztruhar, Mario Giulianelli, Ben Urbonas editors. Enhancing Urban Environment by Environmental Upgrading and Restoration, Kluwer Academic Publishers, The Netherlands 2004, pp. 33-44.

[3] Calabrò P.S., Viviani G.: Simulation of the operation of detention tanks. Water Research, vol. 40, 2003, no 1, pp. 83-90.

[4] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewania wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 33-51.

[5] Douglas N.I.: On-site stormwater detention: Improved implementation techniques for runoff quantity and quality management in Sydney. Water Science and Technology, vol. 32, 1995, no 1, pp. 85-91.

[6] Dziopak J. Starzec M., Aleksejev M.I.: Effect of the sewer basin increasing to necessary useful capacity of multichamber impounding reservoir. Water & Ecology, vol. 1, no 2, 2015, pp. 13-22.

[7] Hellwig Z.: Problem optymalnego wyboru predykant, Przegląd Statystyczny, nr 3-4, 1968, s. 223.

[8] Kordana S., Słyś D.: Analiza kosztów cyklu życia skrzynek rozsączających, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, z. 61 (3/I), 2014, s. 127-139.

[9] Pochwat K.: Retencja wód opadowych w małych zlewniach miejskich, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, rozprawa doktorska, promotor: dr hab. inż. Słyś D., Rzeszów 2015.

[10] Polański Z.: Planowanie doświadczeń w technice, Wydawnictwo PWN, Warszawa 1984.

[11] Rossman Lewis A.: Storm water management model User's manual version 5.0. dla EPA/600/R-05/040, Cincinnati 2010, pp. 1-285.

[12] Słyś D., Stec A., Effect of development of the town of Przemyśl on the operation of its sewerage system, Ecological Chemistry and Engineering S, no. 20(2), 2013, pp. 381-396.

[13] Yao-Ming Hong. Graphical estimation of detention pond volume for rainfall of short duration. Journal of Hydroenvironment, vol. 2, no 2, 2008, pp. 109-117.

## RESEARCH OF THE SENSITIVITY OF STORAGE RESERVOIR WITH THE USE INDICATOR OF HELLWIG INFORMATION CAPACITY

**S u m m a r y**

Designing of the storage reservoirs is a complex engineering task. It requires gathering detailed Hydrological data of catchments and hydraulic data of the sewer system. This data are then are analyzed in detail. Full analysis of the factors determining the necessary storage capacity of the storage reservoir often requires the development of a detailed model of the object of research, which is the storage reservoir. The article presents the results of sensitivity analyzes of storage reservoir model. Research results allowed identifying the parameters, which affect the size of the required storage capacity of the reservoir. Scheduled analyzes were based on the analysis of the indicator of Hellwig information capacity. Necessary data were obtained by hydrodynamic simulations in the SWMM 5.0. The methodology used in the research is the formal procedure of selection explanatory variables for the statistical model. Its basic assumption is selection of variables which are have a strong correlation with variable explaining and weak Correlated between each other.

**Keywords:** storage reservoirs, indicator of Hellwig information capacity, hydrodynamic modelling, correlation, model sensitivity.

DOI:10.7862/rb.2016.172

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 383-397

**Andrzej RAGANOWICZ**[1]
**Józef DZIOPAK**[2]

# OCENA JAKOŚCI ODNOWY PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH ANALIZĄ KORELACYJNĄ

W artykule opisano badania laboratoryjne parametrów fizyko-mechanicznych 25 próbek rękawów systemu RS CityLiner, które zainstalowano w ramach renowacji sieci kanalizacyjnej gminy Unterhaching. Dla dwóch z badanych parametrów – modułu sprężystości ($E$) i wytrzymałości na zginanie ($\sigma$) przeprowadzono statystyczno-stochastyczną analizę korelacyjną. Badania modelowe wykazały liniową zależność według Pearsona między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie.

**Słowa kluczowe:** odnowa sieci, rękaw RS CityLiner, moduł sprężystości, wytrzymałość na zginanie, analiza korelacyjna

## 1. Wprowadzenie

Związek Celowy (pn. Zweckverband zur Abwasserbeseitigung im Hachinger Tal) eksploatuje rozdzielczą sieć kanalizacyjną bawarskiej gminy Unterhaching. W jej skład wchodzą kolektory betonowe DN 600/1100÷900/1350 mm, kamionkowe przewody kanalizacyjne DN 200÷400 mm oraz kamionkowe przyłącza DN 100÷200 mm. W 2000 r. wykonano pierwszą kompletną inspekcję telewizyjną sieci gminnej. Jej stan techniczno-eksploatacyjny sklasyfikowano według wytycznych ATV-M 149 [2]. Z analizy stanu technicznego wynikało, że dalsza ekonomiczna eksploatacja tego obiektu wymaga realizacji dużego zakresu rehabilitacji technicznej.

Odnową objęto kamionkowe przewody kanalizacyjne oraz kamionkowe przyłącza. W latach 2003÷2006 zainstalowano 5300 m rękawów DN 250 mm według technologii szwajcarskiej „RS CityLiner" [6]. Kilka instalacji obejmowało jednocześnie 3÷5 odcinków sieci, o łącznej długości nie przekraczającej

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Andrzej Raganowicz, Zweckverband zur Abwasserbeseitigung im Hachinger Tal, Rotwandweg 16, D-82024 Taufkirchen, tel. +49 89 61559050, e-mail: andreas.raganowicz@azvht.de
[2] Józef Dziopak, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651784, e-mail: jdziopak@prz.edu.pl

300 m. W okresie odnowy długość kamionkowej sieci publicznej wynosiła 40000 m.

Rękawy zainstalowane w gminie Unterhaching zaplanowano jako powłoki renowacyjne, które nie są konstrukcjami samonośnymi. Spełniają one warunki drugiego stanu technicznego wg wytycznych ATV A-127 [1]. Stan ten dopuszcza deformację (owalizację) przekroju poprzecznego przewodu nie przekraczającą 6% przy założeniu, że układ rura-podłoże gruntowe jest stabilny.

W przypadku drugiego stanu technicznego wytyczne obligują projektanta do przestawienia dowodu w postaci sondowań lub badań georadarowych wykazujących, że w najbliższym otoczeniu przewodu kanalizacyjnego nie występują puste przestrzenie (kawerny).

System „RS CityLiner" służy do rehabilitacji technicznej przewodów kanalizacyjnych w zakresie średnic DN 150÷700 mm. Rękaw renowacyjny wykonany jest z filcu poliestrowego o nazwie handlowej „CityLiner", nasączonego żywicą epoksydową „Max Pox 15". Żywicę bazową utwardza się komponentem o nazwie „Max Pox 180". Zewnętrzną powierzchnię rękawa wzmacnia folia poliuretanowa (PU) umożliwiająca nasączanie rękawa. Czynność tą wykonuje się w mobilnej hali przemysłowej bezpośrednio na placu budowy. Dwie precyzyjne pompy odpowiedzialne są za dozowanie żywicy epoksydowej oraz utwardzacza. Nasączony żywicą rękaw zostaje wbudowany inwersyjnie przez studzienkę rewizyjną do odnawianego przewodu kanalizacyjnego za pomocą kilkumetrowego słupa wody. W ramach tego procesu następuje odwrócenie rękawa powodujące, że folia zewnętrzna staje się folią wewnętrzną chroniącą laminat przed negatywnym wpływem ścieków. Przed wbudowaniem rękawa należy wciągnąć do przewodu dodatkową folię (preliner) chroniącą laminat rękawa od strony zewnętrznej. Zastosowanie prelinera jest bezwzględnie konieczne przy odnawianiu przewodów funkcjonujących w strefie wahań zwierciadła wody gruntowej. Wbudowany rękaw utwardza ostatecznie cyrkulująca w nim woda o temperaturze 40÷60°C.

Ostatnią fazą procesu instalacji rękawa jest wykonanie zakończeń. W gminie Unterhaching zakończenia rękawów wykonano stosując szybkowiążącą zaprawę mineralną. Zadaniem zakończenia jest szczelne połączenie rękawa ze studzienką rewizyjną.

W ramach systemu zarządzania jakością prac renowacyjnych w gminie Unterhaching pobrano 25 próbek rękawów w formie pełnych cylindrów DN 250 mm o długości 0,20÷0,30 m i następnie poddano je badaniom laboratoryjnym parametrów fizyko-mechanicznych. Próbki rękawów pobrano ze studzienek rewizyjnych, co wymagało wbudowania do nich specjalnych szalunków. Rękawy „RS CityLiner" DN 250 mm powinny zgodnie z wynikami obliczeń statycznych osiągnąć następujące parametry [6]:

- moduł sprężystości krótkotrwałej $E$ = 2150 N/mm²,
- współczynnik obciążenia długotrwałego $A_1$ = 1,53,
- grubość ścianki rękawa $s$ = 4,0 mm.

W ramach badań laboratoryjnych przygotowano 25 próbek, dla których wyznaczono: moduł sprężystości przy zginaniu ($E$), wytrzymałość na zginanie ($\sigma$), sztywność obwodową ($S_r$), grubość ścianki rękawa ($s$) oraz moduł pełzania na podstawie modułu sprężystości ($K_n$). Parametry fizyko-mechaniczne wbudowanych rękawów zestawiono w tabeli 1 [6]. Wykorzystując analizę korelacyjną zbadano zależność między modułem sprężystości ($E$) i wytrzymałością na zginanie ($\sigma$). Cechą charakterystyczną zbioru modułów sprężystości jest duże rozproszenie w zakresie wartości od 1400 do 3470 N/mm². Natomiast rozproszenie wytrzymałości na zginanie jest znacznie mniejsze i mieści się w przedziale od 51 do 89 N/mm².

Bazą danych modelowania statystycznego jest próba losowa składająca się z 25 wyników badań laboratoryjnych. Zbiór wartości modułu sprężystości oznaczono $X$ a wytrzymałości na zginanie $Y$.

Z uwagi na małą liczebność bazy danych, nie spełniającej warunku progu statystycznego $n < 50$, postanowiono powiększyć ją stochastycznie na podstawie wartości średniej i odchylenia standardowego. Jest to próba uwzględnienia błędu, jaki towarzyszy wyznaczaniu modułu sprężystości i wytrzymałości na zginanie. Wynik każdego pomiaru potraktowano jako wartość średnią, którą następnie symulowano matematycznie na podstawie odchylenia standardowego. Zgodnie z zaproponowaną metodyką badań, wykorzystując liczby losowe o rozkładzie normalnym, powiększono stochastycznie liczebność obydwóch zbiorów do 1000, 2500, 5000, 10000 oraz 15000 elementów. Dokładność pomiaru modułu sprężystości wynosiła 3% a wytrzymałości na zginanie 1%.

## 2. Statystyczna analiza korelacji między modułem sprężystości (E) i wytrzymałością na zginanie (σ) rękawów „RS CityLiner” wykonanych w ramach odnowy sieci w gminie Unterhaching

Celem analizy korelacyjnej jest wykazanie zależności liniowej według Pearsona między proporcjonalnie skalowanym parametrem modułu sprężystości $X$ a parametrem wytrzymałości na zginanie $Y$. Matematyczna próba losowa $(X, Y)$ składa się z $n = 25$ wyników badań modułu sprężystości i wytrzymałości na zginanie. Modelowanie wyznacznika będącego miarą analizowanej korelacji wymaga przyjęcia dwóch założeń, dotyczących zbioru danych $X$ i $Y$:

- $X$ i $Y$ są funkcjami przynajmniej częściowo zeskalowanymi, które umożliwiają wyznaczenie wartości średniej i rozproszenia;
- $X$ i $Y$ można opisać za pomocą rozkładu normalnego, umożliwiającego ustalenie wyznacznika korelacji według Pearsona.

Tabela 1. Wyniki badań laboratoryjnych parametrów fizyko-mechanicznych próbek rękawów RS CityLiner

Table 1. The results of the laboratory tests of the physical-mechanical parameters of RS CityLining

| **Nr Próbki** | **Moduł sprężystości $E$, N/mm$^2$** | **Wytrzymałość na zginanie $\sigma$, N/ mm$^2$** | **Grubość ścianki $s$, mm** | **Sztywność obwodowa $S_r$, N/mm$^2$** | **Moduł pełzania $K_n$, N/mm$^2$** |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2748,00 | 89,70 | 3,80 | 0,008 | 15,20 |
| 2 | 2647,00 | 86,50 | 4,20 | 0,011 | 12,90 |
| 3 | 3470,00 | 88,10 | 4,55 | 0,030 | 11,90 |
| 4 | 2345,00 | 75,60 | 4,13 | 0,012 | 14,80 |
| 5 | 3028,00 | 71,40 | 3,95 | 0,010 | 13,50 |
| 6 | 2028,00 | 69,40 | 4,48 | 0,014 | 14,60 |
| 7 | 1401,00 | 51,50 | 4,52 | 0,009 | 35,00 |
| 8 | 2547,00 | 66,20 | 4,50 | 0,024 | 34,40 |
| 9 | 2131,00 | 69,30 | 4,28 | 0,012 | 18,10 |
| 10 | 2026,00 | 69,90 | 4,22 | 0,011 | 14,50 |
| 11 | 2146,00 | 77,10 | 4,63 | 0,015 | 14,30 |
| 12 | 1896,00 | 72,00 | 3,86 | 0,010 | 15,20 |
| 13 | 2320,00 | 85,30 | 4,12 | 0,011 | 15,10 |
| 14 | 2083,00 | 72,80 | 4,19 | 0,012 | 16,50 |
| 15 | 2396,00 | 72,40 | 3,85 | 0,020 | 17,50 |
| 16 | 2098,00 | 77,10 | 4,29 | 0,011 | 15,00 |
| 17 | 1988,00 | 70,90 | 4,11 | 0,012 | 15,10 |
| 18 | 2162,00 | 55,00 | 6,38 | 0,020 | 15,70 |
| 19 | 2221,00 | 66,30 | 4,23 | 0,009 | 17,70 |
| 20 | 2259,00 | 69,30 | 6,51 | 0,018 | 20,10 |
| 21 | 2201,00 | 69,50 | 4,67 | 0,008 | 19,90 |
| 22 | 2627,00 | 75,20 | 6,86 | 0,016 | 7,60 |
| 23 | 2259,00 | 66,50 | 4,48 | 0,013 | 9,10 |
| 24 | 2835,00 | 80,30 | 4,46 | 0,012 | 9,80 |
| 25 | 3005,00 | 78,90 | 4,81 | 0,015 | 9,10 |

## 2.1. Test według Kolmogoroffa i Smirnoffa (KS)

Drugi warunek analizy korelacyjnej, który dotyczy rozkładu danych empirycznych, można zweryfikować analitycznie na podstawie testu sformułowanego przez Kolmogoroffa i Smirnoffa (KS) [3]. Jego celem jest analityczna ocena posiadanego materiału badawczego w odniesieniu do konkretnego rozkładu. Ideą przewodnią testu KS jest sprawdzenie, czy prawdziwe są dwie hipotezy: $H_0$: ($F^*(x) = F(x)$) i $H_1$: ($F^*(x) \neq F(x)$). W praktyce oznacza to porównanie funkcji rozkładu empirycznego $F^*(x)$ z funkcją teoretyczną zastosowanego rozkładu, przykładowo eksponencjalnego o następującej formule:

$$F(x) = \lambda \cdot \exp(-\lambda \cdot x) \tag{1}$$

gdzie: $\lambda$ – parametr intensywności rozkładu;
$x$ – wartości modułu sprężystości, N/ mm².

Przeprowadzenie testu KS polega na analizie różnic (dystansów) między rozkładem empirycznym i teoretycznym. Jeżeli wartość największego dystansu nie przekracza dopuszczalnej (krytycznej) wartości, która jest zależna od liczebności badanej próby losowej, to prawdziwa jest hipoteza zerowa $H_0$: ($F^*(x) = F(x)$). Dowodzi to, że funkcja teoretyczna z dostateczną dokładnością odwzorowuje wyniki badań empirycznych. Natomiast prawdziwość hipotezy $H_1$: ($F^*(x) \neq F(x)$) wykazuje, że zastosowany rozkład teoretyczny niedokładnie opisuje dane empiryczne. Test Kolmogoroffa-Smirnoffa ma uniwersalny charakter i dlatego może być zastosowany do analizy każdego rozkładu teoretycznego.

Metodyka wykonania testu Kolmogoroffa-Smirnoffa, zastosowanego w celu oceny przydatności danych empirycznych dla potrzeb analizy zależności między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie rękawów „RS CityLiner", sprowadza się do realizacji siedmiu etapów obliczeniowych, które przedstawiono poniżej w uporządkowanej kolejności [3].

1. Estymacja parametru $\lambda$.
2. Posortowanie danych empirycznych zgodnie z rosnącą kolejnością.
3. Wyznaczenie wartości empirycznej funkcji rozkładu, zgodnie z formułą (2):

$$F^*(x) = i + 0{,}3/n + 0{,}4 \tag{2}$$

gdzie: $i = 1, 2, ....., n$;
$n$ - liczba zdarzeń empirycznych.

4. Wyznaczenie wartości teoretycznej funkcji eksponencjalnej, ujmującej dane $X$ i $Y$ zgodnie z formułami (3) i (4):

$$F(x_i) = \lambda \cdot \exp(-\lambda \cdot x_i) \tag{3}$$

$$F(y_i) = \lambda \cdot \exp(-\lambda \cdot y_i) \tag{4}$$

5. Ustalenie różnic (dystansów) dla zbiorów *X* i *Y* między funkcją empiryczną i teoretyczną rozkładu, zgodnie ze wzorami (5)÷(8):

$$D^{-}_{F^*-F} = \left| F(x_i) - F^*(x_{i-1}) \right| \tag{5}$$

$$D^{-}_{F^*-F} = \left| F(y_i) - F^*(y_{i-1}) \right| \tag{6}$$

$$D^{+}_{F^*-F} = \left| F(x_i) - F^*(x_i) \right| \tag{7}$$

$$D^{+}_{F^*-F} = \left| F(y_i) - F^*(y_i) \right| \tag{8}$$

6. Ustalenie maksymalnej różnicy (dystansu) między funkcjami - empiryczną i teoretyczną, według wzoru (9):

$$D_{\max} = \max\left(D^{-}_{F^*-F}; D^{+}_{F^*-F}\right) \tag{9}$$

7. Ustalenie krytycznej różnicy między funkcją empiryczną i teoretyczną $D_{kryt}$.

Jeżeli spełniony jest warunek $D_{max} < D_{kryt}$, tzn. że wyniki doświadczeń empirycznych można opisać za pomocą rozkładu eksponencjalnego, przy zdefiniowanym błędzie prawdopodobieństwa $\alpha$. Jeżeli jednak maksymalny dystans między tymi dwoma funkcjami będzie większy od jego wartości krytycznej $D_{max} < D_{kryt}$, to należy wyjść z założenia, że posiadane wyniki badań laboratoryjnych nie mają wystarczająco dokładnego charakteru rozkładu eksponencjalnego, przy założonej wartości błędu prawdopodobieństwa.

Na podstawie próby losowej wyników badań laboratoryjnych modułu sprężystości i wytrzymałości na zginanie (*X*, *Y*) składającej się z 25 danych przeprowadzono obliczenia według testu Kolmogoroffa-Smirnoffa. W tabeli 2 przedstawiono algorytm obliczeniowy dla zbioru wyników badań modułu sprężystości (*X*), a w tabeli 3 dla zbioru wyników badań wytrzymałości na zginanie (*Y*). Z analizy statystyki obydwóch testów (tabele 2 i 3) wynika, że $D_{\max} = \max\left(D^{-}_{F^*-F}; D^{+}_{F^*-F}\right)$ = 0,972. Natomiast krytyczną wartość dystansu $D_{kryt}$ można wyznaczyć na podstawie przybliżonej formuły:

$$D_{kryt} = (-0{,}5 * \ln(\alpha/2))^{0{,}5} \tag{10}$$

gdzie $\alpha$ jest wartością błędu prawdopodobieństwa.

Tabela 2. Algorytm testu według KS dla zbioru modułu sprężystości ($E$)

Table 2. The algorithm according to the KS-Test for the sample of the modulus of elasticity ($E$)

| $i$ | $x_i$, N/mm² | $F^*$ | $F$ | $D^+$ | $D^-$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2748 | 0,028 | 0,00013 | 0,027 | 0,027 |
| 2 | 2647 | 0,067 | 0,00014 | 0,067 | 0,067 |
| 3 | 3470 | 0,106 | 0,00010 | 0,106 | 0,106 |
| 4 | 2345 | 0,146 | 0,00016 | 0,146 | 0,146 |
| 5 | 3028 | 0,185 | 0,00012 | 0,185 | 0,185 |
| 6 | 2028 | 0,224 | 0,00018 | 0,224 | 0,224 |
| 7 | 1401 | 0,264 | 0,00023 | 0,264 | 0,264 |
| 8 | 2547 | 0,303 | 0,00014 | 0,303 | 0,303 |
| 9 | 2131 | 0,343 | 0,00017 | 0,342 | 0,342 |
| 10 | 2026 | 0,382 | 0,00018 | 0,382 | 0,382 |
| 11 | 2146 | 0,421 | 0,00017 | 0,421 | 0,421 |
| 12 | 1896 | 0,461 | 0,00019 | 0,460 | 0,461 |
| 13 | 2320 | 0,500 | 0,00016 | 0,500 | 0,500 |
| 14 | 2083 | 0,539 | 0,00018 | 0,539 | 0,539 |
| 15 | 2396 | 0,579 | 0,00015 | 0,579 | 0,579 |
| 16 | 2098 | 0,618 | 0,00017 | 0,618 | 0,618 |
| 17 | 1988 | 0,657 | 0,00018 | 0,657 | 0,657 |
| 18 | 2162 | 0,697 | 0,00017 | 0,679 | 0,697 |
| 19 | 2221 | 0,736 | 0,00017 | 0,736 | 0,736 |
| 20 | 2259 | 0,776 | 0,00016 | 0,775 | 0,776 |
| 21 | 2201 | 0,815 | 0,00017 | 0,815 | 0,815 |
| 22 | 2627 | 0,854 | 0,00014 | 0,854 | 0,854 |
| 23 | 2259 | 0,894 | 0,00016 | 0,894 | 0,894 |
| 24 | 2835 | 0,933 | 0,00013 | 0,933 | 0,933 |
| 25 | 3005 | 0,972 | 0,00012 | **0,972** | **0,972** |

Dla przyjętego błędu prawdopodobieństwa $\alpha$ = 5% (0,05) krytyczna wartość dystansu wynosi zgodnie ze wzorem (10) $D_{kryt}$ = 1,358 i jest większa od wartości $D_{max}$ = 0,972 uzyskanej ze statystyk testu KS. W związku z tym prawdziwe są hipotezy zerowe $H_0$: ($F^*(x) = F(x)$) oraz $H_0$: ($F^*(y) = F(y)$), będące

warunkiem zgodności funkcji empirycznych i teoretycznych. Na tej podstawie można opisać dane empiryczne wchodzące w skład badanej próby losowej ($X$, $Y$) teoretycznym rozkładem eksponencjalnym.

## 2.2. Wyznacznik korelacji według Pearsona

Zależność liniową między danymi zbiorów $X$ i $Y$ przedstawia wyznacznik korelacji [3]:

$$\varrho(X, Y) = \mathrm{Cov}(X, Y)/[(\mathrm{Var}(X)\cdot \mathrm{Var}(Y)]^{0,5} \tag{11}$$

gdzie: Cov($X$, $Y$) – kowariancja między $X$ i $Y$;
Var($X$) – wariancja $X$;
Var($Y$) – wariancja $Y$.

Zgodnie z [3] można przyjąć następujące przedziały wartości wyznacznika korelacji:
- $\varrho(X, Y) = 0$, zbiory $X$ i $Y$ nie są skorelowane,
- $\varrho(X, Y) \neq 0$ i $|\varrho(X, Y)| \leq 0{,}5$, zbiory $X$ i $Y$ są słabo skorelowane,
- $0{,}5 < |\varrho(X, Y)| \leq 0{,}8$, zbiory $X$ i $Y$ są skorelowane,
- $0{,}8 < |\varrho(X, Y)| \leq 1{,}0$, zbiory $X$ i $Y$ są bardzo dobrze skorelowane.

Jeżeli wyznacznik ma wartość dodatnią, to jest to pozytywna korelacja liniowa, a w przeciwnym wypadku korelacja negatywna. Ustalenie wyznacznika korelacji liniowej wymaga zastosowania schematu obliczeniowego, zapisanego w postaci zależności (12)÷(16):

$$\bar{x} = 1/n\sum x_i \tag{12}$$

$$\bar{y} = 1/n\sum y_i \tag{13}$$

$$S_x^2 = 1/n\text{-}1\sum(x_i - \bar{x})^2 \tag{14}$$

$$S_y^2 = 1/n\text{-}1\sum(y_i - \bar{y})^2 \tag{15}$$

$$\varrho_r = 1/n\text{-}1\sum(x_i - \bar{x})\cdot(y_i - \bar{y})/(S_x^2 \cdot S_y^2)^{0,5} \tag{16}$$

gdzie: $\varrho_r$ – statystyczny wyznacznik korelacji;
$n$ – liczebność próby losowej;
$x_i$ – wartości modułu sprężystości według badań laboratoryjnych, N/mm$^2$;
$y_i$ – wytrzymałość na zginanie według badań laboratoryjnych, N/mm$^2$.

Tabela 3. Algorytm testu według KS dla zbioru wytrzymałości na zginanie ($\sigma$)

Table 3. The algorithm according to the KS-Test for the sample of the flexural modulus (σ)

| $i$ | $y_i$, N/mm² | $F^*$ | $F$ | $D^+$ | $D^-$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 89,7 | 0,028 | 0,00401 | 0,0247 | 0,027 |
| 2 | 86,5 | 0,067 | 0,00041 | 0,067 | 0,067 |
| 3 | 88,1 | 0,106 | 0,00041 | 0,106 | 0,106 |
| 4 | 75,6 | 0,146 | 0,00041 | 0,145 | 0,146 |
| 5 | 71,4 | 0,185 | 0,00041 | 0,185 | 0,185 |
| 6 | 69,4 | 0,224 | 0,00041 | 0,224 | 0,224 |
| 7 | 51,4 | 0,264 | 0,00042 | 0,263 | 0,264 |
| 8 | 66,2 | 0,303 | 0,00014 | 0,303 | 0,303 |
| 9 | 69,3 | 0,343 | 0,00041 | 0,342 | 0,342 |
| 10 | 69,9 | 0,382 | 0,00041 | 0,381 | 0,382 |
| 11 | 77,1 | 0,421 | 0,00041 | 0,421 | 0,421 |
| 12 | 72,0 | 0,461 | 0,00041 | 0,460 | 0,461 |
| 13 | 85,3 | 0,500 | 0,00041 | 0,500 | 0,500 |
| 14 | 72,8 | 0,539 | 0,00041 | 0,539 | 0,539 |
| 15 | 72,4 | 0,579 | 0,00041 | 0,578 | 0,579 |
| 16 | 77,1 | 0,618 | 0,00041 | 0,618 | 0,618 |
| 17 | 70,9 | 0,657 | 0,00041 | 0,657 | 0,657 |
| 18 | 55,0 | 0,697 | 0,00041 | 0,696 | 0,697 |
| 19 | 66,3 | 0,736 | 0,00041 | 0,736 | 0,736 |
| 20 | 69,3 | 0,776 | 0,00041 | 0,775 | 0,776 |
| 21 | 69,5 | 0,815 | 0,00041 | 0,815 | 0,815 |
| 22 | 75,2 | 0,854 | 0,00041 | 0,854 | 0,854 |
| 23 | 66,5 | 0,894 | 0,00041 | 0,893 | 0,894 |
| 24 | 80,3 | 0,933 | 0,00041 | 0,933 | 0,933 |
| 25 | 78,9 | 0,972 | 0,00041 | **0,972** | **0,972** |

Przy małej liczebności próby losowej ($n < 50$) Sachs [4] proponuje formułę korygującą:

$$\varrho_{r\text{-}S} = \varrho_r(X, Y)\cdot[1 + (1 - \varrho_r(X, Y)^2/2(n - 3))] \tag{17}$$

gdzie $\varrho_{r\text{-}S}$ jest wyznacznikiem korelacji ustalanym formułą Sachsa.

W ramach statystycznego modelowania zależności między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie uzyskano następujące wartości średnie, wariancje oraz wyznaczniki korelacji:

$\overline{x}$ = 2354,80 N/mm$^2$ $\overline{y}$ = 73,05 N/mm$^2$,

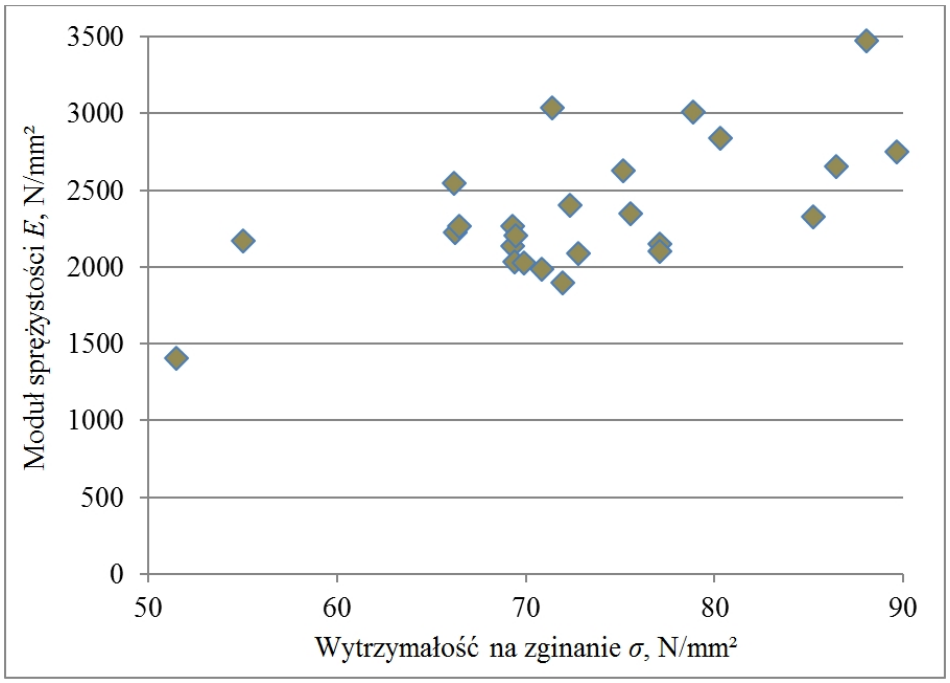
$S_x^2$ = 187 688,23 $S_y^2$ = 81,83,

$\varrho_r$ = 0,6508 $\varrho_{r\text{-}S}$ = **0,6593**.

Wartość wyznacznika korelacji ($\varrho_{r\text{-}S}$ = **0,6593**) dla próby losowej ($x_i$, $y_i$) pozwala stwierdzić, że zależność między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie rękawów systemu „RS-CityLiner" można opisać za pomocą linii prostej o dodatnim nachyleniu. Rozproszenie danych empirycznych przedstawiono na rysunku 1.

## 3. Symulacje matematyczne próby losowej (*X*, *Y*)

Celem modelowania stochastycznego jest wykazanie wpływu liczebności próby losowej (*X*, *Y*) na wartość wyznacznika korelacji między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie. Podstawą stochastycznego powiększania prób losowych jest uwzględnienie dokładności, z jaką realizowane są badania laboratoryjne parametrów fizyko-mechanicznych rękawów renowacyjnych. Wynik każdego badania laboratoryjnego jest obarczony błędem (niedokładnością), który jest wypadkową dokładności pomiaru, skalowania urządzenia badawczego i innych. Publikując wyniki jakichkolwiek badań lub pomiarów należy zawsze podać ich dokładność. Punktem wyjścia do symulacji wyników badań i powiększania wyjściowych prób losowych jest właśnie ich dokładność. Wykorzystując liczby losowe o rozkładzie normalnym, można każdy wynik badań laboratoryjnych w ramach przyjętej dokładności dowolnie symulować matematycznie i w ten sposób uzyskać zbiory o dużych liczebnościach. Podstawami matematycznymi przyjętej metodyki symulacyjnej są wartość średnia i odchylenie standardowe. Ponieważ wynik każdego badania nie jest dokładnym parametrem badanego materiału tylko jego przybliżeniem, dlatego przyjęto wynik badania jako wartość średnią o określonym odchyleniu standardowym i przystąpiono do jej symulacji wykorzystując liczby losowe o rozkładzie normalnym [5].




Rys. 1. Rozproszenie wartości modułu sprężystości i wytrzymałości na zginanie

Fig. 1. Dispersion of the modulus of elasticity and of flexural strength

Odchylenie standardowe wyznacza się zgodnie z podanymi formułami (18) i (19):

$$U_x = S_x/n^{0,5} = [1/n - 1\sum(x_i - \bar{x})^2)]^{0,5}/n^{0,5} \quad (18)$$

$$U_y = S_y/n^{0,5} = [1/n - 1\sum(y_i - \bar{y})^2]^{0,5}/n^{0,5} \quad (19)$$

gdzie: $U_x$ – odchylenie standardowe dla zbioru $X$;
$U_y$ – odchylenie standardowe dla zbioru $Y$.

Do symulacji matematycznej próby losowej ($X$, $Y$) wykorzystano algorytmy programu EXCEL 2010 w wersji niemieckiej:

$$\text{NORMINV(ZUFALLSZAHL(); } \bar{x}_i \text{ ; } U_x) \quad (20)$$

$$\text{NORMINV(ZUFALLSZAHL(); } \bar{y}_i \text{ ; } U_y) \quad (21)$$

Zgodnie z algorytmami (20) i (21) wykonano 1000, 2500, 5000, 10000 oraz 15000 serii symulacji matematycznych modułu sprężystości i wytrzymałości na zginanie. Następnie ustalone wartości $x_i$ oraz $y_i$ wprowadzono do wzorów

(12)÷(16) w celu ustalenia wyznacznika korelacji dla każdej z pięciu serii symulacji matematycznych. Wyniki stochastycznego modelowania wyznacznika korelacji między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie w zależności od liczby symulacji przedstawiono w tabeli 4, a ich graficzną interpretację na rysunku 2.

Tabela 4. Wartości wyznacznika korelacji między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie w zależności od liczby symulacji

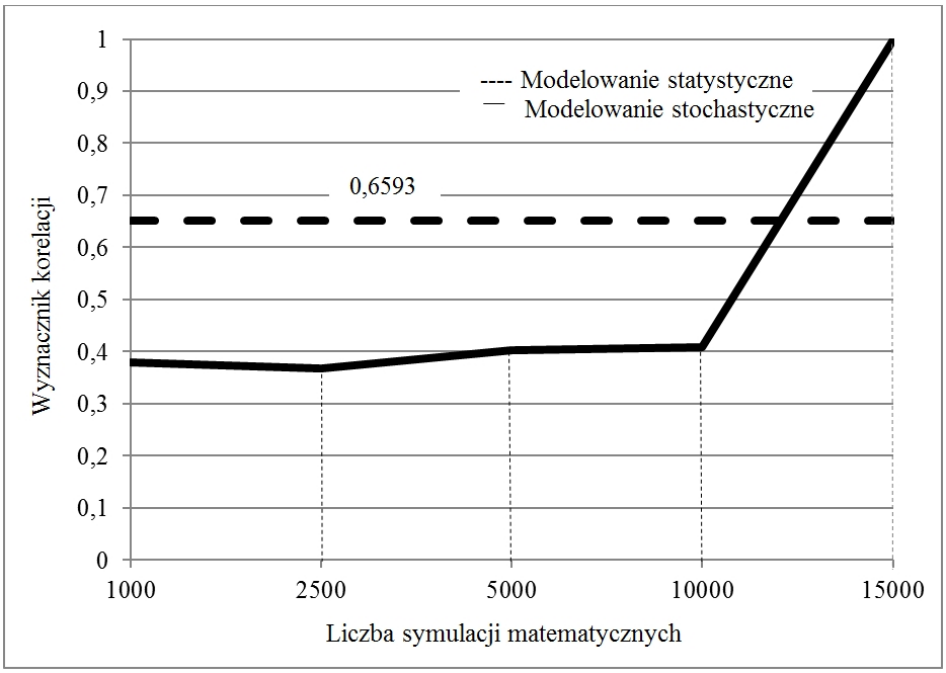
Table 4. Correlation coefficient between modulus of elasticity and flexural strength, depending on the population of simulations

| **Wyznacznik korelacji** | 0,3791 | 0,3674 | 0,4025 | 0,4081 | 1,0000 |
|---|---|---|---|---|---|
| **Liczba symulacji** | 1000 | 2500 | 5000 | 10000 | 15000 |

Z analizy wyników modelowania stochastycznego wynika, że wraz ze wzrostem liczby symulacji (liczebności próby losowej) wzrasta wartość wyznacznika korelacji. Dla prób losowych o liczebnościach od 1000 do 10000 wyników badań, wyznacznik przyjmuje wartości w zakresie 0,3674÷0,4081, wskazujące na słabą korelację liniową o nachyleniu dodatnim. Natomiast wyznacznik statystyczny osiągnął wartość $\varrho_r$ = 0,6593 wskazującą na dobre skorelowanie badanych zbiorów. Istotne znaczenie dla modelowania stochastycznego miała seria 15000 symulacji, zapewniająca osiągnięcie maksymalnej wartości wyznacznika $\varrho_{r\text{-}Stoch}$ = 1,0000.

## 4. Dyskusja wyników badań modelowych

Z porównania modelowania statystycznego i stochastycznego wyznacznika korelacji między modułem sprężystości ($E$) i wytrzymałością na zginanie ($\sigma$) rękawów „RS CityLiner" wynika, że jego wartość statystyczna $\varrho_r > 0{,}5$, natomiast stochastyczna dla liczby symulacji do 10000 $\varrho_{r\text{-}Stoch} \leq 0{,}5$. Wykonanie 15000 serii symulacji ma istotne znaczenie dla badań stochastycznych, ponieważ powoduje nagły wzrost wyznacznika korelacji od wartości 0,4 do wartości równej 1,0. W fazie modelowania statystycznego zbiory danych empirycznych $X$ i $Y$ wykazują dobre skorelowanie, a w fazie stochastycznej przy zastosowaniu od 1000 do 10000 symulacji słabe skorelowanie. Jedną z możliwych interpretacji tego zjawiska jest fakt dużego rozproszenia zbioru modułu sprężystości. W badaniach statystycznych rozproszenie nie odgrywa tak dużej roli, ponieważ próba losowa danych empirycznych ma małą liczebność ($n$ = 25). Natomiast symulowanie modułu sprężystości do 10000 serii powoduje zwiększenie liczby wyników badań laboratoryjnych zdecydowanie odbiegających od wartości średniej, prowadzące do redukcji wyznacznika korelacji do wartości $\varrho_{r\text{-}Stoch} \leq 0{,}5$.




Rys. 2. Statystyczno-stochastyczne modelowanie wyznacznika korelacji

Fig. 2. Statistical-stochastic modeling of the correlation coefficient

Istnienie zależności między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie jest oczywistym zjawiskiem, ponieważ obydwa parametry ustala się w ramach jednego badania laboratoryjnego. W pierwszej fazie badania określa się maksymalną siłę, przy której materiał rękawa ulega jeszcze odkształceniu sprężystemu. Dalszy wzrost siły prowadzi do przegięcia krzywej odkształcenia, po którym następuje płynięcie i ostatecznie zniszczenie materiału. Wartość siły niszczącej próbkę materiału odniesiona do powierzchni próbki jest miarą stanu naprężenia odpowiadającego wytrzymałości na zginanie.

Statystyczno-stochastyczne modelowanie wyznacznika korelacji wykazało istnienie liniowej zależności według Pearsona między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie rękawów instalowanych w technologii „RS CityLiner". Technologia renowacji w tym systemie polega na nasączeniu rękawa filcowego żywicą epoksydową i wbudowaniu go metodą inwersji do przewodu kanalizacyjnego. Gorąca woda cyrkulująca w rękawie powoduje ostateczne utwardzenie dwufazowego kompozytu.

Badania stochastyczne próby losowej ($X$, $Y$) w przedziale od 1000 do 10000 symulacji wykazują systematyczny wzrost wyznacznika korelacji między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie w przedziale słabej zależności liniowej. Natomiast w zakresie symulacji 5000÷10000 wyznacznik ten jest sta-

bilny i osiąga wartość $\varrho_{r\text{-}S}$ = 0,4. Istotne znaczenie dla modelowania stochastycznego ma wykonanie 15000 symulacji, które powoduje skokowy wzrost wskaźnika do wartości równej 1. Dopiero w przedziale 10000÷15000 symulacji matematycznych wyznacznik osiąga wartość ustaloną w ramach statystycznej analizy korelacyjnej. Na podstawie stochastycznych badań modelowych można sformułować wniosek, że analiza korelacji między modułem sprężystości i wytrzymałością na zginanie rękawów wykonanych w technologii „RS CityLiner" wymaga przeprowadzenia od 10000 do 15000 serii symulacji matematycznych w celu uzyskania wiarygodnych wyników badań.

Publikacja niniejsza ma oprócz aspektów teoretycznych również duże znaczenie praktyczne. System zarządzania jakością odgrywa w fazie realizacji inwestycji renowacyjnych kluczową rolę. W przypadku renowacji sieci kanalizacyjnej należącej do gminy Unterhaching rękawy były wykonywane (nasączane żywicą) na placu budowy i następnie wbudowywane do przewodów. Realizacja tych dwóch procesów jest związana z dużym ryzykiem techniczno-technologicznym. Ostateczną jakość wykonanych rękawów można ocenić na podstawie inspekcji telewizyjnych, badań szczelności i laboratoryjnych badań parametrów fizyko-mechanicznych. Realizacja takiego pakietu badań powinna być elementem składowym odbioru końcowego, jak również odbioru gwarancyjnego robót renowacyjnych.

Doświadczenia zebrane w gminie Unterhaching wskazują jednoznacznie na potrzebę pobierania i badania próbek zainstalowanych rękawów. Przykładowo, w zakresie modułu sprężystości nie wszystkie pobrane próbki spełniły kryteria wynikające z obliczeń statycznych. Nieszczelny i nienośny rękaw stanowi poważny problem dla inwestora oraz wykonawcy. Renowacja sieci kanalizacyjnej jest kompleksowym zadaniem wymagającym precyzyjnego zdefiniowania techniczno-wykonawczych celów planowanych zabiegów. Dlatego system zarządzania jakością odnowy musi być nieodłącznym elementem nadzoru inwestorskiego. Tylko w obecności inwestora powinny być pobierane próbki zainstalowanych rękawów i przekazywane bezpośrednio do jego rąk. Następnie inwestor zleca renomowanemu instytutowi wykonanie badań laboratoryjnych i decyduje o ich zakresie.

Przejęcie przez inwestora kontroli jakości robót renowacyjnych zapewnia uzyskanie wiarygodnych wyników badań laboratoryjnych. Inwestor powinien kontrolować także ważne fazy procesu technologicznego, do których należy zaliczyć nasączanie rękawa żywicą oraz jego utwardzanie gorącą wodą. Czas utwardzania i temperatura cyrkulującej w rękawie wody oraz schładzanie mają decydujące znaczenie dla jego przyszłych parametrów fizyko-mechanicznych. Kompleksowość i wysokie ryzyko związane z wykonawstwem robót renowacyjnych wymagają prowadzenia bardzo rzetelnego nadzoru inwestorskiego.

Firmie wykonującej odnowę nie należy powierzać zadań wynikających z zarządzania jakością, ponieważ nie będzie ona krytyczna w stosunku do wy-

konanych przez siebie robót renowacyjnych. Natomiast wyniki badań nie zawsze będą odzwierciadlały rzeczywistą jakość wykonanej odnowy.

## Literatura

[1] ATV-A 127, Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und –leitungen, 2. Auflage 1988.

[2] ATV-M 149, Zustandserfassung, -klassifizierung und –bewertung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden, 1999.

[3] Grabowski B.: Lexikon der Statistik, Elsevier GmbH, München 2004.

[4] Hedderich J., Sachs L.: Angewandte Statistik, Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2012.

[5] Pesch B.: Bestimmung der Messunsicherheit nach GUM, Books on Demond GmbH, Norderstedt 2003.

[6] Zweckverband zur Abwasserbeseitigung im Hachinger Tal, Dokumentation der Kanalsanierung in Unterhaching, 2003÷2006.

## QUALITY ASSESSMENT OF THE RENOVETION OF SEWAGE PIPES USING CORRELATION ANALYSIS

**S u m m a r y**

The article describes the laboratory testing of physical-mechanical parameters of 25 samples of RS CityLining, which are installed as part of the renovation of the sewerage system municipality Unterhaching. For two parameters - the modulus of elasticity ($E$) and the flexural modulus ($\sigma$) - the statistical-stochastic correlation analysis was performed. The results of modeling showed a linear relationship by Pearson between the modulus of elasticity and the flexural modulus.

**Keywords**: rehabilitation of the sewerage network, RS CityLining, modulus of elasticity, flexural modulus, correlation analysis

DOI: 10.7862/rb.2016.173

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 399-412

**Andrzej RAGANOWICZ**[1]
**Józef DZIOPAK**[2]

# STATYSTYCZNA PROGNOZA STANU TECHNICZNEGO KAMIONKOWEJ KANALIZACJI SANITARNEJ W UNTERHACHING

Wykonanie pełnozakresowej inspekcji jednorodnej, kamionkowej sieci sanitarnej należącej do bawarskiej gminy Unterhaching oraz przeprowadzenie na tej podstawie badań statystycznych umożliwiło opracowanie prognozy stanu technicznego dla tego obiektu kanalizacyjnego. Prognoza ta oparta jest na pięciu teoretycznych funkcjach przejścia, które sformułowano na bazie rozkładu *Weibulla*. Funkcje przejścia wyznaczają granice pomiędzy sześcioma stanami techniczno-eksploatacyjnymi. Analiza tych funkcji pozwoliła ustalić konieczny zakres odnowy, czas przebywania odcinków sieci w poszczególnych stanach oraz procentową prędkość ich starzenia się. Realizacja prognozowanego zakresu odnowy zapewnia pełną dyspozycyjność sieci w okresie przynajmniej 10-ciu lat. Wyniki prognozy są miarodajne, ponieważ przedmiotowa sieć zbudowana jest z jednorodnego materiału i jest eksploatowana w jednorodnych warunkach gruntowo-wodnych.

**Słowa kluczowe:** systemy kanalizacyjne, kamionkowa sieć sanitarna, inspekcja optyczna, statystyczne modelowanie stanu technicznego sieci kanalizacyjnej

## 1. Wprowadzenie

Kamionkowa sieć sanitarna bawarskiej gminy Unterhaching została poddana w roku 2000 pełnozakresowej inspekcji optycznej. Badaniami telewizyjnymi objęto wówczas 1162 odcinki sieci w zakresie średnic DN 200÷400 mm i łącznej długości 39970 m. Stan techniczno-eksploatacyjny przedmiotowej sieci udokumentowano w systemie kodów ISYBAU-96 [1].

Na podstawie podwójnej klasyfikacji wyników inspekcji ustalono pięć klas przejścia, które stanowiły granice pomiędzy sześcioma stanami technicznymi

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Andrzej Raganowicz, Zweckverband zur Abwasserbeseitigung im Hachinger Tal, Rotwandweg 16, D-82024 Taufkirchen, tel. +49 89 61559050, e-mail: andreas.raganowicz@azvht.de
[2] Józef Dziopak, Politechnika Rzeszowska, Zakład Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651784, e-mail: jdziopak@prz.edu.pl

sieci, tj. od stanu najlepszego bez uszkodzeń do stanu najgorszego porównywalnego z katastrofą budowlaną. Przeprowadzenie wstępnych badań statystycznych dla każdej klasy przejścia pozwoliło ustalić, że empiryczne rozkłady prawdopodobieństwa mają niesymetryczny charakter. Fakt ten sugerował z kolei możliwość zastosowania dwuparametrowego rozkładu *Weibulla* do dalszych badań statystycznych w celu opracowania prognozy stanu technicznego eksploatowanej sieci kanalizacyjnej w systemie grawitacyjnym.

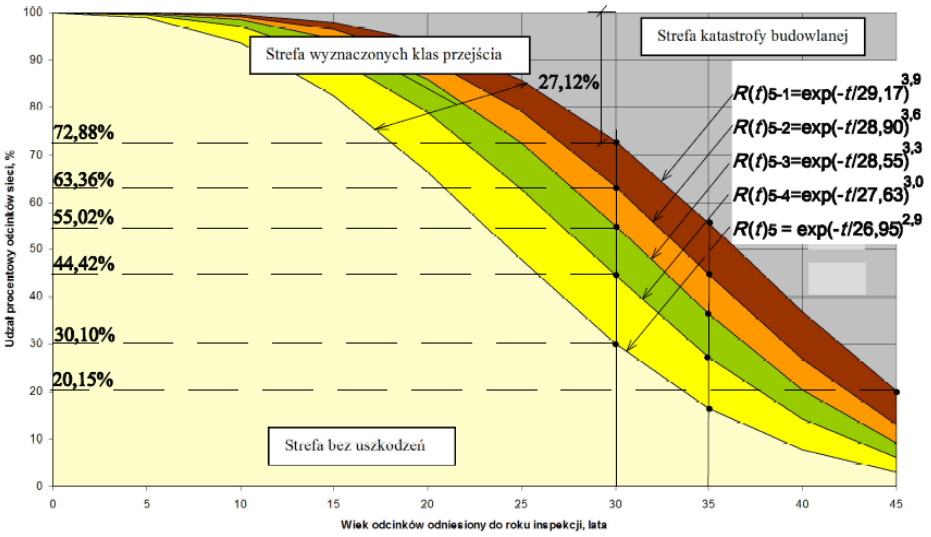
W wyniku badań statystycznych na bazie modelu *Weibulla* udało się skonstruować pięć teoretycznych funkcji przejścia od jednej do następnej, gorszej klasy stanu technicznego, które tworzą osnowę planowanej prognozy [2]. Rozkład *Weibulla* i jego parametry w postaci technicznej żywotności charakterystycznej $T$ i stromości rozkładu $b$ oszacowano w oparciu o analityczną metodę *Maximum-Likelihood*, która najdokładniej odwzorowywała statystykę materiału empirycznego. Opracowanie prognozy stanu technicznego dla kamionkowej sieci sanitarnej gminy Unterhaching umożliwiło ustalenie przede wszystkim wymaganego zakresu zabiegów renowacyjnych i szeregu ważnych wytycznych dotyczących właściwej eksploatacji badanej infrastruktury kanalizacyjnej.

## 2. Zakres badań

W artykule zaprezentowano końcowe wyniki interdyscyplinarnych badań, polegające na sformułowaniu statystycznej prognozy stanu technicznego kamionkowej sieci sanitarnej gminy Unterhaching w formie pięciu funkcji przejścia, od najlepszej do najgorszej klasy odnowy. Wstępną interpretację funkcji rozkładu prawdopodobieństwa niezawodności przeprowadzono za pomocą prostopadłej przechodzącej przez okres eksploatacji wynoszący 30 lat, która przecina wszystkie krzywe (rys. 1). Punkty przecięcia prostej z wyznaczonymi krzywymi określają prawdopodobieństwo przynależności ustalonych fragmentów kanałów do ściśle określonej klasy odnowy. Odpowiada to jednocześnie udziałowi procentowemu odcinków sieci w danej klasie. Z diagramu przestawionego na rysunku 1 wynika, że 30,1% odcinków sieci jest w bardzo dobrym stanie techniczno-eksploatacyjnym, ponieważ nie wykazują one żadnych uszkodzeń. Zatem należy przyjąć, że jako dopełnienie do 100% stanowią odcinki kanałów, które wykazują klasę odnowy gorszą od klasy piątej. Z wykresu wynika, że 55,02% odcinków tej grupy wiekowej nie przekroczyło drugiej klasy. Natomiast dopełnienie do 100% wynoszące 44,98% odcinków, których uszkodzenia mają charakter katastroficzny, ponieważ przekroczyło krytyczną granicę stanu technicznego. Z tego też powodu należy je poddać odnowie.

Szczególnie istotną kwestią w każdej grupie wiekowej kanałów jest długość fragmentu prostej prostopadłej, przebiegającej przez strefę katastrofy budowlanej. W analizowanym przypadku odsetek ten wynosi 27,12% (rys. 1). Na podstawie funkcji przejścia można ustalić, że około 20% odcinków sieci ma szansę

osiągnąć założoną żywotność techniczną 45 lat bez konieczności przeprowadzenia zabiegów renowacyjnych.




Rys. 1. Teoretyczne funkcje przejścia (niezawodności) R(t) wyznaczone dla kamionkowej sieci sanitarnej na terenie gminy Unterhaching

Fig. 1. Theoretical transition functions (reliability) R(t) determined for vitrified clay sanitary network in the municipality of Unterhaching

## 3. Analiza przebiegu funkcji przejścia (niezawodności) R(t)

W celu ustalenia niezbędnego zakresu odnowy przeprowadzono analizę krytycznej funkcji przejścia (niezawodności) $R(t)_{5\text{-}3}$ wyznaczającej granicę wiekową kanału, od której konieczne jest wykonanie zabiegów renowacyjnych. Dodatkowo określono zakres odnowy w dwóch następnych funkcjach przejścia $R(t)_{5\text{-}2}$ i $R(t)_{5\text{-}1}$ w celu porównania wielkości kosztów dla różnych wersji odnowy. Wyniki ustalonych analiz przedstawiono w tabeli 1.

Z kolei na rysunku 2 przedstawiono trzy wersje odnowy z procentowymi ich zakresami odcinków badanej sieci, eksploatowanych przez 30 lat. Powierzchnia znajdująca się powyżej krzywej $R(t)_{5\text{-}3}$ odnosi się do odcinków badanej sieci, którym przyporządkowano drugą i gorsze klasy odnowy. Natomiast powierzchnia znajdująca się poniżej tej funkcji obejmuje odcinki sieci wykazujące klasy odnowy od piątej do trzeciej. Stan techniczno-eksploatacyjny tego fragmentu sieci nie wymaga odnowy, jedynie zabiegów o charakterze konserwacyjnym. Przyjęcie takiego kryterium odnowy, które określa, że odcinki drugiej i pierwszej klasy odnowy muszą być poddawane zabiegom renowacyjnym stanowi analogią do klasyfikacji priorytetowej. Podstawą tych założeń jest klasyfi-

kacja udokumentowanych uszkodzeń sieci, ustalonych według wytycznych ATV-M 143-2 [3], które uwzględniają podział na katastroficzne i parametryczne.

Tabela 1. Zakres odnowy badanej sieci kamionkowej na bazie trzech funkcji przejścia $R(t)_{5\text{-}3}$, $R(t)_{5\text{-}2}$ i $R(t)_{5\text{-}1}$

Table 1. Scale of renovation of examined vitrified clay network on the basis of three transition functions $R(t)_{5\text{-}3}$, $R(t)_{5\text{-}2}$ and $R(t)_{5\text{-}1}$

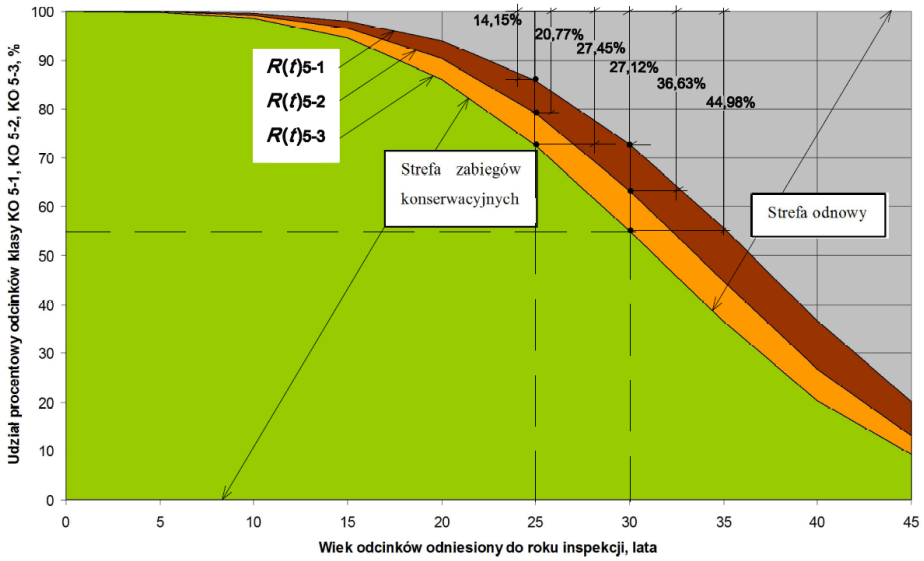
| **Wiek odcinków (lata)** | **Liczba odcinków miarodajnych dla $R(t)_{5\text{-}3}$** | **Liczba odcinków miarodajnych dla $R(t)_{5\text{-}2}$** | **Liczba odcinków miarodajnych dla $R(t)_{5\text{-}1}$** |
|---|---|---|---|
| 5 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 1 | 1 | 0 |
| 15 | 5 | 3 | 2 |
| 20 | 10 | 6 | 4 |
| 25 | 30 | 23 | 16 |
| 30 | 222 | 181 | 134 |
| 35 | 135 | 117 | 94 |
| 40 | 2 | 1 | 1 |
| 45 | 22 | 21 | 19 |
| Suma liczby odcinków | 427 | 353 | 270 |
| Zakres odnowy (%) | **36,75** | 30,38 | 23,24 |

Przebieg funkcji przejścia $R(t)_{5\text{-}3}$ charakteryzuje się widocznym załamaniem, które występuje po upływie 25-ciu lat eksploatacji badanej sieci. Po jego upływie coraz większy odsetek odcinków przechodzi z trzeciej do drugiej klasy odnowy. Jest to ogólna tendencja potwierdzona prowadzonymi obserwacjami i obejmuje wszystkie krzywe oprócz $R(t)_5$. Autor pracy doktorskiej [2], opartej na bardzo dużej próbie losowej przewodów kanalizacyjnych o łącznej długości 450-ciu km wykazał, że obiekty tego typu funkcjonują bezawaryjnie z reguły przez około 30 lat. Po takim okresie eksploatacji sieci kanalizacyjnej zachodzi konieczność przeprowadzenia zabiegów renowacyjnych.

Mnożąc kolejno odsetki odcinków wymagających odnowy, stosując trzy jej wersje przez liczbę odcinków należących do odpowiednich grup wiekowych,

a następnie sumując uzyskane wyniki wyznaczono trzy charakterystyczne zakresy odnowy:

- zakres odnowy ustalony dla funkcji $R(t)_{5\text{-}3} \rightarrow$ **36,75%,**
- zakres odnowy ustalony dla funkcji $R(t)_{5\text{-}2} \rightarrow$ 30,38%,
- zakres odnowy ustalony dla funkcji $R(t)_{5\text{-}1} \rightarrow$ 23,24%.




Rys. 2. Ustalanie liczby odcinków sieci podlegających odnowie

Fig. 2. Determination of the number of network sections subject to renewal

Pełny zakres odnowy sieci kanalizacyjnej gminy Unterhaching, zgodnie z przeprowadzoną prognozą jej stanu technicznego obejmuje 36,75% wszystkich odcinków sieci. Odnosząc to do całej badanej sieci kanałów, odpowiada ona liczbie 427 odcinków, które powinny zostać poddane rehabilitacji technicznej, i to na całej długości. Absolutnie konieczny zakres odnowy, który określono bazując na funkcji przejścia $R(t)_{5\text{-}1}$ z krótkoterminową realizacją wynosi 23,24%, czyli prawie jednej czwartej wszystkich eksploatowanych kanałów i odpowiada liczbie 270 odcinków sieci.

Ustalony na podstawie prognozy statystycznej pełny zakres odnowy obejmujący 36,75% odcinków sieci odbiega w sposób zdecydowany od zakresu, jaki wyznaczono na podstawie klasyfikacji priorytetowej, który wynosił zaledwie 20% [4]. Rozbieżność między tymi dwoma prognozami wynika z faktu, że klasyfikacja realna stanowi bazę prognozy statystycznej i jest oparta na strategii renowacyjnej, której wynikiem jest zachowanie wartości substancji budowlanej badanej sieci kamionkowej na odpowiednio wysokim poziomie. Prewencyjny charakter tej strategii powoduje, że koszty odnowy w fazie jej realizacji są bar-

dzo wysokie. Wysokie koszty odnowy stają się relatywne wówczas, gdy w analizie kosztów i efektów ekonomicznych uwzględnia się zakładane żywotności techniczne, zarówno w odniesieniu do odnowy, jak i konserwacji sieci.

Z porównania strategii podejmowania decyzji wynika, że wbudowanie do określonego fragmentu odcinka sieci trzech krótkich rękawów jest z punktu widzenia technicznego i ekonomicznego mniej opłacalne niż wbudowanie jednego kompletnego rękawa na całej długości [5, 6]. Rehabilitacja techniczna określonego odcinka sieci w formie pełnego rękawa pozwala założyć jego czterdziestoletnią żywotność techniczną, natomiast w przypadku jego konserwacji tylko okres dziesięcioletni.

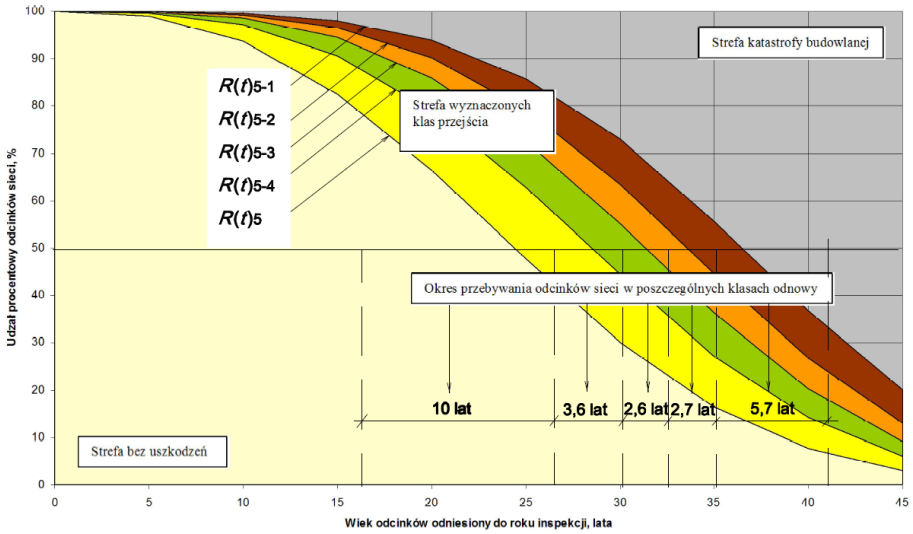
Jako wariantową opcję w analizie kosztów wydatkowanych przy stosowaniu różnych rozwiązań renowacyjnych należy także uwzględnić wymianę wykopową, dla której przyjmuje się obecnie jako realną żywotność wynoszącą aż 80 lat. Istotne zatem jest porównanie rzeczywistych kosztów wymiany bezwykopowej lub wykopowej, odnowy oraz konserwacji. W tym celu ustalono i zdefiniowano określone wskaźniki kosztów, które uwzględniają żywotność techniczną i jej amortyzację, biorąc pod uwagę różne rozwiązania techniczne odnowy kanałów. Wskaźniki te zostały ustalone przez wytyczne niemieckie LAWA [7] i przyjmują dla powyższych żywotności technicznych zróżnicowane wartości. Biorąc pod uwagę ustalone żywotności badanej sieci, przyjmują one następujące wartości:

- konserwacja (prace wykonane przez roboty) 3,6040,
- odnowa (technika relining) 1,3171,
- wymiana wykopowa (przewody kamionkowe) 1,0000.

Okazuje się, że powyższe wskaźniki są bardzo praktycznym instrumentem umożliwiającym przeprowadzenie porównawczej analizy w kontekście decyzji dotyczącej wyboru najbardziej ekonomicznego rodzaju odnowy. W praktyce eksploatacyjnej bardzo często zastępuje się odnowę zabiegami konserwacyjnymi, co w efekcie prowadzi do skutecznej redukcji kosztów przeznaczanych na odnowę. Pozwala takie podejście na wykonanie wielokrotnych zabiegów konserwacyjnych, wymagających niskich nakładów finansowych każdy i rozłożonych w czasie na małe kwoty.

Innymi ważnymi parametrami, które można odczytać z wyznaczonego diagramu przebiegu funkcji przejścia są, zarówno czas „przebywania" wybranych odcinków sieci w poszczególnych klasach odnowy, jak i procentowa prędkość starzenia się tych fragmentów kanałów. W celu ustalenia czasu przebywania odcinków w każdej klasie odnowy należy przeprowadzić prostą równoległą do osi odciętych na poziomie 50%. Prosta ta przecina wszystkie funkcje przejścia $R(t)$, wyznaczając w ten sposób przedziały czasowe, które odpowiadają poszczególnym klasom odnowy. Odmierzając odstępy między środkami powstałych przedziałów czasowych wyznaczono z 50% prawdopodobieństwem czasy „przebywania" odcinków w ramach kolejnych klas odnowy (rys. 3), które przyjmują kolejno podane wartości:

- klasa odnowy KO 5 – 10,0 lat,
- klasa odnowy KO 4 – 3,6 lat,
- klasa odnowy KO 3 – 2,6 lat,
- klasa odnowy KO 2 – 2,7 lat,
- klasa odnowy KO 1 – 5,7 lat.




Rys. 3. Prognoza określająca czas „przebywania" odcinków badanej sieci w poszczególnych klasach odnowy

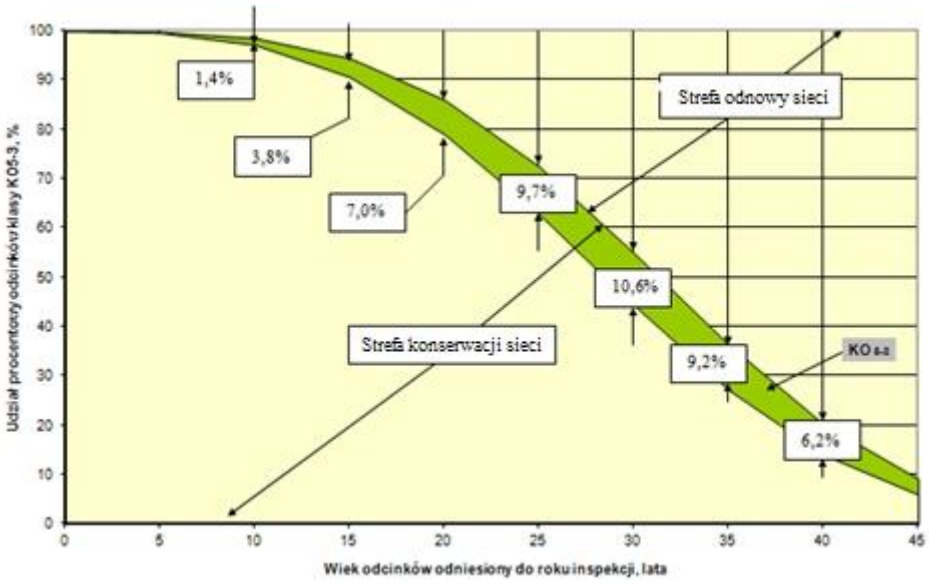
Fig. 3. Forecast of the "residence" time of examined network sections in each class of renovation

Z analizy czasów „przebywania" określonej liczby odcinków sieci w poszczególnych klasach odnowy wynika, że ich średnia wartość wynosi niecałe 5 lat. Informacja ta ma duże znaczenie praktyczne dla firm odpowiedzialnych za eksploatację sieci kanalizacyjnej, ponieważ pozwala ona ustalić zalecany przedział czasu pomiędzy kolejnymi inspekcjami sieci. Prowadzenie inspekcji w cyklu wynoszącym 3÷5 lat zapewnia w przypadku badanej sieci kamionkowej możliwość zaobserwowania propagacji różnego typu uszkodzeń, które w opracowanej prognozie są opisane przez przechodzenie odcinków z jednej do innej, gorszej klasy odnowy. Wytyczna ta znajduje potwierdzenie w amerykańskiej praktyce eksploatacyjnej, stosującej standardowo pięcioletni cykl inspekcji optycznej. Prowadzenie badań telewizyjnych z taką częstotliwością umożliwia zastosowanie stochastycznego modelu *Markov'a* do prognozowania przebiegu procesów starzeniowych sieci i obiektów kanalizacyjnych, co potwierdzono badaniami [8, 9].

Następnym parametrem, jaki wyznaczono na podstawie przebiegu funkcji niezawodności jest średnia procentowa prędkość starzenia się badanych odcin-

ków sieci. Prędkość ta w każdej klasie odnowy wzrasta wraz z wiekiem eksploatacji kanałów. Rozpoczyna się od zera do wartości maksymalnej wynoszącej 30 lat i następnie maleje aż do osiągnięcia przez analizowane odcinki kanałów wieku 45 lat (rys. 4). Parametr ten zdefiniowano jako powierzchnie należące do poszczególnych klas odnowy. Średnia procentowa prędkość starzenia się badanych odcinków sieci, które należą do trzeciej klasy odnowy (KO 3), przyjmuje określone wartości, biorąc pod uwagę wiek odcinków odniesiony do roku inspekcji, i tak:

- 5 lat 0,2%,
- 10 lat 1,4%,
- 15 lat 3,8%,
- 20 lat 7,0%,
- 25 lat 9,7%,
- 30 lat **10,6%,**
- 35 lat 9,2%,
- 40 lat 6,2%,
- 45 lat 3,2%.




Rys. 4. Prognoza tempa starzenia się kamionkowej badanej sieci sanitarnej wyrażona jako prawdopodobieństwo w procentach

Fig. 4. Forecast of aging rate of examined vitrified clay sanitary network expressed as a probability percentage

Osiągnięcie przez odcinki badanej sieci, eksploatowanej przez 30 lat maksymalnej prędkości starzenia się jest typowym zjawiskiem dla każdej klasy od-

nowy. Jest to analogia do funkcji przejścia, których punkty przegięcia odpowiadają także trzydziestoletniej eksploatacji badanej sieci. Po tym charakterystycznym okresie funkcjonowania obiektu następuje nagły wzrost liczby odcinków sieci, które należy klasyfikować w następnej, gorszej klasie odnowy.

## 4. Badania intensywności uszkodzeń λ(t) sieci kanalizacyjnej

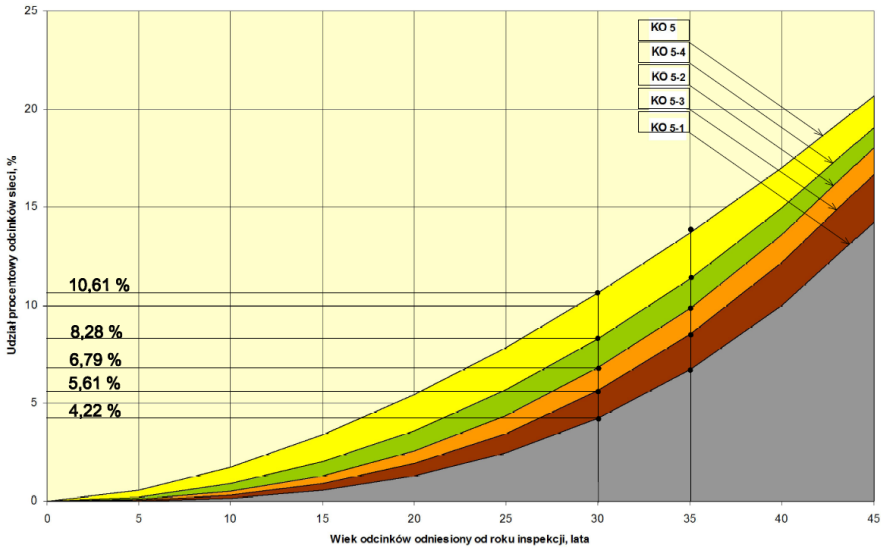
Intensywność uszkodzeń $\lambda(t)$ jest informacją podającą w pewnej chwili eksploatacji $t$ liczbę jednostek odniesioną do jednostek sprawnych, które ulegną awarii. Adaptując ten problem dla potrzeb dowolnej sieci kanalizacyjnej można ten parametr zdefiniować jako prawdopodobieństwo przejścia pewnego odcinka lub grupy odcinków od jednej do następnej, gorszej klasy odnowy. Jeżeli znane są parametry teoretycznego rozkładu *Weibull'a*, to intensywność uszkodzeń można wyznaczyć na podstawie zależności [10]:

$$\lambda(t) = \frac{b}{T} \cdot \left( \frac{t}{T} \right)^{b-1} \tag{1}$$

gdzie: $t$ – czas eksploatacji obiektu, lata;
$T$ – żywotność charakterystyczna, lata;
$b$ – parametr formy, czyli stromości rozkładu.

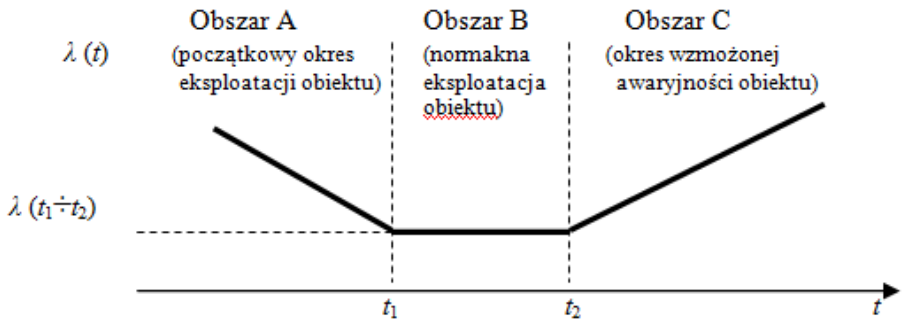
Przebieg krzywych intensywności uszkodzeń dla wszystkich klas odnowy przedstawiono na rysunku 5. Krzywe te wzrastają monotonicznie wraz z wiekiem przewodów kanalizacyjnych, co automatycznie lokalizuje je w trzecim obszarze wanny intensywności uszkodzeń, przedstawionej schematycznej na rysunku 6. Charakter ich przebiegu zależy przede wszystkim od wartości parametru $b$, który charakteryzuje formę rozkładu *Weibulla*.

W ramach prowadzonych badań kamionkowej sieci sanitarnej gminy Unterhaching okazuje się, że parametr $b$ przyjmuje wartości większe od jedności dla każdej klasy odnowy. Należy udokumentowane uszkodzenia interpretować jako wynik zużycia materiału roboczego przewodów kanalizacyjnych. W przewodach kamionkowych, z których wyłącznie zbudowana jest badana sieć, najbardziej podatnym elementem na zużycie są uszczelnienia połączeń rur. Charakter przebiegu krzywych intensywności uszkodzeń jest analogiczny do przebiegu funkcji niezawodności w tym sensie, że prawdopodobieństwo przejścia odcinków do następnej, gorszej klasy odnowy, które nie przekroczyły jeszcze wieku 25 lat, jest mniejsze niż dla odcinków starszych. W związku z tym nachylenie intensywności uszkodzeń na odcinkach kanałów, które nie osiągnęły jeszcze wieku 25-ciu lat jest mniejsze niż w odcinkach starszych.




Rys. 5. Intensywność uszkodzeń λ(t) wyrażająca prawdopodobieństwo przejścia odcinków kamionkowej sieci sanitarnej od lepszej do gorszej klasy odnowy

Fig. 5. The failure rate λ(t) expressing the probability of transition of vitrified clay sanitary network sections from better to worse renovation class




Rys. 6. Schematyczny przebieg krzywej intensywności uszkodzeń dla obiektów mechanicznych i budowlanych

Fig. 6. Schematic course of damage intensity curve for building and mechanical objects

Zatem prawdopodobieństwo przejścia odcinków od jednej do innej, gorszej klasy odnowy i wykazujących dobry stan techniczno-eksploatacyjny jest większe niż w przypadku odcinków znajdujących się w gorszym stanie technicznym. Tendencja ta ma logiczne uzasadnienie, ponieważ w przypadku dobrego stanu

technicznego kanału, już jego niewielkie uszkodzenie może spowodować przejście do następnej, gorszej klasy odnowy.

W grupie gorszych klas odnowy dochodzi do zmiany klasy tylko w wyniku działania poważnego wymuszenia zewnętrznego lub wewnętrznego, które nie występuje często, a więc zgodnie z rysunkiem 5 jest mało prawdopodobne. Prawdopodobieństwa przejścia $\lambda(t)$ od jednej do innej, gorszej klasy odnowy odcinków kanałów eksploatowanych przez 30 lat wynoszą odpowiednio:

- $\lambda(t_i = 30)_{KO5}$ 10,61%,
- $\lambda(t_i = 30)_{KO5\text{-}4}$ 8,28%,
- $\lambda(t_i = 30)_{KO5\text{-}3}$ 6,79%,
- $\lambda(t_i = 30)_{KO5\text{-}2}$ 5,61%,
- $\lambda(t_i = 30)_{KO5\text{-}1}$ 4,22%.

Z analizy zestawionych powyżej wartości wynika, że prawdopodobieństwo opuszczenia piątej klasy odnowy przez odcinki badanej sieci, które funkcjonują od 30 lat, wynosi 10,61%, a opuszczenie pierwszej klasy i przejścia do stanu krytycznego wynosi 4,22%. Natomiast różnice prawdopodobieństw opuszczenia przez odcinki sieci poszczególnych klas odnowy mieszczą się w przedziale 1,18÷2,33%.

Parametr intensywności uszkodzeń $\lambda(t)$ jest zarówno identyfikatorem zużycia (starzenia się) infrastruktury kanalizacyjnej, jak również jej kondycji techniczno-eksploatacyjnej. Charakteryzuje on w indywidualny sposób badany obiekt i stanowi ważną informację, która uzupełnia dane dotyczące czasów „przebywania" badanych odcinków sieci w poszczególnych klasach odnowy. Dlatego też powinien być on brany pod uwagę przy ustalaniu długości cykli inspekcji optycznych. Parametr intensywności uszkodzeń i relatywna wartość substancji budowlanej sieci tworzą dwa ważne wyznaczniki, których analiza jest niezbędnym komponentem racjonalnej eksploatacji każdej infrastruktury kanalizacyjnej.

Wyznaczenie funkcji przejścia odcinków od jednej do innej klasy odnowy i sporządzenie na tej bazie prognozy stanu technicznego dla kamionkowej sieci sanitarnej gminy Unterhaching daje podstawy do zdefiniowania wielu zasad i wytycznych jej racjonalnej eksploatacji. Najważniejszym ustaleniem wynikającym z przeprowadzonej prognozy jest ilościowy zakres niezbędnej odnowy, która umożliwia racjonalne wykorzystanie posiadanego do dyspozycji potencjału sił i środków oraz zasobów finansowych.

Realizacja prognozowanego zakresu odnowy zapewni bezawaryjną eksploatację badanej sieci i jej pełną dyspozycyjność w perspektywie dłuższego okresu czasu. Zaproponowana w pracy metodyka sporządzania prognozy stanu technicznego sieci na bazie statystycznego modelu *Weibulla* ma z uwagi na wielkość zastosowanej bazy danych wzorcowy charakter dla każdej kamionkowej sieci sanitarnej. Duży udział kamionkowych przewodów w infrastrukturach komunalnych, a szczególnie w przypadku dużych polskich i europejskich aglomeracji

miejskich powinna przyczynić się do popularyzacji praktycznych zastosowań sformułowanej metodyki w celu racjonalizacji eksploatacji istniejących systemów kanalizacyjnych.

## 5. Podsumowanie i wnioski

Metodologię sporządzania prognozy stanu technicznego sieci kanalizacyjnej opracowano wykorzystując bogatą bazę danych eksploatacyjnych kamionkowej kanalizacji sanitarnej, która odprowadza ścieki bytowo-gospodarcze z gminy Unterhaching w Bawarii. Podstawy teoretyczne nowatorskiej metodyki oparto na dwuparametrowym modelu *Weibull'a*. Natomiast docelowe rozwiązanie interdyscyplinarnego problemu naukowego wymagało rozwiązania wielu zadań cząstkowych. Przyjęto określone założenia i warunki brzegowe funkcjonowania rozległego obiektu badań w różnych lokalnych uwarunkowaniach gruntowo-wodnych. Finalny cel podjętych badań wymagał realizacji kompleksowego programu badań, który obejmował sześć faz i bazował na szerokim spektrum analiz statystycznych.

Dysponując pełnozakresową inspekcją badanej sieci (faza 1), dokonano klasyfikacji priorytetowej wyników inspekcji optycznej i utworzono pięć klas priorytetowych (faza 2), od klasy piątej, najlepszej (KP 5) do klasy pierwszej, najgorszej (KP 1). Następnie sporządzono realną klasyfikację wyników inspekcji optycznej (faza 3), która uwzględnia warunki techniczno-technologiczne planowanej odnowy. Kolejnym etapem (faza 4) były badania statystyczne bazy danych obejmujące wyznaczenie dla każdej klasy przejścia empirycznej funkcji gęstości prawdopodobieństwa przejścia odcinków sieci od określonej do innej klasy odnowy, funkcji awaryjności, funkcji przejścia (niezawodności) oraz intensywności uszkodzeń. Dwa ostatnie zrealizowane zadania obejmowały wyznaczenie teoretycznej funkcji przejścia (faza 5) dla każdej klasy przejścia w oparciu o model *Weibulla* i najważniejszy efekt przeprowadzonych badań (faza 6), stanowiący sformułowaną prognozę ustalania stanu techniczno-eksploatacyjnego badanej sieci. Końcowa forma tej prognozy w postaci algorytmów obliczeniowych ma uniwersalny charakter i z powodzeniem można ją wdrażać na innych eksploatowanych obiektach liniowych grawitacyjnych systemów kanalizacyjnych.

Sformułowany model prognozy stanu technicznego może być z powodzeniem zastosowany w przypadku każdej kamionkowej sieci sanitarnej. Ma on również uniwersalny charakter, ponieważ warunkiem koniecznym do jego realizacji są wyniki inspekcji optycznej udokumentowane w taki sposób, aby możliwa była ich interpretacja techniczna i ustalenie wieku wszystkich odcinków badanej sieci. Po wykonaniu odpowiedniego skalowania prowadzi się jego aplikację w celu prognozowania stanu technicznego dowolnego rodzaju sieci kanalizacyjnej. Z uwagi na swoją prostą strukturę, standardową bazę danych oraz nie-

skomplikowany algorytm zapisu matematycznego, ma on wszelkie dane stać się praktycznym narzędziem racjonalnej eksploatacji sieci kanalizacyjnych.

Przeprowadzone badania statystyczne i analiza wyników prognozy stanu techniczno-eksploatacyjnego analizowanej sieci pozwoliły na sformułowanie wielu wniosków o znaczeniu poznawczym i mających aplikacyjny charakter.

1. Sformułowana prognoza do oceny stanu technicznego sieci kanalizacyjnej jest wiarygodna, ponieważ została sporządzona w oparciu o miarodajną próbę losową, która obejmuje wyniki pełnozakresowej inspekcji optycznej jednorodnej kamionkowej sieci sanitarnej składającej się z 1162 odcinków kanałów o łącznej długości prawie 40 km.
2. Ciągły proces starzenia się badanej sieci kanalizacyjnej został przedstawiony za pomocą sformułowanych teoretycznych funkcji niezawodności, na podstawie których wyznacza się granice pomiędzy sześcioma stanami techniczno-eksploatacyjnymi kanałów. Wyrażają one prawdopodobieństwo „przejścia" określonych odcinków sieci od stanu najlepszego, czyli bez uszkodzeń przez kolejne wybrane, aż włącznie do granicznego stanu, jakim jest wystąpienie katastrofy budowlanej.
3. Na podstawie opracowanej metody określania przebiegu funkcji przejścia od jednego do innego stanu technicznego, można ustalić ilościowy zakres odnowy, który gwarantuje efektywne gospodarowanie środkami finansowymi i racjonalną eksploatację badanej sieci.
4. Opracowana metodyka może być bezpośrednio wdrożona do praktyki eksploatacyjnej każdej kamionkowej sieci sanitarnej. Natomiast w przypadku innych infrastruktur kanalizacyjnych, można ją przenosić, jednak pod warunkiem wprowadzenia odpowiednich wskaźników lub innych parametrów korygujących.

## Literatura

[1] BMVBS, Arbeitshilfen Abwasser: Planung, Bau und Betrieb von abwassertechnischen Anlagen in Liegenschaften des Bundes, 2005.

[2] Raganowicz A.: Metodyka prognozowania stanu technicznego sieci kanalizacyjnej, Praca doktorska, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2010.

[3] Merkblatt ATV-M 143-2: Optische Inspektion – Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Abwasserkanälen und –leitungen, April 1999.

[4] Sanierung des Kanalnetzes in Unterhaching, Ingenieurbüro Steinbacher, Neusäß, 2002.

[5] ATV-DVWK-M 143-7: Reparatur von Abwasserleitungen und –kanälen durch Kurzliner und Innenmanschetten, Merkblatt, April 2003.

[6] DWA-M 143-3: Sanierung von Entwässerungssystemem außerhalb von Gebäuden, Teil 3: Schlauchliningverfahren (vor Ort härtendes Schauchlining) für Abwasserleitungen und –kanäle, Merkblatt, 21.11.2005.

[7] Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnung (KVR-Leitlinien), Kulturbuch-verlag GmbH, Berlin 2005.

[8] Abraham D. M., Wirahadikusumah R.: Development of prediction models for sewer deterioration; Proceedings of the Eight International Conference on Durability of building materials and components, Ottawa 1999.

[9] Abraham D. M., Wirahadikusumah R.: Application of dynamic programming and simulation for sewer management, Contruction Architectural Managenent, Vol. 10, Nr 2, 2003.

[10] Wilker H.: Weibull-Statistik in der Praxis, Leitfaden zur Zuverlässigkeitsermittlung technischer Produkte, Verlag: Books on Demand GmbH, Nordestedt, 2004.

## STATISTICAL FORECAST OF TECHNICAL STATE OF VITRIFIED CLAY SEWAGE SYSTEM IN UNTERHACHING

**S u m m a r y**

The performance of full- range inspection of homogeneous vitrified clay sanitary network belonging to the Bavarian municipality Unterhaching and based on this the statistical research enabled the development of the forecast of technical condition of this sewage object. This forecast is based on five theoretical functions of transition, which was formulated based on the Weibull distribution. Functions of transitions define the boundaries between six technical and exploitation states . Analysis of these features helped to determine the required scale of renovation, the residence time of network sections in each state and percentage aging rate. Implementation of the forecasted scale of renovation provides the full availability of the network during the period of at least 10 years. Forecast results are meaningful, since the present network is built of homogeneous material and is operated in homogeneous soil and water conditions.

**Keywords:** sewage systems, vitrified clay sanitary network, optical inspection, statistical modelling of sewerage network technical condition

DOI: 10.7862/rb.2016.174

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 413-428

**Marcin SKOTNICKI**[1]
**Marek SOWIŃSKI**[2]

# WPŁYW WŁASNOŚCI MODELU OPAD-ODPŁYW NA RELACJĘ POMIĘDZY DOKŁADNOŚCIĄ ODWZOROWANIA ZLEWNI A CHARAKTERYSTYKAMI ODPŁYWU

W publikacji zaprezentowano wyniki analizy wpływu dokładności odwzorowania zlewni w modelu opad-odpływ na charakterystyki odpływu. Odwzorowanie zlewni odnosi się do sposobu podziału zlewni na zlewnie cząstkowe. Przy użyciu komputerowej wersji modelu opad-odpływ reprezentowanej przez programu SWMM 5.1 opracowano cztery warianty modelu przykładowej zlewni**.** Do jej odwzorowania w kolejnych wariantach wykorzystano malejącą liczbę zlewni cząstkowych o odpowiednio rosnących powierzchniach. Symulacje opływu wykonano dla opadu blokowego oraz trzech deszczy historycznych. Dla każdego wariantu modelu analizowano zmiany: odpływu szczytowego, czasu jego osiągnięcia oraz współczynnika efektywności Nasha i Sutcliffe'a stanowiącego miarę dopasowania hydrogramu odpływu, wywołane przez zmiany szorstkości zlewni, szorstkości kanałów i kroku czasowego opadu. Stwierdzono, że spadek dokładności odwzorowania reprezentowany przez zwiększenie wielkości zlewni cząstkowych w modelu powoduje wzrost obliczonego odpływu szczytowego i skrócenie czasu jego osiągnięcia. Wielkość zlewni cząstkowych nie wpływa na liczbę pików hydrogramu odpływu. Wpływ zmian parametrów modelu opad-odpływ jest w niewielkim stopniu zależny od analizowanych wariantów odwzorowania zlewni w modelu. Zmiany tych parametrów mogą zostać wykorzystane do kompensacji wpływu zmniejszania dokładności odwzorowania zlewni.

**Słowa kluczowe**: zlewnia miejska, SWMM5, kalibracja modelu

## 1. Wprowadzenie

Opracowanie modelu symulacyjnego zlewni miejskiej wymaga odwzorowania powierzchni zlewni oraz sieci kanałów w odpowiednim programie kom-

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Marcin Skotnicki, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Berdychowo 4, 60-965 Poznań, tel. 61 665 24 69, e-mail: marcin.skotnicki@put.poznan.pl

[2] Marek Sowiński, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Berdychowo 4, 60-965 Poznań, tel. 61 665 24 69, e-mail: marek.sowinski@put.poznan.pl

puterowym. Sieć kanałów jest opisana przez odcinki ograniczone węzłami, które w modelu utożsamia się z istniejącymi studzienkami kanalizacyjnymi. W przypadku powierzchni zlewni należy wykonać dyskretyzację obszaru, rozumianą jako jego podział na zlewnie cząstkowe [6, 20]. Aby uniknąć negatywnego wpływu uproszczeń odwzorowania zlewni zaleca się przestrzeganie ograniczeń dotyczących maksymalnych powierzchni zlewni cząstkowych [22]. Dyskretyzacja zlewni stanowi odzwierciedlenie odwzorowanych w modelu kanałów, dlatego też zaleca się wprowadzanie do modelu kanałów o określonej średnicy minimalnej [7]. W praktyce często pojawia się problem dostępności i wiarygodności danych dotyczących kanałów bocznych o małych średnicach. W takiej sytuacji są one pomijane, co ogranicza sieć odwzorowaną w modelu do kanałów większych średnic. To z kolei prowadzi do uwzględniania dużych zlewni cząstkowych i w rezultacie może skutkować nadmiernym uproszczeniem struktury analizowanego systemu kanalizacyjnego. Dokładność odwzorowania ma istotny wpływ na wyniki symulacji [8]. Charakter wpływu jest zależny od własności zlewni oraz wykorzystywanego w obliczeniach modelu [4]. Zwiększanie stopnia uproszczenia z reguły wywołuje wzrost odpływu szczytowego i przyspiesza jego wystąpienie [21], choć opisywane są także tendencje przeciwne [2]. Wpływ uproszczeń jest istotny na etapie kalibracji modelu, polegającej na doborze parametrów modelu na bazie porównania wyników symulacji z pomiarami. Wartości dobranych parametrów mogą wynikać zarówno z własności analizowanego systemu kanalizacyjnego jak i przyjętych na etapie tworzenia modelu uproszczeń [17, 18]. Wpływ na dobór parametrów może mieć również długość kroku czasowego opadów użytych do kalibracji [12, 19].

W publikacji podjęto temat relacji między stopniem uproszczenia opisu zlewni a charakterystykami obliczonego hydrogramu odpływu. Analizowano także możliwość kompensacji wpływu mniejszej dokładności odwzorowania zlewni poprzez zmiany parametrów modelu opad-odpływ.

## 2. Zakres analizy

### 2.1. Zlewnia i warianty jej odwzorowania w modelu

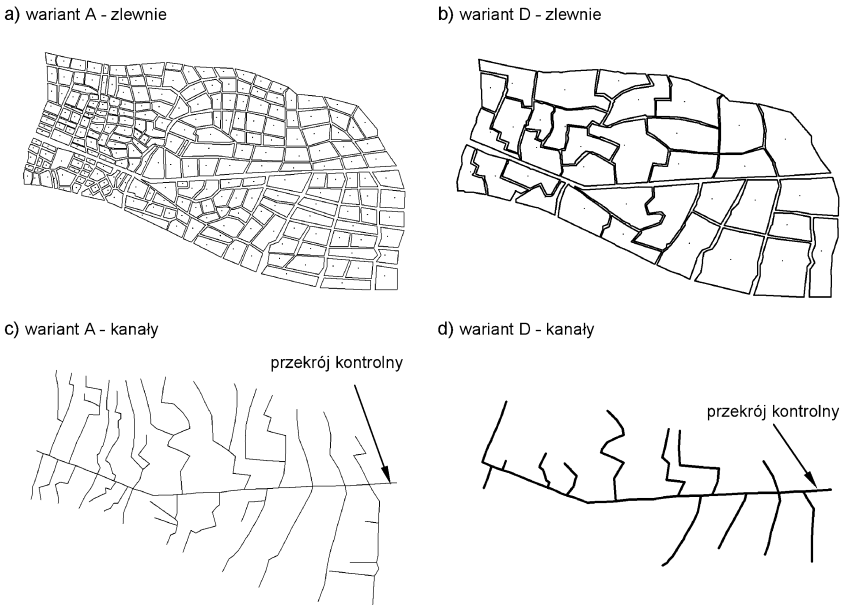
Symulacje odpływu wykonano dla zlewni miejskiej o powierzchni 200 ha oraz średnim stopniu uszczelnienia 30%, łączącej elementy obiektu rzeczywistego i syntetycznego [10, 13, 16], określonej jako zlewnia hybrydowa. Trasy kanałów oraz podział analizowanej zlewni na zlewnie cząstkowe ustalono na podstawie planu fragmentu istniejącego miasta. Przekroje kanałów wyznaczono przy użyciu metody granicznych natężeń dla opadu o częstości przewyższenia c = 2 lata. Dla wszystkich odcinków kanałów przyjęto spadek dna wynoszący 5‰. Każdej zlewni cząstkowej przypisano jednakowe wartości parametrów, w celu ułatwienia tworzenia poszczególnych wariantów modelu zlewni, wykorzystywanych na potrzeby analizy wpływu dokładności odwzorowania

zlewni na postać hydrogramu odpływu. Jedynym parametrem o zmiennej wartości była szerokość hydrauliczna zlewni. Jej wielkość zwiększano w kolejnych wariantach w celu zachowania stałej długości drogi spływu z uszczelnionej części zlewni. Cztery warianty modelu zlewni, różniące się liczbą odwzorowywanych elementów (tab. 1, rys. 1), zrealizowano w programie SWMM5.1 [11].

Tabela 1. Podstawowe charakterystyki wariantów modelu zlewni

Table 1. Basic characteristics of catchment models structure for different variants

| **Wariant odwzorowania zlewni** | **Liczba zlewni cząstkowych** | **Średnia powierzchnia zlewni cząstkowej [ha]** | **Liczba odcinków kanałów** | **Całkowita długość sieci kanałów [km]** |
|---|---|---|---|---|
| A | 245 | 0,8 | 253 | 20,3 |
| B | 129 | 1,5 | 208 | 15,9 |
| C | 61 | 3,2 | 151 | 12,6 |
| D | 35 | 5,6 | 95 | 10,3 |




Rys. 1. Plan zlewni cząstkowych (a, b) oraz schemat sieci kanałów (c, d) w analizowanej zlewni dla wariantu dokładnego (wariant A) i najbardziej uproszczonego (wariant D)

Fig. 1. The layout of subcatchments (a, b) and the scheme of storm sewer network (c, d) of the analysed catchment for the exact (variant A) and the most simplified (variant D) variants

Wariant najdokładniejszy, oznaczony jako A, obejmuje 253 odcinki kanałów oraz 245 zlewni cząstkowych. Warianty uproszczone, oznaczone jako B, C i D otrzymano przez łączenie sąsiednich zlewni cząstkowych oraz pomijanie części odcinków kanałów, które znalazły się o obrębie scalonych zlewni. Podczas scalania zlewni uwzględniano układ kanałów przyjęty w wariancie A, dlatego w kolejnych wariantach liczba zlewni cząstkowych nie maleje dokładnie o połowę (tab. 1).

## 2.2. Opady obliczeniowe

W analizie wykorzystano cztery opady. Deszcz oznaczony jako opad 1 jest syntetycznym deszczem blokowym o czasie trwania 15 min i wysokości 13,0 mm. Wysokość tę obliczono według formuły Bogdanowicz i Stachy [3] dla częstości przewyższenia c = 2 lata. Odpływ wywołany opadem syntetycznym odpowiada warunkom, dla których dobierano przekroje kanałów analizowanej sieci (punkt 2.1). Napełnienie względne w przekroju kontrolnym (rys. 1) w czasie odpływu wywołanego deszczem blokowym wynosi 80%.

Tabela 2. Charakterystyka analizowanych deszczy historycznych

Table 2. Characteristics of historical rainfalls

| **Zdarzenie opadowe** | **Czas trwania [mim]** | **Wysokość opadu [mm]** | **Położenie piku [min]** | **Natężenie maksymalne [mm/min]** |
|---|---|---|---|---|
| opad 2 | 1320 | 29,2 | 20 | 0,80 |
| opad 3 | 1010 | 22,0 | 510 | 0,20 |
| opad 4 | 870 | 24,2 | 105 | 1,00 |

Pozostałe trzy opady to deszcze historyczne, zarejestrowane w latach 2007-2008 na terenie miasta Poznania (tab. 2). Opady generują odpływy szczytowe, przy których napełnienie względne w przekroju kontrolnym kolektora osiąga od 25% do 50%.

Deszczomierze korytkowe użyte do pomiarów opadu rejestrują czas między kolejnymi wychyleniami korytek. Istnieje więc możliwość odwzorowania opadu w programie SWMM5.1 z wykorzystaniem różnej długości kroku czasowego $\Delta t$ (punkt 3.3). Przy przekształcaniu oryginalnych zapisów z deszczomierzy za czas rozpoczęcia deszczu uznano czas zarejestrowania pierwszego dla danego zdarzenia opadowego wychylenia korytka.

## 2.3. Miary zmian charakterystyk odpływu

W analizie uwzględniano hydrogramy odpływu obliczone dla przekroju kontrolnego zlokalizowanego w końcowym odcinku kolektora głównego

(rys. 1). Przyjęto trzy charakterystyki hydrogramu: odpływ szczytowy $Q_{MAX}$ (pik hydrogramu), czas osiągnięcia odpływu szczytowego T oraz współczynnik efektywności Nasha i Sutcliffe'a NSE, stanowiący miarę dopasowania hydrogramu [9]. Zmiany postaci hydrogramu wyznaczano w odniesieniu do hydrogramu podstawowego, obliczanego dla bazowych wartości parametrów modelu opad-odpływ. Szczegółowy opis wielkości bazowych podano w odpowiednich punktach artykułu (3.1-3.4).

Zmiany charakterystyk hydrogramu opisanych powyżej wyznaczano z następujących zależności:

$$\Delta Q_{MAX} = \frac{Q_{MAX,j} - Q_{MAX,p}}{Q_{MAX,p}} \cdot 100 \ [\%] \tag{1}$$

$$\Delta T = T_j - T_p \ [\text{min}] \tag{2}$$

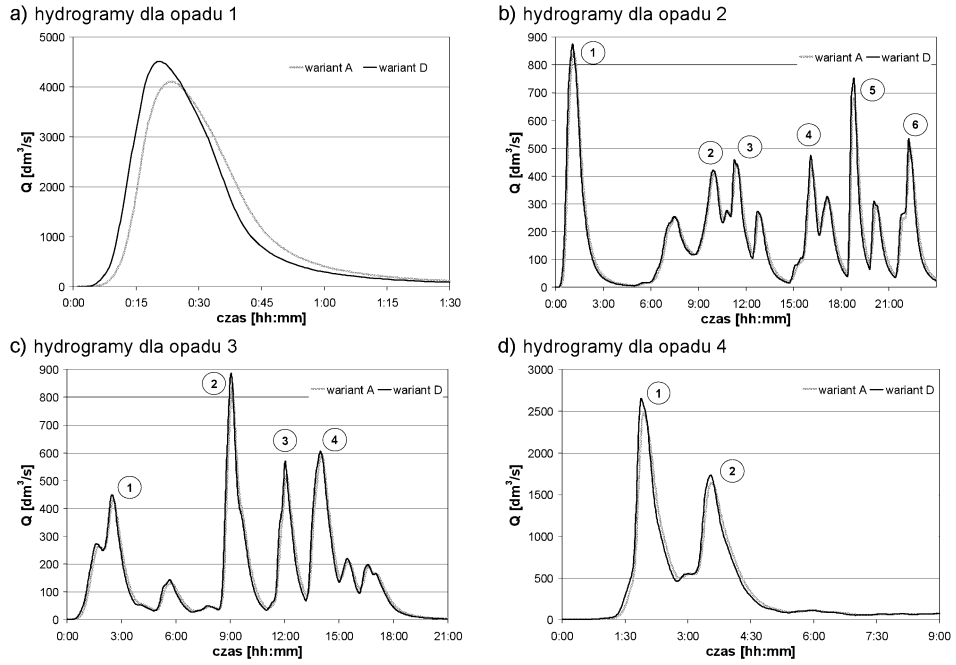
$$NSE = 1 - \frac{\sum_{k=1}^{n} \left[ Q_{k,j} - Q_{k,p} \right]^2}{\sum_{k=1}^{n} \left[ Q_{k,j} - \overline{Q_p} \right]^2} \tag{3}$$

Indeksy we wzorach 1-3 oznaczają:
- j – wartość obliczona dla aktualnego hydrogramu,
- p – wartość obliczona dla hydrogramu podstawowego,
- k – kolejny punkt tworzący hydrogram,
- n – łączna liczba punktów tworzących hydrogram

## 3. Wyniki analizy

### 3.1. Wpływ wielkości zlewni cząstkowych na charakterystyki odpływu

W pierwszym etapie analizy rozpatrywano wpływ uproszczenia odwzorowania zlewni na charakterystyki hydrogramu odpływu. Obliczenia wykonano dla jednego deszczu syntetycznego i trzech deszczy historycznych (punkt 2.3). Wyznaczono 16 hydrogramów odpływu, jeden dla każdego opadu i wariantu odwzorowania zlewni. W obliczeniach przyjęto bazowe wartości szorstkości zlewni $n_Z$ oraz szorstkości kanałów $n_K$ równe 0,015 [$s \cdot m^{-1/3}$] i krok czasowy opadu $\Delta t$ wynoszący 1 min. Jako podstawowy przyjęto hydrogram obliczony dla najdokładniejszego wariantu odwzorowania zlewni (wariant A). Analizowano piki hydrogramu o wartości co najmniej 50% maksymalnego odpływu dla danego opadu.




Rys. 2. Hydrogramy odpływu dla wybranych wariantów odwzorowania zlewni i bazowych wartości parametrów modelu opad - odpływ

Fig. 2. Outflow hydrographs for analysed variants of catchment representation and basic rainfall-runoff model parameters

Stwierdzono, że wraz ze wzrostem stopnia uproszczenia odwzorowania zlewni rośnie odpływ szczytowy $Q_{MAX}$ a czas jego osiągnięcia T ulega skróceniu (rys. 2, tab. 3). Wyniki te są zgodne z prezentowanymi w literaturze [21].

Zmiana odpływu szczytowego nie ma związku z wielkością piku ani jego położeniem w hydrogramie. Największe przyrosty odpływu szczytowego, zanotowane dla najbardziej uproszczonego wariantu odwzorowania zlewni (wariant D) nieznacznie przekraczają 10% (tab. 3). Wartości odpływów szczytowych $Q_{MAX}$ wzrastają wraz ze wzrostem uproszczenia zlewni lecz zmiany te nie są takie same dla wszystkich pików w danym hydrogramie, podobnie jak zmiany czasów T. Jedynie dla ostatniego piku w hydrogramie obliczonym dla opadu 2 (wariant C) zanotowano nieznaczny spadek wartości $Q_{MAX}$ (tab. 3). Nie znaleziono wyjaśnienia przyczyny tego odstępstwa od relacji zaobserwowanej dla pozostałych pików i hydrogramów.

Czas T ulega skróceniu dla wszystkich analizowanych w danym hydrogramie pików, choć zmiana ta nie jest jednakowa. Niektóre odpływy szczytowe obliczone dla wariantów B oraz C nie ulegają przesunięciu. Piki pojawiają się od 3 minut (wariant B) do 7 minut (wariant D) wcześniej niż w odpowiednich hydrogramach obliczonych dla wariantu A (tab. 3).

Tabela 3. Zmiany odpływu szczytowego $Q_{MAX}$ i czasu jego osiągnięcia T dla rozpatrywanych wariantów odwzorowania zlewni

Table 3. Changes of peak flow $Q_{MAX}$ and time to peak T for considered variants of catchment representation

| **Zdarzenie opadowe** | **Oznaczenie piku w hydrogramie** | **$\Delta Q_{MAX}$ [%]** | | | **T [min]** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **Wariant odwzorowania zlewni** | | | **Wariant odwzorowania zlewni** | | |
| | | **B** | **C** | **D** | **B** | **C** | **D** |
| opad 1 | - | 1,26 | 2,79 | 9,80 | 0 | 0 | -2 |
| opad 2 | 1 | 0,89 | 2,10 | 3,05 | -1 | -2 | -4 |
| | 2 | 0,66 | 1,75 | 2,83 | -3 | -3 | -6 |
| | 3 | 0,71 | 0,45 | 3,19 | -1 | 0 | -7 |
| | 4 | 0,70 | 2,88 | 9,65 | -1 | -2 | -5 |
| | 5 | 2,74 | 5,59 | 10,53 | 0 | -1 | -2 |
| | 6 | 0,76 | -0,32 | 5,92 | 0 | 0 | -5 |
| opad 3 | 1 | 0,42 | 1,46 | 3,94 | 0 | -1 | -3 |
| | 2 | 1,57 | 3,77 | 6,03 | -1 | -2 | -4 |
| | 3 | 1,19 | 3,57 | 9,06 | -1 | -3 | -5 |
| | 4 | 0,56 | 0,80 | 2,19 | -1 | -4 | -5 |
| opad 4 | 1 | 1,20 | 2,69 | 6,95 | 0 | -1 | -4 |
| | 2 | 1,01 | 2,67 | 5,67 | -1 | -1 | -1 |

Wzrost wartości odpływu szczytowego $Q_{MAX}$ i skrócenie czasu T związane ze zwiększeniem powierzchni zlewni cząstkowych jest w głównej mierze wynikiem zmiany udziału czasu przepływu kanałami w procesie transformacji hydrogramu odpływu [5, 15]. Wraz ze wzrostem powierzchni zlewni zmniejsza się liczba odcinków, maleje więc długość drogi przepływu w kanałach. Skróceniu ulega zatem czas dopływu do przekroju kontrolnego, a hydrogram odpływu ulega mniejszemu „spłaszczeniu".

Liczba pików w hydrogramie odpływu jest niezależna od wariantu odwzorowania zlewni (rys. 2). Oznacza to, że uproszczenie struktury modelu w analizowanym zakresie nie zmniejsza w istotny sposób jego zdolności do transformacji deszczu w hydrogram odpływu dla danego zdarzenia opadowego. Obliczenia wykonane przy wykorzystaniu modelu uproszczonego zawierają te same istotne informacje dotyczące hydrogramu odpływu jak w przypadku modelu dokładnego.

Wartości współczynnika NSE maleją wraz ze wzrostem stopnia uproszczenia odwzorowania zlewni. Dla wariantu B zmiana jest nieznaczna, wynosi niezależnie od opadu 0,998 (tab. 4). Wraz ze zmniejszającą się liczbą zlewni cząstkowych użytych w modelu do odwzorowania całej zlewni współczynnik NSE przyjmuje wartości od 0,936 do 0,972 (w zależności od opadu) w wariancie najbardziej uproszczonym D.

Tabela 4. Zmiany wartości współczynnika NSE w zależności od dokładności odwzorowania zlewni (bazowe wartości parametrów modelu opad-odpływ)

Table 4. Changes of NSE coefficient for analysed variants of catchment representation (basic rainfall-runoff model parameters)

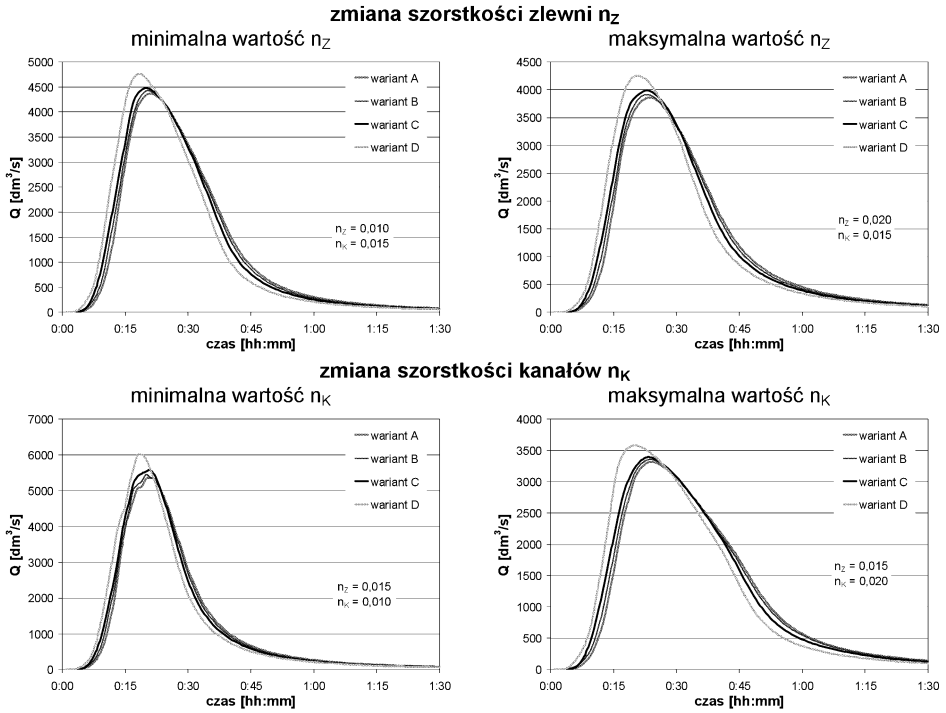
| **Zdarzenie opadowe** | **Wariant odwzorowania zlewni** | | |
|---|---|---|---|
| | **B** | **C** | **D** |
| opad 1 | 0,998 | 0,987 | 0,936 |
| opad 2 | 0,998 | 0,988 | 0,942 |
| opad 3 | 0,998 | 0,992 | 0,963 |
| opad 4 | 0,999 | 0,994 | 0,972 |

## 3.2. Wpływ parametrów modelu na relację między dokładnością odwzorowania zlewni a charakterystykami odpływu

Ocenie poddano wpływ zmian parametrów modelu opad-odpływ na relację między stopniem uproszczenia odwzorowania zlewni a charakterystykami odpływu. W analizie uwzględniono szorstkość zlewni $n_Z$ jako parametr reprezentujący fazę spływu powierzchniowego oraz szorstkość kanałów $n_K$, opisującą fazę przepływu w kanałach. Przyjęto zmienność parametrów $n_Z$ oraz $n_K$ w przedziale od 0,010 do 0,020 [$s \cdot m^{-1/3}$] z krokiem 0,001 [$s \cdot m^{-1/3}$]. Obliczenia zrealizowano dla kroku czasowego opadu $\Delta t$ = 1 min. Dla każdego wariantu dokładności odwzorowania zlewni przyjęto oddzielny hydrogram podstawowy, obliczony dla wartości parametrów $n_Z$ oraz $n_K$ równych 0,015 [$s \cdot m^{-1/3}$]. Analizę wykonano przy wykorzystaniu hydrogramów odpływu generowanych przez deszcz syntetyczny (opad 1). Hydrogramy te charakteryzują się jednym pikiem, co zapewnia jednoznaczność wyników i ułatwia ich interpretację. Rozpatrywano łącznie 84 hydrogramy odpływu.

Wraz ze wzrostem szorstkości zlewni $n_Z$ oraz kanałów $n_K$ odpływ szczytowy $Q_{MAX}$ maleje (rys. 3 i 4a, b). Zmiany szorstkości zlewni $n_Z$ wywołują zmiany odpływu szczytowego w zakresie od -6,0% do 6,5% dla wariantu A oraz od -5,7% do 5,6% dla wariantu D. Oznacza to, że wraz ze wzrostem stopnia uproszczenia zlewni reakcja modelu, wyrażona za pomocą hydrogramów, na zmiany szorstkości zlewni $n_Z$ ulega osłabieniu. W przypadku szorstkości ka-

nałów odpływ szczytowy zmienia się w przedziale od od -19,1% do 30,6% dla wariantu A oraz od -20,4% do 33,3% dla wariantu D. Spadek dokładności odwzorowania zlewni skutkuje niewielkim zwiększeniem wpływu zmian szorstkości kanałów.



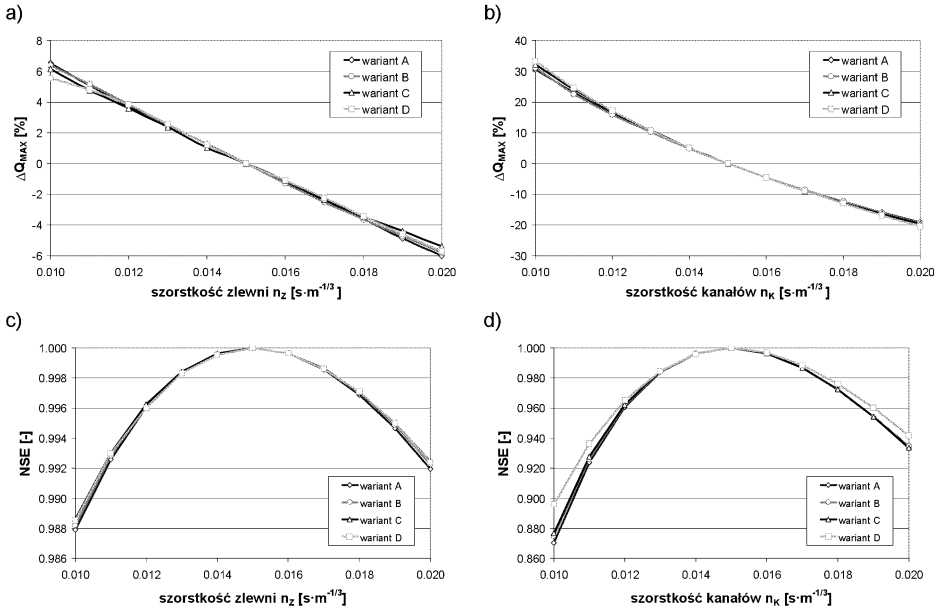

Rys. 3. Przykładowe hydrogramy odpływu dla rozpatrywanych wariantów odwzorowania zlewni i ekstremalnych wartości szorstkości zlewni $n_Z$ oraz szorstkości kanałów $n_K$ (opad syntetyczny)

Fig. 3. Exemplary outflow hydrographs for analysed variants of catchment representation and extreme values of surface roughness $n_Z$ and channel roughness $n_K$

Zwiększenie wartości obu szorstkości skutkuje opóźnieniem czasu wystąpienia odpływu szczytowego T. Zmiany te są niewielkie i mieszczą się w przedziale od -2 do 2 min dla wszystkich analizowanych wartości parametrów i wariantów odwzorowania zlewni.

Zmiany wartości współczynnika NSE (rys. 4c) w funkcji zmian szorstkości zlewni $n_Z$ są praktycznie niezależne od wariantu odwzorowania zlewni w modelu. Dla szorstkości kanałów i wariantów A, B oraz C wpływ uproszczenia odwzorowania zlewni jest również nieznaczny. Dla wariantu najmniej dokładnego (wariant D) współczynnik NSE osiąga największe wartości (rys. 4d). Sugeruje to, że zmiany wartości $n_K$ skutkują mniejszymi zmianami postaci hydrogramu, choć analiza charakterystyki $Q_{MAX}$ wskazuje na relację przeciwną (rys. 4b).

Możliwą przyczyną jest zmniejszenie liczby elementów opisujących model w wariancie D. Do sieci kanałów doprowadzone są większe odpływy (z większych zlewni cząstkowych) niż w modelach dokładnych, stąd większa reakcja odpływu szczytowego na zmiany szorstkości kanałów. Z uwagi na krótszą drogę przepływu w kanałach wynikającą z mniejszej liczby odcinków, postać hydrogramu mierzona wartością NSE ulega mniejszej transformacji.




Rys. 4. Zmiany odpływu szczytowego $Q_{MAX}$ oraz współczynnika NSE dla deszczu syntetycznego (blokowego) przy różnym stopniu uproszczenia odwzorowania zlewni w zależności od zmian szorstkości zlewni $n_Z$ (a, c) oraz szorstkości kanałów $n_K$ (b, d)

Fig. 4. Changes of peak flow $Q_{MAX}$ and NSE coefficient for a synthetic (block) rainfall by different variant of catchment representation in dependence on changes of surface roughness $n_Z$ (a, c) and channel roughness $n_K$ (b, d)

## 3.3. Wpływ kroku czasowego deszczu na relację między dokładnością odwzorowania zlewni a charakterystykami odpływu

W analizie badano relację między wpływem uproszczenia odwzorowania zlewni a zmianami parametru opadu. Jako parametr opadu przyjęto krok czasowy $\Delta t$ odwzorowania opadu w programie SWMM5.1. Jego podstawową (bazową) wartością jest 1 min. W analizie rozpatrywano wpływ zwiększania wartości $\Delta t$ na postać hydrogramu odpływu. Uwzględniano wartości kroku czasowego odpowiednio 3, 5 i 10 min, co w przybliżeniu odpowiada podwojeniu $\Delta t$ w każ-

dym kolejnym etapie obliczeń. Przyjęto bazowe wartości parametrów $n_Z$ oraz $n_K$ równe 0,015 [$s \cdot m^{-1/3}$].

Tabela 5. Zmiany odpływu szczytowego $Q_{MAX}$ i czasu jego osiągnięcia T uśrednione dla poszczególnych wariantów odwzorowania zlewni w funkcji kroku czasowego opadu (deszcze historyczne)

Table 5. Changes of peak flow $Q_{MAX}$ and time to peak averaged for each analysed variant of catchment representation in dependence on rainfall time step (historical rainfalls)

| **Zdarzenie opadowe** | **Oznaczenie piku w hydrogramie** | **$\Delta Q_{MAX}$ [%]** | | | **T [min]** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **Krok czasowy Δt [min]** | | | **Krok czasowy Δt [min]** | | |
| | | **3** | **5** | **10** | **3** | **5** | **10** |
| opad 2 | 1 | 0,21 | -1,87 | -1,34 | 1 | 3 | 8 |
| | 2 | 1,30 | 1,98 | 1,51 | -1 | 5 | 8 |
| | 3 | -0,73 | -1,11 | 1,08 | 2 | 3 | 7 |
| | 4 | -0,26 | 1,04 | -2,88 | 1 | 1 | 6 |
| | 5 | -1,14 | -1,21 | -0,78 | 2 | 3 | 6 |
| | 6 | -1,33 | -0,22 | -3,60 | 2 | 2 | 7 |
| opad 3 | 1 | 0,00 | 2,33 | 6,53 | 2 | 3 | 4 |
| | 2 | -1,18 | -1,57 | -2,85 | 2 | 4 | 6 |
| | 3 | 0,46 | -0,34 | -4,99 | 2 | 3 | 8 |
| | 4 | -0,02 | -2,16 | -2,76 | 1 | 0 | 3 |
| opad 4 | 1 | -0,45 | -0,31 | 4,08 | 2 | 4 | 6 |
| | 2 | -0,48 | -1,11 | -3,58 | 2 | 4 | 6 |

Hydrogramy podstawowe dobrano oddzielnie dla każdego wariantu odwzorowania zlewni, jak w poprzednim etapie analizy (punkt 3.2). W obliczeniach wykorzystano 48 hydrogramów odpływu generowanych przez trzy deszcze historyczne (punkt 2.3). Pominięto opad syntetyczny, gdyż z uwagi na jego krótki czas trwania (15 min) należy oczekiwać znikomego wpływu zmian kroku czasowego Δt na wyniki symulacji.

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że zmiana postaci hydrogramu odpływu wywołana zmianami kroku czasowego Δt jest praktycznie niezależna od dokładności odwzorowania zlewni. Dla zwiększenia czytelności wyników zmiany odpływu szczytowego oraz czasu jego osiągnięcia przedstawiono jako uśrednione dla wszystkich wariantów modelu (tab. 5). Wydłużenie kroku czasowego Δt powoduje zmiany odpływu szczytowego $Q_{MAX}$ w zakresie kilku

procent. Zmiany nie są związane z wysokością piku ani jego położeniem w hydrogramie. Wraz ze wzrostem długości kroku czasowego Δt rośnie opóźnienie czasu osiągnięcia odpływu szczytowego dla niemal wszystkich pików hydrogramu (tab. 5). Wzrost czasu T jest od 1 min do 2 min mniejszy niż wartość liczbowa kroku czasowego Δt. Zakres wpływu kroku czasowego Δt na charakterystyki hydrogramu odpływu jest porównywalny z wpływem dokładności odwzorowania zlewni (punkt 3.1) ale inne są tendencje zmian.

Wartości współczynnika NSE (tab. 6) są zbliżone do obliczonych dla hydrogramów wyznaczonych dla różnych wariantów dokładności odwzorowania zlewni, co świadczy o podobnym wpływie obu czynników na wyniki symulacji.

Tabela 6. Zmiany współczynnika NSE dla poszczególnych wariantów odwzorowania zlewni i kroku czasowego opadu (deszcze historyczne)

Table 6. Changes of NSE coefficient for analysed variants of catchment representation and rainfall time step (historical rainfalls)

| **Zdarzenie opadowe** | **Wariant odwzorowania zlewni** | **Krok czasowy opadu Δt [min]** | | |
|---|---|---|---|---|
| | | **3** | **5** | **10** |
| opad 2 | A | 0,997 | 0,991 | 0,935 |
| | B | 0,996 | 0,991 | 0,934 |
| | C | 0,996 | 0,991 | 0,933 |
| | D | 0,995 | 0,977 | 0,924 |
| opad 3 | A | 0,995 | 0,986 | 0,956 |
| | B | 0,995 | 0,985 | 0,956 |
| | C | 0,995 | 0,985 | 0,954 |
| | D | 0,994 | 0,984 | 0,951 |
| opad 4 | A | 0,990 | 0,977 | 0,923 |
| | B | 0,989 | 0,977 | 0,921 |
| | C | 0,989 | 0,976 | 0,917 |
| | D | 0,987 | 0,972 | 0,904 |

## 3.4. Kompensacja wpływu dokładności odwzorowania zlewni

Prezentowane wyniki analizy wskazują, że zmiana parametrów modelu opad-odpływ wywiera na hydrogram odpływu wpływ zbliżony do wpływu dokładności odwzorowania zlewni. Analizowano zatem możliwość redukcji wpływu uproszczenia odwzorowania zlewni za pomocą zmian szorstkości zlewni $n_Z$, szorstkości kanałów $n_K$ oraz kroku czasowego opadu Δt. Przyjęto bazowe wartości parametrów $n_Z$ i $n_K$ równe 0,015 [$s \cdot m^{-1/3}$] oraz bazowy krok czasowy

$\Delta t$ = 1 min. Jako podstawowy wykorzystano hydrogram obliczony dla wariantu A charakteryzującego się najdokładniejszym odwzorowaniem zlewni. Do oceny dopasowania hydrogramów użyto współczynnika efektywności NSE. Wartości parametrów zapewniających najlepsze dopasowanie hydrogramów dobrano metodą prób i błędów (tab. 7).

Wykorzystanie szorstkości zlewni do kompensacji wpływu uproszczenia odwzorowania zlewni wymaga znacznej zmiany wartości parametru $n_Z$ w stosunku do wartości bazowej. Zwiększenie szorstkości zlewni $n_Z$ wywołuje obniżenie odpływu szczytowego oraz niweluje różnicę czasu wystąpienia $Q_{MAX}$ obliczonych dla wariantu A oraz D. Do zmiany charakterystyk hydrogramu zapewniającej kompensację wpływu uproszczenia odwzorowania zlewni wystarczy mniejsza zmiana wartości szorstkości kanałów $n_K$ niż w przypadku szorstkości zlewni $n_K$. Wpływ obu parametrów jest zbliżony, dopasowanie hydrogramu dla wariantów A oraz D wiąże się z redukcją $Q_{MAX}$ oraz wydłużeniem czasu T.

Tabela 7. Wartości parametrów modelu opad-odpływ zapewniających najlepsze dopasowanie hydrogramów odpływu obliczonych dla wariantu D oraz A

Table 7. Parameters of rainfall-runoff model assuring the best adjustment of outflow hydrographs evaluated for variant D and A

| **Zdarzenie opadowe** | **Rodzaj dopasowania parametrów modelu** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Brak (parametry bazowe)** | **Zmiana $n_Z$** | | **Zmiana $n_K$** | | **Zmiana $\Delta t$** | |
| | | **$n_Z$** | **NSE** | **$n_K$** | **NSE** | **$\Delta t$** | **NSE** |
| | **NSE [-]** | **[s·m$^{-1/3}$]** | **[-]** | **[s·m$^{-1/3}$]** | **[-]** | **[min]** | **[-]** |
| opad 2 | 0,942 | 0,026 | 0,991 | 0,021 | 0,993 | 10 | 0,989 |
| opad 3 | 0,963 | 0,026 | 0,993 | 0,021 | 0,997 | 10 | 0,994 |
| opad 4 | 0,972 | 0,028 | 0,997 | 0,020 | 0,996 | 5 | 0,997 |

Należy zwrócić uwagę, że zmiana szorstkości kanałów wiąże się ze zmianą relacji między przepływem a napełnieniem w kanale (zależność nie była analizowana w ramach publikacji) [14], co ogranicza możliwości wykorzystania parametru $n_K$ dla potrzeb zwiększenia dopasowania hydrogramów. Parametrem użytym do kompensacji wpływu dokładności odwzorowania zlewni powinna być szorstkość zlewni lub parametry o takim samym wpływie na wyniki obliczeń odpływu – szerokość hydrauliczna lub nachylenie zlewni [20, 22]. Zwiększenie dopasowania hydrogramów odpływu obliczonych dla wariantów odwzorowania zlewni w wariancie A oraz D przy wykorzystaniu zmian kroku czasowego opadu jest rezultatem przede wszystkim opóźnienia wystąpienia odpływu szczytowego. Wartości $Q_{MAX}$ w efekcie wydłużania kroku $\Delta t$ zmieniają się w niewielkim stopniu, stąd wartości współczynnika efektywności dla opadów

2 i 3 są nieco niższe niż dla zmian szorstkości. W przypadku opadu 4 wartości NSE są porównywalne, bowiem opad jest krótki i hydrogram charakteryzuje się tylko dwoma pikami. Wykorzystanie kroku czasowego opadu do kompensacji wpływu uproszczenia zlewni wydaje się uzasadnione z uwagi na brak ingerencji w wartości parametrów $n_Z$ oraz $n_K$. Można przyjąć, że zmniejszenie dokładności odwzorowania zlewni powinno wiązać się z odpowiednim zmniejszeniem precyzji odwzorowania opadu polegającym na wydłużeniu kroku czasowego $\Delta t$. Przedstawione wyniki mogą zostać wykorzystane podczas kalibracji modeli zlewni miejskich [16].

## 4. Wnioski

Na podstawie wykonanej analizy sformułowano następujące wnioski:

a) Zmniejszenie dokładności odwzorowania zlewni (wzrost uproszczenia) wywołuje zwiększenie odpływu szczytowego i skrócenie czasu jego osiągnięcia.
b) Wpływ dokładności odwzorowania zlewni jest niezależny od wysokości piku oraz położenia piku w hydrogramie odpływu.
c) Wzrost szorstkości zlewni oraz szorstkości kanałów obniża odpływ szczytowy i wydłuża czas jego osiągnięcia.
d) Zwiększenie kroku czasowego odwzorowania opadu opóźnia wystąpienie odpływu szczytowego.
e) Wpływ parametrów modelu opad-odpływ (wnioski c i d) jest w niewielkim stopniu zależny od wariantu odwzorowania zlewni w modelu.
f) Wpływ zmian wymienionych parametrów modelu może w ograniczonym zakresie kompensować zmiany charakterystyk hydrogramu wywołane zmniejszeniem dokładności odwzorowania zlewni.

### Literatura

[1] Aronica G., Freni G., Oliveri E.: Uncertainty analysis of the influence of rainfall time resolution in the modeling of urban drainage system, Hydrological Processes, 19, 2005, pp. 1055-1071.

[2] Aronica G., Cannarozzo M.: Studying the hydrological response of urban catchments using a semi-distributed linear non-linear model, Journal of Hydrology, 238, 2000, pp. 35-43.

[3] Bogdanowicz E., Stachý J.: Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe. Materiały badawcze, seria: Oceanologia i Hydrologia, IMGW, Warszawa 1998.

[4] Cantone J P., Schmidt A. R.: Potential Dangers of Simplifying Combined Sewer Hydrologic/Hydraulic Models, Journal of Hydrologic Engineering 14(6), 2009, pp. 596–605.

[5] Ghosh I., Hellweger F.: Effects of Spatial Resolution in Urban Hydrologic Simulations, Journal of Hydrologic Engineering, 17(1), 2012, pp. 129–137.

[6] James W.: Rules for responsible modeling, CHI, Guelph, Ontario 2003.

[7] Krebs G., Kokkonen T., Valtanen M, Setälä H., Koivusalo H.: Spatial resolution considerations for urban hydrological modelling, Journal of Hydrology, 512, 2014, pp. 482–497.

[8] Mazion E. Jr., Yen B.: Computational Discretization Effect on Rainfall-Runoff Simulation, Journal of Water Resources Planning and Management, 120(5), 1994, pp. 715–734.

[9] Nash J. E., Sutcliffe J. V.: River flow forecasting through conceptual models. Part I – a discussion of principles, Journal of Hydrology, 10/1970, pp. 282-290.

[10] Pawlak A.: Analiza wpływu wybranych parametrów modelu opad-odpływ na wyniki symulacji spływu wód deszczowych, praca magisterska, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, 2015.

[11] Rossman L. A.: Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1, 09.2015, www.epa.gov/water-research/storm-water-mamagement-model-swmm.

[12] Schilling W.: Rainfall data for urban hydrology: what do we need?, Atmospheric Research, vol. 27, n. 1-3, 1991, pp. 5-22.

[13] Sienicki B.: Wpływ dokładności odwzorowania sieci kanalizacji deszczowej na wyniki symulacji odpływu, praca magisterska, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, 2013.

[14] Skotnicki M.: Modelowanie odpływu ze zlewni miejskich z uwzględnieniem czasowo-przestrzennej zmienności opadów, rozprawa doktorska, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, 2009.

[15] Skotnicki M., Sowiński M.: Wpływ wybranych charakterystyk zlewni zurbanizowanej na odpływ szczytowy wód opadowych, Gaz, Woda i Technika Sanitarna 07, 2013, s. 275-280.

[16] Skotnicki M., Sowiński M.: Dokładność odwzorowania struktury systemu kanalizacji deszczowej na potrzeby modelowania odpływu ze zlewni miejskiej, Gaz, Woda i Technika Sanitarna 11, 2015, s. 393-397.

[17] Stephenson, D.: Selection of Stormwater Model Parameters, Journal of Environmental Engineering, 115(1), 1989, pp. 210-220.

[18] Sun N., Hall M., Hong B., Zhang L.: Impact of SWMM Catchment Discretization: Case Study in Syracuse, New York, Journal of Hydrologic Engineering, 19(1), 2014, pp. 223-234.

[19] Vaes G., Willems P., Berlamont J.: Rainfall input requirements for hydrological calculation, Urban Water, 3, 2001, pp. 107-112.

[20] Zaghloul N. A.: SWMM Model and Level of Discretization, Journal of the Hydraulics Division, 107 (11), 1981, pp. 1535-1545.

[21] Zaghloul N. A.: Sensitivity analysis of the SWMM Runoff-Transport parameters and the effects of catchment discretisation, Advances in Water Resources, 6(4), 1983, pp. 214–223.

[22] Zawilski M.: Integracja zlewni zurbanizowanej w symulacji spływu ścieków opadowych, Gaz, Woda i Technika Sanitarna 06, 2010, s. 28-32.

# THE INFLUENCE OF RAINFALL-RUNOFF MODEL PROPERTIES ON THE RELATION AMONG CATCHMENT REPRESENTATION AND OUTFLOW CHARACTERISTICS

**S u m m a r y**

The paper contains results of analysis examining the influence of a catchment representation precision in a rainfall-runoff model on characteristics of outflow. The catchment representation is referred to the way of the whole catchment area partition into smaller subcatchments. Using the computer version of rainfall-runoff model represented by the package SWMM5 four variants of exemplary catchment model have been evaluated. Rainfalls have been simulated by a synthetic block rain and three historical rains measured in Poznań during last 10 years. Four each variant of catchment model the changes of outflow characterstics i.e. a peak of total outflow from sewer network, a time to this peak from the beginning of a rainfall and a value of Nash and Sutcliffe coefficient as the adjustment measure of outflow hydrographs have been analyzed. They have been generated for modified rainfall-runoff model parameters: catchment and storm sewer roughness and rainfall time step. It has been found that decrease of the catchment representation precision represented by the subtchment size increase in a model results in the computed peak outflow increase and the decrease of time to peak flow. A size of subcatchment has no influence on a number of outflow hydrographs peaks. An influence of rainfall-runoff parameters changes on outflow characteristics is dependant in small degree on analyzed catchment variants in a model. However changes of these parameters can be used for an influence compensation of precision decrease of catchment representation.

**Keywords:** urban catchment, SWMM5, model calibration

DOI:10.7862/rb.2016.175

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 429-444

**Agnieszka STEC**[1]

# MODEL KOSZTOWY RETENCYJNEGO ZBIORNIKA RUROWEGO

W artykule przedstawiono zagadnienia związane z retencjonowaniem ścieków w zbiornikach rurowych oraz opisano sformułowany model kosztowy tego zbiornika, który w kolejnym etapie badań zostanie przekształcony w model optymalizacyjny i następnie zaimplementowany w języku programowania AMPL (A Mathematical Programming Language). Do budowy modelu kosztowego zbiornika rurowego zastosowano metodologię Life Cycle Cost, która umożliwia wyznaczenie kosztów w całym cyklu istnienia danego obiektu. W modelu tym wzięto pod uwagę początkowe nakłady inwestycyjne związane z budową zbiornika oraz koszty eksploatacyjne wynikającego z jego funkcjonowania w systemie kanalizacyjnym. Metodologia Life Cycle Cost umożliwia podjęcie właściwej, z punktu widzenia inwestora i eksploatatora, decyzji. W nakładach inwestycyjnych uwzględniono nakłady przeznaczone na zakup terenu pod realizację inwestycji, nakłady przeznaczone na realizację robót ziemnych związanych z budową zbiornika retencyjnego, nakłady obejmujące wykonanie rurowej konstrukcji zbiornika oraz nakłady przeznaczone na budowę sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika retencyjnego. W związku z tym, że jest to zbiornik grawitacyjny, który nie wymaga ponoszenia kosztów wynikających z pompowania ścieków, w corocznych kosztach eksploatacyjnych wzięto pod uwagę jedynie koszt czyszczenia zbiornika z osadów. Ze względu na to, iż systemy kanalizacyjne i obiekty z nimi współdziałające projektowane są na bardzo długi okres czasu, w opracowanym modelu kosztowym nie uwzględniono kosztów likwidacji zbiornika.

**Słowa kluczowe:** zbiorniki rurowe, kanalizacyjne zbiorniki retencyjne, Life Cycle Cost, optymalizacja

## 1. Wprowadzenie

Zgodnie z wytycznymi Ramowej Dyrektywy Wodnej Unii Europejskiej powinna być stosowana nowoczesna i racjonalna gospodarka wodno-ściekowa, która opiera się na filozofii rozwoju zrównoważonego [7]. W myśl tej idei podejmowane są działania zmierzające do ograniczenia wielkości spływów wód deszczowych poprzez zastosowanie w zlewniach różnych form retencji i infiltra-

[1] Agnieszka Stec, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 12, e-mail: stec_aga@prz.edu.pl, tel. 17 865 1071

cji wód do gruntu. W praktyce, w tym celu zastosowanie znajdują rowy i niecki chłonne, skrzynki i komory rozsączające, a przede wszystkim zbiorniki retencyjne i retencyjno-infiltracyjne [2, 9, 18, 24, 25].

Głównym zadaniem zbiorników retencyjnych jest regulowanie wielkości strumienia objętości ścieków przepływających przez system kanalizacyjny. Obiekty te pozwalają na przechwycenie i czasowe magazynowanie nadmiaru ścieków deszczowych lub ogólnospławnych, które następnie stopniowo odprowadzane są do odbiornika lub do sieci transportującej ścieki w kierunku oczyszczalni. Zbiorniki retencyjne przekształcają niekorzystny hydrogram przepływu o dużym natężeniu i krótkim czasie trwania na hydrogram spłaszczony o mniejszym natężeniu i dłuższym czasie trwania. Jest to korzystne z punktu widzenia działania sieci kanalizacyjnej i innych obiektów na niej zlokalizowanych. Zważywszy na coraz częstsze występowanie ekstremalnych zjawisk pogodowych, zwłaszcza intensywnych opadów deszczu, których skutkiem może być przeciążenie hydrauliczne systemu kanalizacyjnego [15], zagadnienie retencjonowania ścieków nabiera coraz większego znaczenia.

Zastosowanie znajdują zbiorniki o różnych układach hydraulicznych komór akumulacyjnych, głównie o działaniu grawitacyjnym i grawitacyjno-pompowym [4, 5, 17]. Tradycyjne rozwiązania to wielkogabarytowe konstrukcje żelbetowe, których lokalizacja w terenach zurbanizowanych może napotykać na trudności spowodowane brakiem wystarczającej powierzchni pod budowę zbiornika oraz gęstej struktury istniejących sieci podziemnych. W takich przypadkach korzystnym rozwiązaniem może być retencjonowanie ścieków w zbiornikach rurowych zbudowanych z odcinków rur o znacznych średnicach.

Zasadniczym problemem w projektowaniu zbiorników retencyjnych, na budowę których wydatkowane są znaczne środki finansowe jest wybór optymalnego rozwiązania układu hydraulicznego zbiornika. Wybór taki musi uwzględniać wiele kryteriów. Do najważniejszych z nich należą nakłady inwestycyjne, koszty eksploatacyjne, możliwości techniczne stosowania różnych rozwiązań zbiorników oraz hydrauliczne ich oddziaływanie na funkcjonowanie sieci i pozostałych obiektów z nią współdziałających.

Metodykę umożliwiającą dokonanie wyboru najkorzystniejszego rozwiązania zbiornika retencyjnego przedstawiono w pracy doktorskiej [22]. W ramach opisanych w niej badań sformułowano modele kosztowe i optymalizacyjne wybranych zbiorników grawitacyjnych i grawitacyjno-pompowych. W rozwiązaniu złożonego problemu decyzyjnego zastosowano metodę optymalizacji jednokryterialnej. Kryterium wyboru stanowiło minimum kosztów Life Cycle Cost *(LCC)* budowy i eksploatacji zbiornika retencyjnego w systemie kanalizacyjnym w całym okresie funkcjonowania tego obiektu.

W artykule przedstawiono wyniki kontynuacji tych badań, które rozszerzono o model optymalizacyjny zbiornika rurowego. W celu stworzenia modelu optymalizacyjnego tego zbiornika konieczne było opracowanie w pierwszym etapie badań modelu kosztowego *LCC*, który opisano poniżej.

## 2. Charakterystyka zbiornika rurowego

Idea budowy zbiorników retencyjnych w postaci odcinków kanałów o dużych średnicach powstała w Niemczech już w latach 30. XX wieku. Początkowo wykonywano je jako obiekty murowane, które wraz z rozwojem technicznym i technologicznym zastępowano prefabrykowanymi odcinkami rur kanalizacyjnych. Obecnie tego typu rozwiązania budowane są głównie z elementów wykonanych z tworzyw sztucznych, najczęściej z polietylenu i żywic poliestrowych.

Do wielu zalet kanalizacyjnych zbiorników rurowych można zaliczyć głównie:

- łatwy i szybki montaż konstrukcji zbiornika, nawet w warunkach zimowych,
- niewielki ciężar zbiornika w porównaniu do konstrukcji betonowych czy żelbetowych,
- długookresowa trwałość i odporność na procesy korozyjne,
- łatwy i sprawny transport gotowych zbiorników lub ich elementów, z których powstaną na placu budowy zbiorniki charakteryzujące się znacznymi pojemnościami,
- ograniczenie złożonych obliczeń wytrzymałościowych, które wymagane są przy podziemnych konstrukcjach zbiorników żelbetowych,
- uniwersalność zastosowań wynikająca z dostępności rur w szerokim zakresie średnic,
- możliwość posadowienia zbiornika w trudnych warunkach gruntowo-wodnych,
- możliwość usytuowania zbiornika w różnych wariantach inwestycyjnych względem sieci kanalizacyjnej, w tym również w pasie drogowym i pod parkingami.

Działanie typowego zbiornika rurowego oparte jest na modelu klasycznego zbiornika kanalizacyjnego typu *SIMPLEX*. W zależności od wymaganej pojemności retencyjnej zbiornika oraz dostępności powierzchni przeznaczonej pod jego budowę, tego typu rozwiązania mogą być lokalizowane w pojedynczych układach liniowych lub w konfiguracjach wykonanych z kilku kanałów połączonych równolegle. Przykład realizacji zbiornika w układzie równoległym pokazano na rysunku 1, natomiast na rysunku 2 przedstawiono rozwiązanie zbiornika rurowego w układzie liniowym [16].

Przykładem rozwiązania zbiornika rurowego może być patent nr 217405 pt. *Retencyjny kanał ściekowy* [19]. Jest to konstrukcja charakteryzująca się tym, że przestrzeń wewnętrzna kanału została podzielona na oddzielne komory przegrodami usytuowanymi prostopadle do kierunku przepływu ścieków. Natomiast przegrody te posiadają w dolnej strefie otwory przepływowe, umożliwiające transport ścieków do kolejnych komór zbiornika.

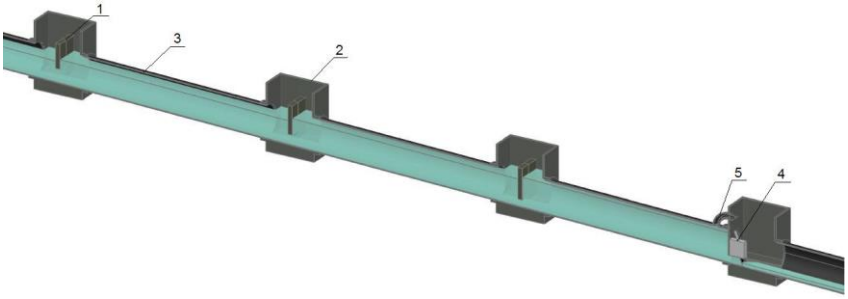


Rys. 1. Zbiorniki rurowe firmy Uponor Infra w układzie równoległym [16]
Fig. 1. The pipe tanks of Uponor Infra Company in parallel connection [16]




Rys. 2. Zbiornik rurowy firmy Uponor Infra w układzie liniowym [16]
Fig. 2. The pipe tank of Uponor Infra Company in linear connection[16]

Podobną konstrukcję stanowi wynalazek nr 216617 pt. *Rurowy zbiornik retencyjny* [6], w którym przestrzeń wewnętrzna podzielona jest również na sekcje nieruchomymi przegrodami, umieszczonymi w studzienkach lub komorach kanalizacyjnych. Przegrody te zamontowane są z zachowaniem pewnej odległości od dna kanału tak, aby tworzyły otwory przepływowe między kolejnymi sekcjami. W zależności od wymaganej, obliczeniowej pojemności zbiornika, posiada on odpowiednią liczbę sekcji o określonej średnicy i długości. Sposób funkcjonowania rurowego zbiornika retencyjnego, zgodnie z tym rozwiązaniem jest determinowany warunkami hydraulicznymi, jakie ustala się na odpływie ścieków ze zbiornika oraz na przegrodach zamontowanych na długości zbiornika. Na rysunku 3 przedstawiono przekrój zbiornika rurowego w ostatniej fazie jego napełniania.




Rys. 3. Rurowy zbiornik retencyjny w ostatniej fazie jego napełniania: 1 - przegroda, 2 - komora, 3 - sekcja, 4 - regulator przepływu, 5 - przewód awaryjny

Fig. 3. Pipe tank in the final phase of its filling: 1 - partition, 2 - chamber, 3 - section 4 - flow regulator, 5 - emergency pipe

## 3. Model kosztowy Life Cycle Cost

Wybór optymalnego rozwiązania zbiornika retencyjnego zależy od wielu czynników. Do najważniejszych z nich należą warunki hydrauliczne sieci, na której ma być zlokalizowany zbiornik oraz lokalne uwarunkowania inwestycji, m.in. ukształtowanie terenu, poziom wód gruntowych oraz rodzaj gruntu i stopień intensyfikacji zabudowy infrastruktury podziemnej i naziemnej.

W pierwszym etapie projektowania zbiornika retencyjnego należy wyznaczyć jego pojemność, która wynika z lokalizacji, warunków hydraulicznych w sieci kanalizacyjnej przed i za zbiornikiem oraz parametrów charakteryzujących zlewnię. Następnie należy przyjąć kilka różnych wariantów inwestycyjnych zbiorników i dokonać analizy opłacalności ich zastosowania.

Do budowy modeli kosztowych poszczególnych rozwiązań wskazane jest zastosowanie metodologii Life Cycle Cost (*LCC*), która umożliwia uwzględnienie wszystkich kosztów cyklu funkcjonowania obiektów budowlanych, tj. początkowych nakładów inwestycyjnych, kosztów eksploatacyjnych oraz kosztów związanych z ich likwidacją [28, 29]. Stosowanie tej metody jest zalecane przez światowe instytucje finansowe, gdyż jej wyniki dostarczają cennych informacji i mogą wspomóc decydenta w procesie podejmowania decyzji inwestycyjnych.

Idea metodologii Life Cycle Cost powstała w Stanach Zjednoczonych Ameryki w latach 60-tych XX wieku. Departament Obrony Stanów Zjednoczonych wprowadził ją do praktyki przy realizacji zamówień publicznych [8]. Obecnie analiza kosztów *LCC* stosowana jest w różnych sektorach gospodarki, m.in. w energetyce, przemyśle, transporcie, budownictwie i infrastrukturze. Wykorzystywana jest głównie jako narzędzie w procesie podejmowania decyzji i zarządzania [1, 10].

W Polsce metoda obliczeń *LCC* nie jest powszechnie stosowaną metodą oceny rozwiązań alternatywnych. W literaturze przedmiotu można znaleźć informacje o jej wykorzystaniu m.in. w transporcie kolejowym [27], budownic-

twie [3, 13], technice pompowej [11, 13, 26] oraz w zagospodarowaniu wód opadowych [20, 21, 23].

W artykule przedstawiono etapy tworzenia modelu kosztowego zbiornika rurowego, który następnie posłuży do stworzenia modelu optymalizacyjnego tego zbiornika. Jako kryterium optymalizacji przyjęto minimum kosztów *LCC* budowy i funkcjonowania zbiornika retencyjnego.

Wartość kosztów *LCC* w sposób ogólny można zapisać równaniem (1) [28, 29].

$$LCC = INV + OMC + DMC \tag{1}$$

gdzie: *INV* – nakłady inwestycyjne, zł;
*OMC* – koszty eksploatacyjne, zł;
*DMC* – koszty likwidacji lub gospodarczego wykorzystania, zł.

W związku z tym, że systemy kanalizacyjne i obiekty retencyjne z nimi współdziałające projektowane są na okres 50 lat i więcej w modelu kosztowym zbiornika rurowego nie uwzględniono kosztów jego likwidacji *DMC*. Biorąc to pod uwagę całkowite koszty *LCC* można wyznaczyć z zależności (2) [12].

$$LCC = K_I + \sum_{t=1}^{T} K_E \left( \frac{1}{(1+r)^t} \right) \tag{2}$$

gdzie: $K_I$ – całkowite nakłady inwestycyjne budowy rurowego zbiornika retencyjnego, zł;
$K_E$ – roczne koszty eksploatacyjne wynikające z funkcjonowania rurowego zbiornika retencyjnego, zł;
$T$ – okres eksploatacji zbiornika retencyjnego, lata;
$t$ – kolejny rok eksploatacji zbiornika, -;
$r$ – stopa dyskontowa, -.

W całkowitych nakładach inwestycyjnych $K_I$ uwzględniono nakłady przeznaczone na zakup terenu pod realizację inwestycji, nakłady związane z realizacją robót ziemnych, nakłady przeznaczone na wykonanie rurowej konstrukcji zbiornika retencyjnego i nakłady inwestycyjne potrzebne na wykonanie sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika. Całkowite nakłady inwestycyjne $K_I$ można zatem opisać wzorem (3).

$$K_I = K_{ziem} + K_{rz} + K_k + K_s \tag{3}$$

gdzie: $K_{ziem}$ –nakłady inwestycyjne przeznaczone na zakup terenu pod realizację inwestycji, zł;
$K_{rz}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na realizację robót ziemnych związanych z budową zbiornika retencyjnego, zł;

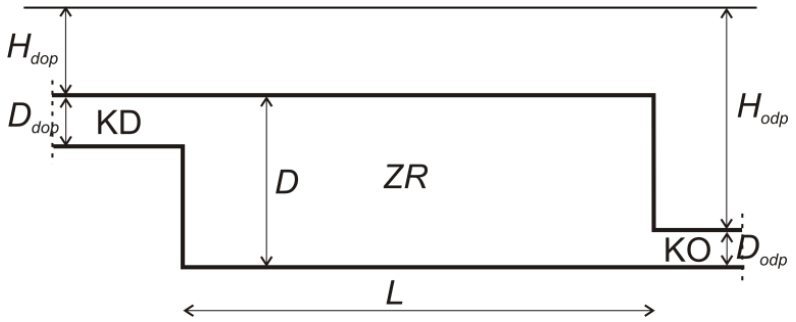
$K_k$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wykonanie rurowej konstrukcji zbiornika retencyjnego, zł;
$K_{sieci}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na budowę sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika retencyjnego, zł.

Z kolei w rocznych kosztach eksploatacyjnych $K_E$ uwzględniono koszty czyszczenia komór z osadów ściekowych i koszt obsługi. W ujęciu całościowym koszty te opisano zależnością (4).

$$K_E = K_{cz} + K_{ob} \tag{4}$$

gdzie: $K_{cz}$ – koszt czyszczenia komór zbiornika retencyjnego, zł;
$K_{ob}$ – koszt obsługi, zł.

Istotnym zagadnieniem w tworzeniu modelu kosztowego zbiornika rurowego jest wyznaczenie charakterystycznych parametrów projektowych, które będą mieć decydujący wpływ na wartość kosztów *LCC* zbiornika. Na rysunku 4 przedstawiono przekrój analizowanego zbiornika wraz z zaznaczonymi parametrami projektowymi.




Rys. 4. Charakterystyczne parametry projektowe rurowego zbiornika retencyjnego: KD – kanał dopływowy, KO – kanał odpływowy, ZR – zbiornik rurowy, $H_{dop}$ – zagłębienie kanału dopływowego do zbiornika, $H_{odp}$ – zagłębienie kanału odpływowego ze zbiornika, $D_{dop}$ – średnica kanału dopływowego, $D_{odp}$ – średnica kanału odpływowego, $D$ – średnica zbiornika rurowego, $L$ – długość zbiornika rurowego

Fig. 4. The characteristic design parameters of the pipe retention tank: KD - inlet channel, KO - drainage channel, ZR - pipe tank, $H_{dop}$ - level of the inlet channel to the tank, $H_{odp}$ - level of the reservoir drainage channel, $D_{dop}$ - diameter of the inlet channel, $D_{odp}$ - diameter drainage channel, $D$ - diameter of the pipe tank, $L$ - length of the pipe tank

Nakłady inwestycyjne obejmujące zakup ziemi pod realizację inwestycji $K_{ziem}$ uzależnione są od powierzchni zbiornika w rzucie poziomym oraz jednostkowej ceny zakupu terenu. W modelu kosztowym powierzchnia działki, która musi zostać zakupiona została zwiększona o pas terenu o szerokości $s$ wokół zbiornika, wynikający z uwarunkowań technicznych prowadzenia budowy, m.in. możliwości wykonania wykopów ziemnych przy jego realizacji. Nakłady te określono wzorem (5).

$$K_{ziem} = C_{ziem} \cdot (L + 2s) \cdot (D + 2d) \tag{5}$$

gdzie: $C_{ziem}$ – cena jednostkowa zakupu terenu pod realizację inwestycji, zł/m$^2$;
$L$ – długość zbiornika rurowego, m;
$D$ – średnica zbiornika rurowego, m;
$s$ – szerokość pasa terenu wokół zbiornika retencyjnego wynikający z uwarunkowań technicznych wykonywania jego konstrukcji, m.

W początkowych nakładach inwestycyjnych należy uwzględnić również koszty wydobycia gruntu i jego wywozu, zabezpieczenia skarp wykopów oraz ich odwodnienia. Wartość tej składowej nakładów może się znacznie różnić nawet w ramach tej samej inwestycji, gdyż w dużym stopniu uzależniona jest ona od warunków gruntowo-wodnych, głębokości posadowienia zbiornika i wybranej techniki realizacji robót. Wartość nakładów $K_{rz}$ wzrasta wraz z głębokością wykopu i poziomem nawodnienia gruntu. W opracowanym modelu kosztowym ceny jednostkowe poszczególnych robót budowlanych uwzględniają koszty pracy sprzętu budowlanego oraz ludzi. Nakłady inwestycyjne $K_{rz}$, które konieczne są do poniesienia przy realizacji robót ziemnych zapisano w postaci zależności (6).

$$K_{rz} = K_{odw} + K_{wb} + K_{wy} + K_{wd} + K_{pias} + K_{zas} \tag{6}$$

gdzie: $K_{odw}$ – nakłady inwestycyjne związane z odwodnieniem wykopów, zł;
$K_{wb}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wbijanie ścianek szczelnych, zł;
$K_{wy}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wyciąganie ścianek szczelnych, zł;
$K_{wd}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wydobycie i wywóz gruntu, zł;
$K_{pias}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wykonanie podsypki piaskowej pod dnem zbiornika retencyjnego, zł;
$K_{zas}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na zasypania wykopów i obsypanie zbiornika po wykonaniu jego konstrukcji, zł.

Nakłady inwestycyjne związane z odwodnieniem wykopów $K_{odw}$ uzależnione są od poziomu wody gruntowej, techniki prowadzenia robót oraz czasu realizacji inwestycji. Nakład ten dla zbiornika rurowego zapisano formułą (7).

$$K_{odw} = C_{odw} \cdot I_{godz} \tag{7}$$

gdzie: $C_{odw}$ – cena jednostkowa odpompowywania wody gruntowej z wykopu, zł/godz.;
$I_{godz}$ – liczba godzin pompowania wody gruntowej z wykopu, godz.

Planując prace ziemne należy również przewidzieć zabezpieczenie wykopów przed obsunięciem się gruntu. Najczęściej realizowane jest to przez zastosowanie ścianek szczelnych wykonanych z podłużnych elementów stalowych lub z tworzyw sztucznych. Zazwyczaj zabijane są one czasowo na okres prowadzenia robót, a po ich zakończeniu ścianki te zostają usunięte. W związku z tym w modelu kosztowym uwzględniono nakłady $K_{wb}$ i $K_{wy}$, które zależą głównie od głębokości i wymiarów wykopów. Jednostkowa cena wbicia i usunięcia ścianek szczelnych $C_{wb}$ i $C_{wy}$ została ustalona za metr bieżący obwodu wykopu i każdy metr jego głębokości. Formułując model zbiornika rurowego, nakłady te zostały odpowiednio określone z zależności (8) i (9).

$$K_{wb} = C_{wb} \cdot [2(D + 2s) + 2(L + 2s)] \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias} + a) \tag{8}$$

$$K_{wy} = C_{wy} \cdot [2(D + 2s) + 2(L + 2s)] \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias} + a) \tag{9}$$

gdzie: $K_{wb}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wbijanie ścianek szczelnych zabezpieczających wykop w trakcie budowy zbiornika rurowego, zł;
$K_{wy}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na usuwanie ścianek szczelnych zabezpieczających wykop w trakcie budowy zbiornika rurowego, zł;
$C_{wb}$ – cena jednostkowa wbijania ścianek szczelnych w grunt, zł/m;
$C_{wy}$ – cena jednostkowa usuwania ścianek szczelnych z gruntu, zł/m;
$H_{odp}$ – zagłębienie kanału odpływowego ze zbiornika, m;
$D_{odp}$ – średnica kanału odpływowego ze zbiornika, m;
$G_{pias}$ – grubość warstwy podsypki piaskowej pod dnem zbiornika retencyjnego, m;
$a$ – naddatek określający głębokość wbicia ścianek szczelnych poniżej warstwy podsypki piaskowej pod dnem zbiornika retencyjnego, m.

W modelu kosztowym zbiornika rurowego wzięto również pod uwagę nakłady inwestycyjne $K_{wd}$ wynikające z wydobycia gruntu i jego transportu w trakcie wykonywania wykopów. Wartość $K_{wd}$ zależy od wymiarów koniecznych do wykonania wykopów i sposobu realizacji robót. Cena jednostkowa wydobycia gruntu $C_{wd}$ obejmuje pracę ludzi i sprzętu, m.in. koparek i samochodów transportujących urobek na składowisko gruntu na placu budowy lub poza jej teren. W analizowanym zbiorniku retencyjnym nakłady inwestycyjne $K_{wd}$ mogą zostać wyznaczone z zależności (10).

$$K_{wd} = C_{wd} \cdot (D + 2s) \cdot (L + 2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias}) \tag{10}$$

gdzie: $K_{wdW}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wydobycie gruntu i jego transport w trakcie budowy zbiornika rurowego, zł;
$C_{wd}$ – cena jednostkowa wydobycia grunt, zł/m$^3$.

Zbiornik rurowy musi być posadowiony na warstwie odpowiednio zagęszczonego piasku. Dlatego też w modelu kosztowym uwzględniono nakłady inwestycyjnych obejmujące wykonanie podsypki $K_{pias}$ pod dnem zbiornika, które zależą od długości i średnicy zbiornika rurowego, grubości warstwy piasku i jego ceny. Nakłady te można obliczyć na podstawie równania (11).

$$K_{pias} = C_{pias} \cdot (D + 2s) \cdot L \cdot G_{pias} \tag{11}$$

gdzie $C_{pias}$ jest ceną jednostkową piasku w zł/m$^3$.

Jednym z etapów robót ziemnych jest również zasypanie wykopów po wykonaniu zbiornika. Koszt $K_{zas}$ związany z realizacją tych prac obejmuje koszt dowozu ziemi i jej mechanicznego zagęszczenia oraz plantowania terenu po zakończeniu robót budowlanych. Dla rozpatrywanego zbiornika retencyjnego został on wyznaczony z zależności (12), jako różnica w objętości wykopów przed posadowieniem w nich rurowej konstrukcji zbiornika i po jej wykonaniu.

$$\begin{aligned} K_{zas} &= C_{zas} \cdot [(D + 2s) \cdot (L + 2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias}) - \\ &+ (L \cdot \frac{\pi D^2}{4} + L \cdot (D + 2s) \cdot G_{pias}] \end{aligned} \tag{12}$$

gdzie: $C_{zas}$ – cena jednostkowa zasypania wykopów, zł/m$^3$.

Biorąc pod uwagę wszystkie opisane składowe nakładów inwestycyjnych $K_{rz}$ związanych z realizacją robót ziemnych w trakcie budowy zbiornika rurowego, całkowite nakłady $K_{rz}$ zapisano w postaci zależności (13).

$$\begin{aligned} K_{rz} &= C_{odw} \cdot I_{godz} + [C_{wb} \cdot 2(D + 2s) + 2(L + 2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias} + a)] + \\ &+ C_{wy} \cdot 2(D + 2s) + 2(L + 2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias} + a) + \\ &+ C_{wd} \cdot (D + 2s) \cdot (L + 2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias}) + C_{pias} \cdot (D + 2s) \cdot L \cdot G_{pias} + \\ &+ C_{zas} \cdot [(D + 2s) \cdot (L + 2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias}) - \\ &+ (L \cdot \frac{\pi D^2}{4} + L \cdot (D + 2s) \cdot G_{pias})] \end{aligned} \tag{13}$$

Kanalizacyjne zbiorniki retencyjne projektowane są najczęściej jako obiekty prostopadłościenne wykonane z betonu i stali, co wymaga uwzględniania w nakładach inwestycyjnych kosztów związanych z budową żelbetowej konstrukcji zbiornika. W przypadku zbiorników zbudowanych z odcinków rur o znacznych średnicach w całkowitych nakładach inwestycyjnych należy uwzględnić koszt zakupu, transportu i montażu zbiornika oraz jego dodatko-

wych elementów, takich jak studzienki rewizyjne i połączeniowe. Rurowe zbiorniki retencyjne oferowane przez ich producentów zazwyczaj są już wyposażone w kominy rewizyjne, które mogą również pełnić funkcję studzienek włazowych. W takich rozwiązaniach dodatkowe studzienki mogą być instalowane lub nie, w zależności od lokalnych uwarunkowań inwestycyjnych. W nakładach przeznaczonych na wykonanie konstrukcji analizowanego zbiornika oddzielnie zostały uwzględnione nakłady wynikające z ilości użytych materiałów oraz koszty robocizny, które zostały przeliczone na 1 metr bieżący długości zbiornika. Zatem, ogólnie nakłady można zapisać wzorem (14).

$$K_k = C_{mz} \cdot L + C_{rz} \cdot L + C_{st} \cdot I_{st} \tag{14}$$

gdzie: $K_k$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na wykonanie konstrukcji zbiornika rurowego, zł;
$C_{mz}$ – cena jednostkowa zakupu zbiornika rurowego, zł/mb.;
$C_{rz}$ – cena jednostkowa robocizny przy wykonaniu konstrukcji zbiornika, zł/mb.;
$C_{st}$ – cena jednostkowa zakupu studzienki kanalizacyjnej, zł/szt.;
$I_{st}$ – liczba studzienek, szt.

W zależności od wymagań inwestorów, lokalizacji zbiornika w systemie kanalizacyjnym i warunków hydraulicznych sieci zbiornik rurowy może być także wyposażony w dodatkowe elementy, takie jak: trójniki, przyłącza, regulatory przepływu, klapy oraz urządzenia płuczące. Nakłady inwestycyjne wynikające z dodatkowego wyposażenia zbiornika retencyjnego $K_w$ można zapisać ogólnie zależnością (15), natomiast szczegółowo wzorem (16). Wartość poszczególnych nakładów zależy od liczby zastosowanych w zbiorniku retencyjnym urządzeń.

$$K_w = K_{kl} + K_{reg} + K_{urzpł} \tag{15}$$

gdzie: $K_{kl}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na zakup i montaż zwrotnych zaworów klapowych w zbiorniku retencyjnym, zł;
$K_{reg}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na zakup i montaż regulatorów przepływu w zbiorniku retencyjnym, zł;
$K_{urzpł}$ – nakłady inwestycyjne przeznaczone na zakup i montaż urządzeń płuczących w zbiorniku retencyjnym, zł.

$$K_w = C_{kl} \cdot I_{kl} + C_{reg} \cdot I_{reg} + C_{urzpł} \cdot I_{urzpł} \tag{16}$$

gdzie: $C_{kl}$ – cena jednostkowa zwrotnych zaworów klapowych zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, zł/szt.;
$I_{kl}$ – liczba zwrotnych zaworów klapowych zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, szt.;

$C_{reg}$ – cena jednostkowa regulatorów przepływu zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, zł/szt.;
$I_{reg}$ – liczba regulatorów przepływu zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, szt.;
$C_{urzpł}$ – cena jednostkowa urządzenia płuczącego zainstalowanego w zbiorniku retencyjnym, zł/szt.;
$I_{urzpł}$ – liczba urządzeń płuczących zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, szt.

Koszt budowy sieci zlokalizowanej poniżej zbiornika zależy od jego parametrów projektowych i może znacząco wpływać na całkowite koszty *LCC* zbiornika. Wartość tych nakładów zależy przede wszystkim od długości sieci i średnicy kanałów. Nakłady inwestycyjne $K_s$ dotyczące budowy sieci obejmują koszty zakupu materiałów i koszty związane z jej wykonaniem. Zatem, w zależności od liczby $n$ głównych odcinków przewodów na trasie sieci kanalizacyjnej od zbiornika do oczyszczalni ścieków nakłady inwestycyjne $K_s$ można ogólnie zapisać wzorem (17).

$$K_s = C_{przodp} \cdot L_{przodp} + C_{wprzodp} \cdot L_{przodp} \cdot D_{przodp} \cdot (H_{przodp} \cdot D_{przodp}) + \\ + \sum_{i=1}^{n} [C_{przi} \cdot L_{przi} + C_{wprzi} \cdot L_{przi} \cdot D_{przi} \cdot (H_{przi} + D_{przi})] \tag{17}$$

gdzie: $C_{przodp}$– cena jednostkowa zakupu odcinka przewodu odpływowego ze zbiornika, zł/mb.;
$L_{przodp}$ – długość odcinka przewodu odpływowego ze zbiornika, m;
$C_{wprzodp}$ –cena jednostkowa wykonania wykopu i ułożenia odcinka przewodu odpływowego ze zbiornika, zł/m$^3$;
$D_{przodp}$ – średnica odcinka przewodu odpływowego ze zbiornika, m;
$H_{przodp}$ – zagłębienie odcinka przewodu odpływowego ze zbiornika, m;
$C_{przi}$– cena jednostkowa zakupu *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, zł/mb.;
$L_{przi}$ – długość i-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, m;
$C_{wprzi}$ –cena jednostkowa wykonania wykopu i ułożenia *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, zł/m$^3$;
$D_{przi}$ – średnica *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, m;
$H_{przi}$ – zagłębienie *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, m.

W kosztach eksploatacyjnych związanych z funkcjonowaniem zbiornika rurowego w systemie kanalizacyjnym powinny zostać uwzględnione głównie

koszty czyszczenia zbiornika z osadów $K_{cz}$ oraz koszty obsługi $K_{ob}$. W przypadku, gdy w zbiorniku zostaną zainstalowane urządzenia samoczynnie płuczące, które nie wymagają zasilania z zewnątrz, to wówczas koszty $K_{cz}$ mogą zostać pominięte i jedynie w nakładach inwestycyjnych należałoby uwzględnić koszty ich zakupu. Najczęściej nakład pracy związany z obsługą zbiornika jest częścią obowiązków pracowników przedsiębiorstwa zarządzającego siecią kanalizacyjną, na której zlokalizowany jest zbiornik retencyjny. W takiej sytuacji można również pominąć koszty $K_o$.

Jeżeli zbiornik retencyjny nie zostałyby wyposażony w urządzenia samoczynnie płuczące, to w kosztach eksploatacyjnych należy jeszcze uwzględnić koszt czyszczenia komór $K_{cz}$, który można obliczyć z zależności (18).

$$K_{cz} = C_{cz} \cdot L \tag{18}$$

gdzie $C_{cz}$ oznacza cenę jednostkową usunięcia osadów z dna zbiornika rurowego w zł/mb.

W związku z tym, że koszty eksploatacyjne ponoszone są w całym okresie funkcjonowania obiektu, to w celu uzyskania bieżącej wartości przyszłych kosztów należy je zdyskontować. Biorąc to pod uwagę, koszty te dla zbiornika rurowego można zapisać formułą (19).

$$K_E = \sum_{t=1}^{T} C_{cz} \cdot L \frac{1}{(1+r)^t} \tag{19}$$

Uwzględniając wszystkie omówione składowe początkowych nakładów inwestycyjnych oraz kosztów eksploatacyjnych, całościowy model kosztowy *LCC* zbiornika rurowego przyjmie postać zależności (20).

$$\begin{aligned}
K_{rz} &= C_{ziem} \cdot (L+2s) \cdot (D+2s) + C_{odw} \cdot I_{godz} + \\
&+ C_{wb} \cdot 2(D+2s) + 2(L+2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias} + a) + \\
&+ C_{wy} \cdot 2(D+2s) + 2(L+2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias} + a) + \\
&+ C_{wd} \cdot (D+2s) \cdot (L+2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias}) + C_{pias} \cdot (D+2s) \cdot L \cdot G_{pias} + \\
&+ C_{zas} \cdot [(D+2s) \cdot (L+2s) \cdot (H_{odp} + D_{odp} + G_{pias}) - \\
&+ (L \cdot \frac{\pi D^2}{4} + L \cdot (D+2s) \cdot G_{pias})] + C_{mz} \cdot L + C_{rz} \cdot L + C_{st} \cdot I_{st} + \\
&+ C_{kl} \cdot I_{kl} + C_{reg} \cdot I_{reg} + C_{urzpl} \cdot I_{urzpl} + \\
&+ C_{przodp} \cdot L_{przodp} + C_{wprzodp} \cdot L_{przodp} \cdot D_{przodp} \cdot (H_{odp} \cdot D_{przodp}) + \\
&+ \sum_{i=1}^{n} [C_{przi} \cdot L_{przi} + C_{wprzi} \cdot D_{przi} \cdot (H_{przi} + D_{przi})] + \sum_{t=1}^{T} C_{cz} \cdot L \frac{1}{(1+r)^t}
\end{aligned} \tag{20}$$

## 4. Podsumowanie

Problem regulowania odprowadzania ścieków deszczowych ze zlewni miejskich jest ciągle ważny i aktualny. Jednym z jego rozwiązań jest stosowanie obiektów retencyjnych, które umożliwiają odciążenie hydrauliczne sieci i oczyszczalni ścieków poprzez czasowe magazynowanie spływających ścieków deszczowych. Istnieje wiele rozwiązań układów hydraulicznych zbiorników retencyjnych, co często stwarza problemy projektantom przy wyborze najkorzystniejszego ich wariantu. Najczęściej jedynym kryterium wyboru są nakłady inwestycyjne przeznaczone na budowę zbiornika retencyjnego. Jednak jak pokazują, niektóre przypadki zastosowanie tylko tego kryterium może prowadzić do podjęcia błędnych decyzji, z punktu widzenia finansowego. Rozwiązanie, które charakteryzuje się niskimi nakładami finansowymi może w całym okresie jego funkcjonowania generować bardzo wysokie koszty eksploatacyjne. W związku z tym opracowano model optymalizacyjny jednego z konstrukcji zbiorników retencyjnych, w którym kryterium wyboru stanowiło minimum kosztów Life Cycle Cost.

W artykule przedstawiono model kosztowy budowy i funkcjonowania zbiornika rurowego w systemie kanalizacyjnym, który w kolejnym etapie badań zostanie przekształcony w model optymalizacyjny. Zastosowana metodologia Life Cycle Cost umożliwiła uwzględnienie początkowych nakładów inwestycyjnych ponoszonych w roku zerowym oraz kosztów eksploatacyjnych w całym okresie współdziałania zbiornika z siecią.

### Literatura

[1] Bakis N., Kagiouglou M., Aouad G., Amaratunga D., Kishk M. i Al-Hajj A.: An Integrated Environment for Life Cycle Costing in Construction, 2003.

[2] Czarniecki D., Słyś D.: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewania wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, t. 3, s. 33-51, Rzeszów 2014.

[3] Dziaduch I.: Analiza kosztów okresu istnienia (LCC) obiektu technicznego w aspekcie jego niezawodności. Logistyka, nr 2, 2011.

[4] Dziopak J.: Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.

[5] Dziopak J., Słyś D.: Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.

[6] Dziopak J., Stec A., Słyś D.: Rurowy zbiornik retencyjny. Patent nr 216617. Urząd Patentowy RP.

[7] Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 roku ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej.

[8] Epstein M.: Measuring Corporate Environmental Performance, McGraw-Hill, Chicago, IL 1996.

[9] Geiger W., Dreiseitl H.: Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych. Oficyna Wydawnicza Projprzem EKO, Bydgoszcz, 1999.

[10] Gluch P., Baumann H.: The life cycle costing (LCC) approach: a conceptual discussion of its usefulness for environmental decision-making. Building and Environment, Vol. 39, 2004.

[11] Holzhüter E.: Główne czynniki kształtujące koszty eksploatacji LCC układów pompowych. Pompy i Pompownie, nr. 11, 2000.

[12] Hong T., Han S., Lee S.: Simulation-based determination of optimal life-cycle cost for FRP bridge deck panels. Automation and Constructions, no. 16, 2007.

[13] Jędral W.: Dobór optymalnych parametrów oraz wybór pomp sieciowych w źródłach ciepła na podstawie kosztu życia LCC. Ciepłownictwo, Ogrzewnictwo, Wentylacja, nr 10, 2010.

[14] Karmowski Z., Rynkowski P.: Analiza techniczno-ekonomiczna wykorzystania pomp ciepła na przykładzie wybranego obiektu. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, nr 1, 2010.

[15] Kaźmierczak B., Kotowski A.: The influence of precipitation intensity growth on the urban drainage systems designing, Theoretical and Applied Climatology, 118, 2014, s. 285-296.

[16] Materiały graficzne firmy Uponor Infra.

[17] Pochwat K., Słyś D.: Innowacyjny wysokosprawny zbiornik retencyjny wód deszczowych, Magazyn Autostrady, nr 1-2, 2016, s. 38-40.

[18] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2013.

[19] Słyś D., Dziopak J.: Retencyjny kanał ściekowy. Patent nr 217405. Urząd Patentowy RP.

[20] Słyś D., Stec A.: Analiza LCC wariantów zagospodarowania wód deszczowych w budynku wielorodzinnym. Proceedings of ECOpole, Vol. 6, No. 1, 2012.

[21] Słyś D., Stec A., Zelenakova M.: A LCC analysis of rainwater management variants. Ecological Chemistry and Engineering S, Vol. 19, No. 3, 2012.

[22] Stec A.: Optymalizacja innowacyjnych zbiorników w kanalizacji ogólnospławnej. Rozprawa doktorska. Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Kraków 2013.

[23] Stec A.: Optimization of the hydraulic system of the storage reservoir hydraulically unloading the sewage network. Ecological Chemistry and Engineering S, Vol. 21, No. 2, 2014, s. 215-228.

[24] Suligowski Z.: Redukcja spływu wód opadowych. Wodociągi i Kanalizacja, nr 6/2007.

[25] Suligowski Z.: Alternatywa dla wód opadowych. Wodociągi i Kanalizacja, nr 4/2008.

[26] Świderski M.: Analiza LCC (Life Cycle Cost Analysis) narzędziem wspomagającym ocenę projektów inwestycyjnych związanych z techniką pompową. IX Forum Użytkowników Pomp, Szczyrk 2003.

[27] Ulatowski W.: Analiza kosztów urządzeń infrastruktury tramwajowej w pełnym cyklu życia. Technika Transportu Szynowego, nr 9, 2007.

[28] White G., Ostwald P.: Life cycle costing. Management Accounting, January 1976.

[29] Woodward D., Demirag I.: Life cycle costing. Career Accountant, November 1989.

## COST MODEL OF THE PIPE STORAGE RESERVOIR

**S u m m a r y**

In this article the issues related to sewage retention in pipe tanks were described and the formulated cost model of this tank was presented, which in the next stage of the research will be transformed into an optimization model and then implemented in a programming language AMPL (A Mathematical Programming Language). The cost model was prepared with an application of Life Cycle Cost methodology, which allows to determine the cost of the whole life cycle of the object. In this model the initial investment costs related to the construction of this tank and operation costs were taken into account.

Life Cycle Cost methodology allows to make the right decision, from the point of view of the investor. The capital expenditure included expenses for the purchase of land for investments, expenditure for the implementation of earthworks related to the construction of a storage reservoir, expenditure including the execution of tubular construction and expenses for the construction of the sewage network located below the storage reservoir. Therefore, it is a gravity tank which allow to avoid the costs resulting from the pumping of wastewater, and in annual operating costs only the cost of sludge removal were taken into account. Due to the fact that sewage systems and objects cooperating with them are designed for a very long period of time, in the developed cost model the costs of decommissioning the tank was not considered.

**Keywords:** pipe tanks, sewage reservoirs, Life Cycle Cost, optimization

DOI: 10.7862/rb.2016.176

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 445-455

**Agnieszka STEC**[1]

# MODEL OPTYMALIZACYJNY RETENCYJNEGO ZBIORNIKA RUROWEGO

W publikacji przedstawiono sformułowany model optymalizacyjny zbiornika rurowego, który jest kontynuacją badań opisanych w artykule [16]. Model kosztowy Life Cycle Cost (*LCC*) zbiornika rurowego został przekształcony w model optymalizacyjny, w którym wyznaczono funkcję celu jako minimum kosztów *LCC*. Zastosowanie tego kryterium w procesie podejmowania decyzji inwestycyjnych umożliwia dokonanie poprawnego pod względem finansowym wyboru, gdyż metodologia *LCC* pozwala na uwzględnienie nie tylko początkowych nakładów inwestycyjnych, ale również kosztów eksploatacyjnych ponoszonych w całym okresie funkcjonowania danego obiektu. Przedstawiony model optymalizacyjny został następnie zaimplementowany w języku programowania AMPL (A Mathematical Programming Language). W sformułowanym modelu wyznaczono zmienne decyzyjne, którymi są poszukiwane wartości parametrów geometrycznych zbiornika, takie jak: długość i średnica zbiornika oraz zagłębienie kanału odpływowego ze zbiornika. Określono także ograniczenia modelu optymalizacyjnego zbiornika rurowego. Pierwsze z nich wynika z wymaganej pojemności retencyjnej zbiornika obliczonej na etapie wyznaczania danych wejściowych, na którą jest projektowany zbiornik. Następne ograniczenia dotyczą powierzchni terenu, która dostępna jest pod budowę zbiornika oraz ograniczenie określające minimalne dopuszczalne zagłębienie kanału odpływowego ze zbiornika. Natomiast parametry modelu optymalizacyjnego stanowią zbiór danych, które zostały użyte do zapisu funkcji celu i których wartości są znane. Należą do nich przede wszystkim ceny poszczególnych materiałów i robót oraz podstawowe wymiary elementów konstrukcyjnych zbiornika.

**Słowa kluczowe:** zbiorniki rurowe, kanalizacyjne zbiorniki retencyjne, Life Cycle Cost, optymalizacja

## 1. Wprowadzenie

Każde zadanie inżynierskie jest spowodowane określoną potrzebą społeczną, a efektem jego rozwiązania jest osiągnięcie założonego celu. Zasada racjonalnego gospodarowania zakłada, że przy danym nakładzie środków możliwe jest osiągnięcie maksimum realizacji celu lub cel można osiągnąć przy minimal-

[1] Agnieszka Stec, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, Al. Powstańców Warszawy 12, e-mail: stec_aga@prz.edu.pl, tel. 17 865 1071

nym nakładzie środków. Wykorzystanie środków według zasady racjonalnego gospodarowania nazywa się sposobem optymalnym [4].

Zadanie takie można zapisać w sposób matematyczny, który pozwala na pełniejsze zrozumienie procesów i zjawisk występujących w rzeczywistości. Według Gutenbauma zadaniem modeli, które stosowane są w nauce jest stworzenie uproszczonej formy zapisu odwzorowującego rzeczywisty badany obiekt [8]. Model matematyczny zatem opisuje nieskończoną liczbę pokrewnych problemów optymalizacji, a w chwili, gdy zostaną już określone wartości poszczególnych danych, to wówczas model reprezentował będzie konkretny problem lub stanie się przykładem modelu, który może zostać rozwiązany. Inny zestaw wartości parametrów generuje odmienny wariant modelu.

Podstawowym celem optymalizacji w rozumieniu matematycznym jest znalezienie punktów ekstremalnych funkcji celu *f(x)*, gdzie *x* jest zmienną decyzyjną, która może przyjmować wartości ze zbioru dopuszczalnego.

Zadania optymalizacji można podzielić według kilku podstawowych kryteriów [4]:

a) ze względu na rodzaj funkcji celu i ograniczenia:
- zadania programowania liniowego, w których funkcja celu i ograniczenia są liniowe,
- zadania programowania nieliniowego,

b) ze względu na typ zmiennych decyzyjnych:
- zadania całkowitoliczbowe,
- zadania binarne,
- zadania mieszane,

c) ze względu na liczbę funkcji celu:
- zadania jednokryterialne,
- zadania wielokryterialne.

Ponadto można wyróżnić optymalizację statyczną i dynamiczną. Pierwsza z nich zajmuje się poszukiwaniem rozwiązania optymalnego, którym jest punkt wyznaczający najlepszą funkcję celu. W zależności od rodzaju sformułowanego zadania funkcja ta może przyjmować wartość najmniejszą lub największą. Jeżeli poszukiwanie tej wartości odbywa się w ograniczonym obszarze, to rozwiązaniem jest ekstremum funkcji lokalne, natomiast ekstremum globalne poszukiwane jest w całej przestrzeni argumentów. Jednak nie zawsze możliwe jest znalezienie ekstremum globalnego, gdyż większość dostępnych algorytmów umożliwia znalezienie jedynie ekstremum lokalnego. W takim przypadku skuteczność tego procesu uzależniona jest od ustawienia właściwego punktu startowego.

Optymalizacja znajduje zastosowanie w wielu dziedzinach gospodarki, m.in. w projektowaniu produktów i procesie ich produkcji, w ekonomii i zarządzaniu firmami, w projektowaniu i budowie maszyn, samochodów, samolotów oraz obiektów budowlanych.

Optymalizacja systemów kanalizacyjnych jest zagadnieniem bardzo złożonym, gdyż wymaga uwzględnienia szeregu aspektów konstrukcyjnych, hydraulicznych oraz środowiskowych [18]. Odmienne wymagania stawiane poszczególnym obiektom współdziałającym z siecią kanalizacyjną mogą decydować również o przyjęciu różnych funkcji celu dla każdego z tych elementów. W rezultacie rozwiązanie zadania optymalizacyjnego całego systemu kanalizacyjnego sprowadza się do sformułowania cząstkowych modeli optymalizacyjnych jego poszczególnych składowych [6].

Dotychczas optymalizacja systemów kanalizacyjnych dotyczyła głównie projektowania i budowy samych sieci, bez uwzględniania w niej obiektów retencyjnych. Wyniki badań optymalizacyjnych przeprowadzonych na wybranych modelach układów hydraulicznych zbiorników retencyjnych zlokalizowanych w systemie kanalizacji ogólnospławnej przedstawiono w pracy [17]. Natomiast pierwsze prace związane z procesem optymalizacji systemów odprowadzania ścieków pojawiły się już w latach 60-tych XX wieku [9, 12]. W kolejnych latach podjęto badania, których celem było opracowanie ulepszonych metod projektowania sieci kanalizacyjnych [5, 13-15, 19].

Dopiero rozwój techniki komputerowej umożliwił zastosowanie zaawansowanych metod optymalizacyjnych, m.in. algorytmów genetycznych, w poszukiwaniu optymalnych rozwiązań problemów dotyczących projektowania systemów kanalizacyjnych [2, 3].

W artykule opisano model optymalizacyjny zbiornika rurowego, który jest zadaniem optymalizacji jednokryterialnej. Funkcja celu ma postać skalarną i dąży do minimalizacji kosztów Life Cycle Cost (*LCC*) budowy oraz eksploatacji analizowanego zbiornika retencyjnego. Analiza kosztów *LCC* pozwala uwzględnić początkowe nakłady inwestycyjne oraz koszty wynikające z użytkowania danego obiektu w całym okresie jego funkcjonowania [1]. W pierwszej kolejności przygotowywana jest struktura kosztów, według następujących kategorii: nakłady inwestycyjne, koszty eksploatacyjne oraz koszty przeznaczone na likwidację danego produktu, instalacji czy obiektu budowlanego. Następnie, na podstawie szczegółowych modeli nakładów inwestycyjnych i kosztów eksploatacyjnych, opracowywany jest całościowy model *LCC*. Model ten opisuje rzeczywistość poprzez matematyczny zapis sumy kosztów związanych z badanym problemem. W modelu *LCC* zbiornika rurowego, który szczegółowo przedstawiono w publikacji [16], nie wzięto pod uwagę kosztów jego likwidacji. Wynika to z bardzo długiego okresu eksploatacji, jaki przyjmowany jest przy projektowaniu systemów kanalizacyjnych i obiektów z nimi współdziałających. Zatem, całkowite koszty *LCC* można wyznaczyć ze wzoru (1) [11].

$$LCC = K_I + \sum_{t=1}^{T} K_E \left( \frac{1}{(1+r)^t} \right) \tag{1}$$

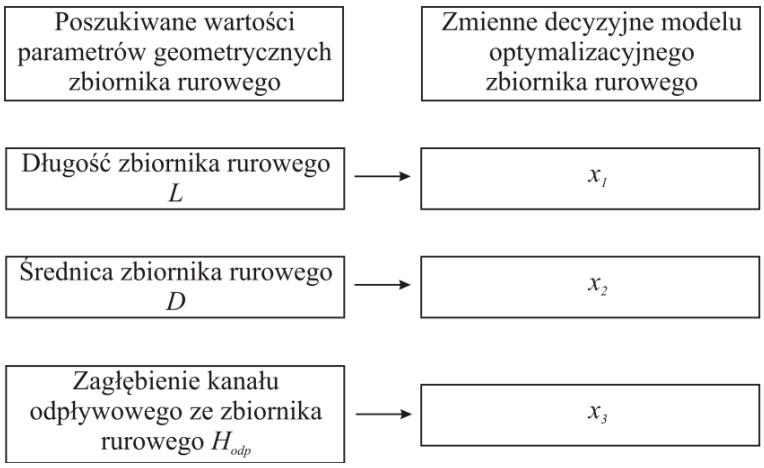
gdzie: $K_I$ – całkowite nakłady inwestycyjne budowy rurowego zbiornika retencyjnego, zł;
$K_E$ – roczne koszty eksploatacyjne wynikające z funkcjonowania rurowego zbiornika retencyjnego, zł;
$T$ – okres eksploatacji zbiornika retencyjnego, lata;
$t$ – kolejny rok eksploatacji zbiornika, -;
$r$ – stopa dyskontowa, -.

## 2. Model optymalizacyjny zbiornika rurowego

Opracowany i przedstawiony w publikacji [16] model kosztowy *LCC* został przetransformowany w model optymalizacyjny w celu znalezienia minimum wyznaczonej funkcji celu, którą ogólnie można zapisać równaniem (2).

$$f(x) = LCC \rightarrow min \tag{2}$$

W modelu tym wyznaczono, zgodnie z rysunkiem 1, zmienne decyzyjne, którymi są poszukiwane wartości parametrów geometrycznych zbiornika, takie jak: długość i średnica zbiornika oraz zagłębienie kanału odpływowego ze zbiornika.




Rys. 1. Zmienne decyzyjne modelu optymalizacyjnego zbiornika rurowego

Fig. 1. Decision variables in the optimization model of the pipe tank

Biorąc pod uwagę wyznaczone zmienne decyzyjne funkcja celu w modelu optymalizacyjnym zbiornika przyjmie postać zależności (3).

$$
\begin{aligned}
f(x) = \min\{&C_{ziem} \cdot (x_1 + 2s) \cdot (x_2 + 2s) + C_{odw} \cdot I_{godz} + \\
&+ C_{wb} \cdot 2(x_2 + 2s) + 2(x_1 + 2s) \cdot (x_3 + D_{odp} + G_{pias} + a) + \\
&+ C_{wy} \cdot 2(x_2 + 2s) + 2(x_1 + 2s) \cdot (x_3 + D_{odp} + G_{pias} + a) + \\
&+ C_{wd} \cdot (x_2 + 2s) \cdot (x_1 + 2s) \cdot (x_3 + D_{odp} + G_{pias}) + C_{pias} \cdot (x_2 + 2s) \cdot x_1 \cdot G_{pias} + \\
&+ C_{zas} \cdot [(x_2 + 2s) \cdot (x_1 + 2s) \cdot (x_3 + D_{odp} + G_{pias}) - \\
&+ (x_1 \cdot \frac{\pi x_2^{\ 2}}{4} + x_1 \cdot (x_2 + 2s) \cdot G_{pias})] + C_{mz} \cdot x_1 + C_{rz} \cdot x_1 + C_{st} \cdot I_{st} + \\
&+ C_{kl} \cdot I_{kl} + C_{reg} \cdot I_{reg} + C_{urzpl} \cdot I_{urzpl} + \\
&+ C_{przodp} \cdot L_{przodp} + C_{wprzodp} \cdot L_{przodp} \cdot D_{przodp} \cdot (x_3 \cdot D_{przodp}) + \\
&+ \sum_{i=1}^{n} [C_{przi} \cdot L_{przi} + C_{wprzi} \cdot D_{przi} \cdot (H_{przi} + D_{przi})] + \sum_{t=1}^{T} C_{cz} \cdot x_1 \frac{1}{(1+r)^t}\}
\end{aligned}
\tag{3}
$$

Określono także ograniczenia modelu optymalizacyjnego zbiornika rurowego. Pierwsze z nich wynika z wymaganej pojemności retencyjnej zbiornika obliczonej na etapie wyznaczania danych wejściowych, na którą jest projektowany zbiornik (4). Następne ograniczenia dotyczą powierzchni terenu, która dostępna jest pod budowę zbiornika (5), (6) i (7). Sformułowano również ograniczenie modelu optymalizacyjnego, określające minimalne dopuszczalne zagłębienie kanału odpływowego ze zbiornika (8).

$$(x_1 + 2s) \cdot (x_2 + 2s) \le F_{ter} \tag{4}$$

$$x_1 \cdot \frac{\pi x_2^2}{4} = V_{zb} \tag{5}$$

$$x_1 + 2s \le L_{dz} \tag{6}$$

$$x_2 + 2s \le B_{dz} \tag{7}$$

$$x_3 \ge (H_{dop} + x_2) - D_{przodp} \tag{8}$$

gdzie: $F_{ter}$ – dostępna powierzchnia terenu pod realizację inwestycji związanej z budową zbiornika retencyjnego, m$^2$;
$V_{zb}$ – wymagana pojemność retencyjnego zbiornika rurowego, m$^3$;
$L_{dz}$ – długość działki przeznaczonej pod realizację inwestycji związanej z budową zbiornika retencyjnego, m;
$B_{dz}$ – szerokość działki przeznaczonej pod realizację inwestycji związanej z budową zbiornika retencyjnego, m.

W związku z tym, że parametry geometryczne zbiornika retencyjnego nie mogą przyjmować wartości ujemnych ani równych 0 sformułowano także dolne ograniczenia modelu optymalizacyjnego, które zapisano formułami (9), (10) i (11).

$$x_1 > 0 \tag{9}$$

$$x_2 > 0 \tag{10}$$

$$x_3 > 0 \tag{11}$$

Parametry modelu optymalizacyjnego stanowią zbiór danych, które zostały użyte do zapisu funkcji celu i których wartości są znane. Należą do nich przede wszystkim ceny poszczególnych materiałów i robót oraz podstawowe wymiary elementów konstrukcyjnych zbiornika. W modelu optymalizacyjnym zbiornika rurowego parametrami tymi są:

- $C_{ziem}$ – cena jednostkowa zakupu terenu pod realizację inwestycji, zł/m$^2$;
- $s$ – szerokość pasa terenu wokół zbiornika retencyjnego wynikający z uwarunkowań technicznych wykonywania jego konstrukcji, m;
- $C_{odw}$ – cena jednostkowa odpompowywania wody gruntowej z wykopu, zł/godz.;
- $I_{godz}$ – liczba godzin pompowania wody gruntowej z wykopu, godz.;
- $C_{wb}$ – cena jednostkowa wbijania ścianek szczelnych w grunt, zł/m;
- $C_{wy}$ – cena jednostkowa usuwania ścianek szczelnych z gruntu, zł/m;
- $D_{odp}$ – średnica kanału odpływowego ze zbiornika, m;
- $G_{pias}$ – grubość warstwy podsypki piaskowej pod dnem zbiornika retencyjnego, m;
- $a$ – naddatek określający głębokość wbicia ścianek szczelnych poniżej warstwy podsypki piaskowej pod dnem zbiornika retencyjnego, m;
- $C_{wd}$ – cena jednostkowa wydobycia gruntu, zł/m$^3$;
- $C_{pias}$ – cena jednostkowa piasku, zł/m$^3$;
- $C_{zas}$ – cena jednostkowa zasypania wykopów, zł/m$^3$;
- $C_{mz}$ – cena jednostkowa zakupu zbiornika rurowego, zł/mb.;
- $C_{rz}$ – cena jednostkowa robocizny przy wykonaniu konstrukcji zbiornika, zł/mb.;
- $C_{st}$ – cena jednostkowa zakupu studzienki kanalizacyjnej, zł/szt.;
- $I_{st}$ – liczba studzienek, szt.;
- $C_{kl}$ – cena jednostkowa zwrotnych zaworów klapowych zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, zł/szt.;
- $I_{kl}$ – liczba zwrotnych zaworów klapowych zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, szt.;
- $C_{reg}$ – cena jednostkowa regulatorów przepływu zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, zł/szt.;

- $I_{reg}$ – liczba regulatorów przepływu zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, szt.;
- $C_{urzpł}$ – cena jednostkowa urządzenia płuczącego zainstalowanego w zbiorniku retencyjnym, zł/szt.;
- $I_{urzpł}$ – liczba urządzeń płuczących zainstalowanych w zbiorniku retencyjnym, szt.;
- $C_{przi}$ – cena jednostkowa zakupu *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, zł/mb.;
- $L_{przi}$ – długość i-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, m;
- $C_{wprzi}$ – cena jednostkowa wykonania wykopu i ułożenia *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, zł/m$^3$;
- $D_{przi}$ – średnica *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, m;
- $H_{przi}$ – zagłębienie *i*-tego odcinka przewodu sieci kanalizacyjnej zlokalizowanej poniżej zbiornika, m;
- $C_{cz}$ – cena jednostkowa usunięcia osadów z dna zbiornika rurowego, zł/mb.;
- $T$ – okres eksploatacji zbiornika retencyjnego, lata;
- $t$ – kolejny rok eksploatacji zbiornika, -;
- $r$ – stopa dyskontowa, -.

## 3. Język modelowania AMPL

Zapisany w formie matematycznej model optymalizacyjny retencyjnego zbiornika rurowego został zaimplementowany w języku modelowania A Mathematical Programming Language (AMPL). Język ten jest profesjonalnym środowiskiem modelowania, które pozwala rozwiązywać, zarówno zadania liniowe, jak i nieliniowe. Przystosowany jest do wprowadzania zadań w formie zbliżonej do naturalnego zapisu matematycznego, co ułatwia ich modelowanie i analizowanie.

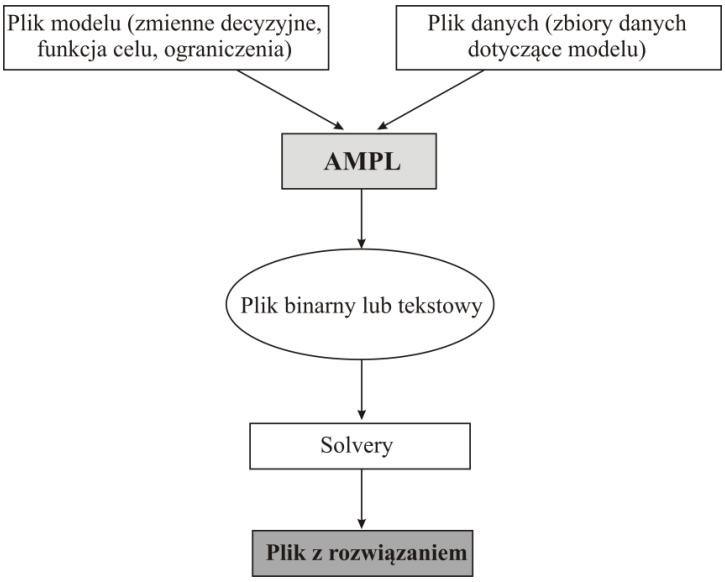
Język modelowania AMPL został stworzony w Stanach Zjednoczonych. Jest złożonym, a tym samym zaawansowanym i efektywnym narzędziem wykorzystywanym w badaniach optymalizacyjnych [7]. System AMPL zbudowany jest z kilku podstawowych elementów, takich jak: algebraiczny język modelowania, solvery i interaktywne środowisko poleceń. W programie tym plik modelu może być uruchamiany bez odwoływania się do innych plików, lub możliwa jest separacja danych od modelu. Jest to korzystne, zwłaszcza przy tworzeniu i rozwiązywaniu bardzo dużych i skomplikowanych problemów optymalizacyjnych.

W programowaniu AMPL w tworzeniu i rozwiązywaniu modeli optymalizacyjnych używanych jest kilka podstawowych zwrotów [7]:

- *set* – deklaracje zbiorów,
- *param* – deklaracje parametrów modelu,

- *var* – deklaracje zmiennych decyzyjnych modelu,
- *minimize*, *maximize* – określenie rodzaju funkcji celu,
- *subject to* – ograniczenia modelu,
- *solve* – polecenie rozwiązania modelu,
- *display* – polecenie wydruku wyników (optymalnej wartości funkcji celu i optymalnych wartości zmiennych decyzyjnych).

Uproszczony sposób funkcjonowania systemu AMPL pokazano na rysunku 2. W pierwszym etapie tworzenia modelu przy pomocy zestawu poleceń, które tworzą język modelowania AMPL zapisywany jest plik całego modelu. Przy bardzo rozbudowanych zadaniach możliwe jest zapisanie oddzielnie pliku modelu i pliku danych, co ułatwia prowadzenie badań i zmianę poszczególnych składowych modelu. Następnie, po wczytaniu tych plików przez program następuje sprawdzenie poprawności zapisu oraz transformacja modelu i danych do formy pośredniej, którą odczytuje solver. System modelowania AMPL współpracuje z wieloma różnymi solverami, co umożliwia rozwiązywanie różnego rodzaju zadań optymalizacyjnych. Zadaniem solvera jest znalezienie optymalnego rozwiązania w ramach analizowanego problemu.




Rys. 2. Struktura systemu AMPL (na podstawie: [10])

Fig. 2. Structure of the AMPL (based on:[10])

Kolejnym etapem badań będzie przeprowadzenie szeregu analiz na zaimplementowanym modelu optymalizacyjnym zbiornika rurowego. W badaniach tych zamierza się określić wpływ wartości parametrów modelu optymalizacyjnego na poszukiwane wartości parametrów projektowych zbiornika. Jest to

szczególnie istotne, gdyż parametry projektowe determinują całkowite koszty *LCC* zbiornika i mogą wpływać decydująco na wybór rozwiązania optymalnego.

## 4. Podsumowanie

Opracowany model optymalizacyjny zbiornika rurowego, w którym uwzględniono wiele czynników wpływających na całkowite koszty jego budowy i funkcjonowania, jest praktycznym i uniwersalnym narzędziem umożliwiającym jego wykorzystanie w rozwiązywaniu rzeczywistych zadań inwestycyjnych. Model ten pozwoli na przeprowadzenie szczegółowych badań, których celem będzie określenie wpływu wybranych parametrów modelu na wartość kosztów *LCC* analizowanego zbiornika rurowego. Ważnym aspektem badań będzie zastosowanie sformułowanego modelu optymalizacyjnego w warunkach rzeczywistej zlewni miejskiej.

Przedstawiony model stanowi kontynuację badań opisanych w pracy [17]. Sformułowane w niej modele optymalizacyjne wybranych układów hydraulicznych zbiorników grawitacyjno-pompowych wraz z opisanym w tym artykule modelem zbiornika rurowego stanowią główny element algorytmu wyboru optymalnego rozwiązania zbiornika retencyjnego. Z uwagi na dużą kapitałochłonność inwestycji związanych z modernizacją i rozbudową systemów kanalizacyjnych opracowane modele mogą mieć strategiczne znaczenie dla projektantów i inwestorów w procesie podejmowania decyzji. Natomiast wyniki badań przeprowadzone na tych modelach mogą spowodować uzyskanie znacznych oszczędności w funduszach wydatkowanych na inwestycje komunalne.

### Literatura

[1] Barringer H.P., Weber D.: Life Cycle Cost Tutorial. Fifth International Conference on Process Plant Reliability, Houston, Texas, October 2-4, 1996.

[2] Boomgaard M.E., Langeveld J.G., Clemens F.: Wastewater system optimization using genetic algorithms. World Water Congress, 2001.

[3] Brand N., Ostfeld A.: Optimal design of regional wastewater pipelines and treatment plant systems. Water Environ Res., vol. 83, no 1, 2011.

[4] Chmielowski W.: Zastosowanie optymalizacji w gospodarce wodnej. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2005.

[5] Dajani J., Hasit Y.: Capital cost minimization of drainage networks. Journal of the Environmental Engineering Division, No. 2, 1974.

[6] Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1992.

[7] Fourer R., Gay D., Kernighan B.: A Modeling Language for Mathematical Programming. International Thomson Publishing, USA, 2002.

[8] Gutenbaum J.: Modelowanie matematyczne systemów. Akademicka Oficyna Wydawnicza EXIT, Warszawa 2003.

[9] Holland M.: Computer models of wastewater collection systems. Harvard Water Resources Group, Cambridge, 1966.

[10] Holms D.: AMPL at the University of Michigan, 1995.

[11] Hong T., Han S., Lee S.: Simulation-based determination of optimal life-cycle cost for FRP bridge deck panels. Automation and Constructions, no. 16, 2007.

[12] Liebman J.: A heuristic aid for the design of sewer networks. Journal of the Sanitary Engineering Division, No 4, 1967.

[13] Kuliczkowski A.: Optymalizacja kolektorów kanalizacyjnych przebudowywanych w warunkach miejskich. Monografia, nr 12, Politechnika Wrocławska, 1988.

[14] Madryas C.: Optymalizacja projektowania sieci infrastruktury technicznej uzbrojenia podziemnego z uwzględnieniem warunków eksploatacji. Rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska, 1981.

[15] Sowiński M.: Projektowanie sieci i urządzeń kanalizacyjnych. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1986.

[16] Stec A.: Model kosztowy retencyjnego zbiornika rurowego. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury Politechniki Rzeszowskiej, z. 63, (1/16), styczeń-marzec 2016.

[17] Stec A.: Optymalizacja innowacyjnych zbiorników w kanalizacji ogólnospławnej. Rozprawa doktorska. Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Kraków 2013.

[18] Stec A.: Optimization of the hydraulic system of the storage reservoir hydraulically unloading the sewage network. Ecological Chemistry and Engineering S, Vol. 21, No. 2, 2014, s. 215-228.

[19] Wartalski J.: Optymalizacja wybranych parametrów kolektorów zbiorczych w układach sieciowych systemów usuwania ścieków. Praca doktorska, Politechnika Wrocławska, 1983.

## OPTIMIZATION MODEL OF THE PIPE STORAGE RESERVOIR

**S u m m a r y**

In this paper the formulated optimization model of the pipe tank was presented, which is a continuation of research described in the article [16]. Life Cycle Cost model (LCC) of the this tank was transformed into an optimization model, which sets the objective function as a minimum LCC cost. The application of this criterion in investment decision making process allows to make the correct choice in financial terms, as LCC methodology allows to take into account not only the initial investment, but also the operational costs incurred throughout the entire operation of the object. The model optimization was implemented in a programming language AMPL (A Mathematical Programming Language).

In the formulated model the decision variables which are geometrical parameters of the reservoir, such as the length and diameter of the tank and the cavity of the drainage channel from the reservoir were determined. Also the constraints of the optimization model were defined. First of them results from the retention capacity of the tank calculated at the stage of determining the input data for which the tank is designed. Next constraints concern land, which is available for the construction of the reservoir and the constraints of determining a minimum acceptable cavity of the drainage channel from the tank. While, the optimization model parameters are a set of data that were used to write the objective function, and whose values are known.

**Keywords:** pipe tanks, storage reservoirs, Life Cycle Cost, optimization

DOI: 10.7862/rb.2016.177

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 457-470

**Ziemowit SULIGOWSKI**[1]

# UPORZĄDKOWANIE PROCESU BUDOWLANEGO W FAZIE ODBIORÓW

Przedstawiono charakterystyczne zagrożenia procesu budowlanego. Wykazano potrzebę uporządkowania tego procesu, do szczególnych problemów należy brak formalnych procedur odbiorowych i lekceważenie odbioru robót. Występujące awarie są efektem błędów popełnianych na wszystkich etapach procesu budowlanego. Szczególne miejsce zajmuje jednak postawa kierownika budowy oraz inspektora nadzoru inwestorskiego. Grupą szczególnego ryzyka okazały się być struktury organizacyjne oraz osoby pochodzące z dawnych struktur melioracji rolnych.

**Słowa kluczowe:** awarie budowlane, proces budowlany, kontrola jakości, procedury odbiorowe

## 1. Wprowadzenie

Awarie budowlane nie są niczym szczególnym, zwłaszcza przy znacznej intensywności realizowanych inwestycji, w tym obiektów liniowych, jednak powinny mieć one charakter losowy. Trudno jest za takie traktować sytuacje, do których doszło w wyniku jednoznacznego lekceważenia ogólnych zasad realizacji procesu budowlanego. Konsekwencje usterek procesu budowlanego nie mogą być ograniczane do awarii. Występują sytuacje, gdy w zasadzie formalnie inwestycja została zrealizowana poprawnie, jednak normalna eksploatacja obiektu napotyka na bardzo duże ograniczenia, a niekiedy jest wręcz niemożliwa. W skrajnym przypadku gotowy (i formalnie przekazany) obiekt ulega dewastacji.

## 2. Błędy projektowania

Dominującą przyczyną awarii budowlanych jest dokumentacja projektowa, w szczególności konsekwencje lekceważenia formalnych wymagań prawa bu-

[1] Ziemowit Suligowski, Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, tel. +48 58 3471409, e-mail: zsuligow@pg.gda.pl

dowlanego [12] oraz regulacji szczegółowych [6, 8, 9, 11]. Szczególnej uwagi wymaga powszechnie niedoceniana dokumentacja fazy projektu koncepcyjnego oraz sporządzana na jej podstawie Specyfikacja Istotnych Warunków Zamówienia (SIWZ). Pozwala ona wprowadzić istotne ograniczenia dopuszczalnych rozwiązań, co zresztą jest warunkowo (bez wskazywania konkretnego wykonawcy, wymagania mogą być ostrzejsze niż normowe) akceptowane przez Krajową Izbę Odwoławczą przy Urzędzie Zamówień Publicznych [5].

Źródłem wielu z późniejszych problemów eksploatacyjnych są również decyzje zapadające w fazie projektu, w tym pomijanie specyficznych (unikatowych) cech konkretnych wyrobów poszczególnych wytwórców. Inny problem to lekceważenie niezbędnych wymagań dla rozwiązań sprecyzowanych w SIWZ. Kolejne wynikają z dodatkowych oszczędności – głównie kosztem jakości materiałów i technologii – wprowadzanych przez wykonawców.

Praktycznie zdecydowana większość awarii obiektów liniowych (zwłaszcza kanalizacyjnych) wiąże się z błędami dotyczącymi oceny warunków posadowienia. Szczególnie poważne błędy popełniane są przy rozpoznaniu położenia (w tym migracji) zwierciadła wody gruntowej. Błędy posadowienia są również istotną przyczyną ograniczeń możliwości późniejszej eksploatacji.

Niezależnie jednak od błędów popełnianych w trakcie projektowania wiele do życzenia pozostawia ciąg dalszy procesu budowlanego. Ostatecznie to w trakcie realizacji ujawniają się różnice pomiędzy warunkami rzeczywistymi a projektowymi. W takiej sytuacji przewidziane są odpowiednie procedury zmian, korzystne z punktu widzenia kierownika budowy i tylko może dziwić, że są zbyt rzadko wykorzystywane (por. [2]). Ponadto szereg podejmowanych działań i zaniechań (rozwiązania zastępcze, podmiany na tańsze materiały, ograniczenia zakresu prac) w trakcie realizacji rzutuje na warunki i możliwości późniejszej eksploatacji.

## 3. Odstępstwa od projektu na budowie

Odstępstwa od rozwiązania projektowego są przy większych inwestycjach praktycznie nieuniknione. Zostało to uwzględnione w ustawie Prawo budowlane [12], gdzie opisano procedury ich legalizacji. Przyjęto rozwiązanie stosunkowo proste, z reguły legalizacja nie powoduje poważniejszego zakłóceniem realizacji inwestycji. Jednak w złej tradycji przyjęła się milcząca akceptacja daleko idących niezalegalizowanych odstępstw, w tym zwłaszcza przez inspektorów nadzoru inwestorskiego jednoznacznie działających wbrew interesom reprezentowanego przez siebie inwestora. Ma to również miejsce w sytuacjach oczywistych, gdy sporządzający dokumentację powykonawczą uprawniony geodeta po prostu nie mógłby nie wykryć różnic.

W zasadzie trudno jest wymienić, jakie odstępstwa od rozwiązania projektowego nie są prawdopodobne. Charakterystyczne przykłady to:

- przeniesienie kanału na przeciwną stronę ulicy bez jakiegokolwiek udokumentowania samego faktu,
- „usuwanie" kolizji przewodu kanalizacji grawitacyjnej z siecią gazową poprzez redukcję (kształtką!) jego średnicy (do Ø 120 mm!) i przepchnięcie „od spodu" (przy okazji dość skutecznie uszkodzono izolację na istniejącym stalowym przewodzie gazowym),
- zastąpienie markowych studzienek rewizyjnych o określonych właściwościach „kombinacją" dość przypadkowych kształtek i prostek,
- istotna redukcja w stosunku do zapisanych w projekcie średnic kanalizacyjnych studzienek rewizyjnych (pojawia się też konflikt opisu średnic przy studzienkach a teleskopowym osadzeniem zwieńczenia zawężającym średnicę podstawową),
- zbyt duże odległości pomiędzy kanalizacyjnymi studzienkami rewizyjnymi, niedostosowane do możliwości eksploatatora,
- zastępowanie studzienek w miejscach krytycznych (zwłaszcza przy zmianach kierunku) kształtką i co najwyżej studzienką przelotową z prostą kinetą,
- zastępowanie właściwych kinet korytami „wyrobionymi" w betonie butelką – w lepszym wariancie przez wyciśnięcie kawałkiem rury,
- zastąpienie projektowanych studzienek rewizyjnych tańszymi rozwiązaniami o innych, mniej korzystnych cechach użytkowych,
- niewłaściwe rozwiązania połączeń przewodów ze studzienkami rewizyjnymi, komorami przepompowni ścieków, itp.,
- zastąpienie projektowanej przepompowni, o określonym poziomie zabezpieczeń, rozwiązaniem tańszym, o niższym poziomie bezpieczeństwa a nawet w ogóle rezygnacja z niego,
- przesunięcie położenia kanału o 70 metrów,
- ułożenie kolektora grawitacyjnego z „falką" dna w wysokości ok. 1,5 metra, uzyskaną na odcinku o długości niespełna 300 m,
- korygowanie położenia rur z tworzyw sztucznych „na desce" z podsypywaniem piasku od spodu,
- niezgodne z zasadami wykuwanie otworów przyłączeniowych do kinet (w skrajnych przypadkach praktyczne zniszczenie „szklanki" studzienki),
- łączenie kanałów ze studzienkami (komorami, itp.) „na sztywno" bez możliwości kompensacji osiadań,
- wypełnianie otworów w płaszczach studzienek przypadkowym materiałem (w tym gruzem).

Szczególnej uwagi wymaga to, że wprawdzie decyzje zapadały na budowach, to jednak (przynajmniej formalnie) funkcjonowali inspektorzy nadzoru inwestorskiego i za każdym razem potwierdzali zgodność wykonania z zatwierdzonym projektem. Ponadto zbyt często mamy do czynienia z nieodpowiednim składowaniem elementów na placu budowy i w konsekwencji ich uszkodzeniami.

Problemem o wyjątkowym znaczeniu pozostaje brak zgodności projektowych warunków posadowienia ze stanem rzeczywistym. Może to być zdarzenie losowe, jak też efekt nadmiernego ograniczenia zakresu prac przedprojektowych, czy też ich niestarannego wykonania. Na problemy związane z ustaleniem właściwego położenia zwierciadła wody gruntowej zwraca uwagę Raganowicz [6]. Ponadto podłoże ulega zmianom z upływem czasu i ocena w fazie projektu nie musi być niezmienna.

Zwraca uwagę, że w skrajnym przypadku wykonawca nie potrafił odróżnić podłoża torfowego od piaszczysto-gliniastego występującego w projekcie. Lokalny doświadczony projektant nie potrafił (już po awarii) opracować odpowiedniego posadowienia, chociaż na przedmiotowym terenie podłoże torfowe jest dość powszechne.

## 4. Szczególne miejsce przepompowni ścieków, użyteczność obiektu

Warunki terenowe w Polsce narzucają konieczność częstego korzystanie z przepompowni ścieków. Problem pogłębia się z powodu przyłączania do kanalizacji mniej korzystnie położonych terenów. Powszechna dostępność relatywnie tanich rozwiązań nie wymagających stałej obsługi powoduje szybki wzrost liczby eksploatowanych obiektów. Przykładowo w jednym z dużych systemów przez wiele lat funkcjonowało ok. 10 przepompowni, a obecnie jest ich ponad 160. W ramach systemów gminnych, funkcjonujących na obszarach o niskiej intensywności użytkowania, powstaje po kilkadziesiąt przepompowni.

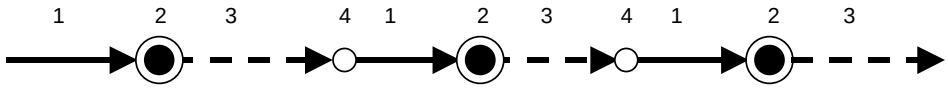
Znaczna liczba przepompowni rozproszonych na dużych obszarach wymaga odpowiedniego rozwiązania eksploatacji, przy czym z konieczności (brak stałej obsługi) musi być ona scentralizowana. Powyższa sytuacja wymaga szczególnie sprawnego przekazu informacji o stanach awaryjnych. Praktycznie może być przyjęta następująca gradacja (od najmniej zawodnych do najbardziej zawodnych):

- automatyczne przełączenie zasilania na awaryjne źródło zasilania (prądnicę),
- sygnalizacja w dyspozytorni przerwy w zasilaniu, z równoczesną blokadą przepompowni wyżej położonych w systemie,
- sygnalizacja w dyspozytorni przerwy w zasilaniu,
- sygnalizacja przerwy w zasilaniu na zewnątrz przepompowni (sygnał świetlny, sygnał dźwiękowy),
- sygnalizacja na zewnątrz przepompowni (sygnał świetlny, sygnał dźwiękowy) przepełnienia zbiornika z pomiarem elektronicznym,
- sygnalizacja na zewnątrz przepompowni (sygnał świetlny, sygnał dźwiękowy) przepełnienia zbiornika z pomiarem mechanicznym (pływak).

Praktycznie nie jest możliwe zapewnienie podwójnego, niezależnego zasilania z sieci energetycznej. Można natomiast zbyt często mówić o podwyższo-

nym prawdopodobieństwie awarii zasilania. Problemy niezawodności zasilania dotyczą zarówno zwartych dużych systemów, jak też rozproszonych na znacznych obszarach. W rozległych systemach, na terenach o niskiej intensywności użytkowania, może pojawić się dodatkowo problem różnych eksploatatorów sieci energetycznych, działających w ramach danego układu kanalizacji.

Ostatecznie, dla potrzeb organizacji eksploatacji, konieczne jest zapewnienie niezawodnej sygnalizacji stanu obiektów. Jako minimum należałoby przyjąć sygnalizację przerw w zasilaniu, przy czym w charakterystycznym mieszanym układzie (rys. 1). Szczególne zagrożenia wiążą się z zablokowaniem niżej położonej przepompowni przy równoczesnej pracy obiektów położonych wyżej. Wówczas występują gwałtowne napływy ścieków (cykle pracy przepompowni), a poziom zagrożenia odpowiada rzędnej terenu lokalizacji przepompowni (rys. 2). Instalacje w budynkach powinny być tak zaprojektowane, aby w przypadku przepełnienia przepompowni nie mogło dojść do zalewań.

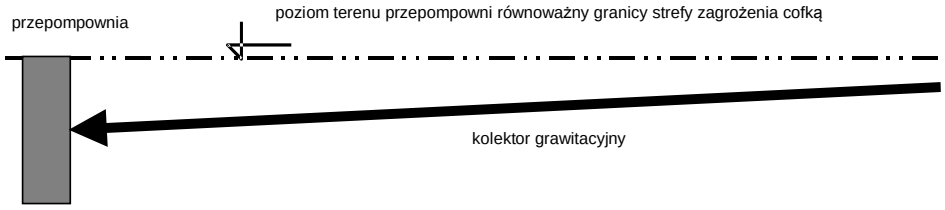



Rys. 1. Charakterystyczny układ mieszany kanalizacji: 1 – kolektor grawitacyjny, 2 – przepompownia ścieków, 3 – kolektor ciśnieniowy, 4 – komora rozprężna

Fig. 1. The distinctive arrangement of mixed sewage: 1 - gravitational sewer, 2 - sewage pumping station, 3 - manifold pressure, 4 - expansion chamber

Bezwzględnie trzeba przestrzegać minimalnych standardów w zakresie bezpieczeństwa sygnalizacji, powinien tu być konsultowany przyszły eksploatator. Przykładowo w sytuacji, gdy doszło do wyjątkowo dokuczliwych awarii:

- dokumentacja fazy projektu koncepcyjnego oraz SIWZ zostały opracowane bardzo starannie,
- jednoznacznie określono wymagania w stosunku do zainstalowanej sygnalizacji,
- dokumentacja fazy projektu budowlanego została opracowana starannie zwłaszcza na tle analogicznych opracowań,
- projektant wprawdzie zamieścił w opracowaniu jako przykład odpowiedniej klasy przepompownię ścieków, ale w części opisowej nie powtórzył dosłownie zapisów SIWZ,
- wykonawca postanowił zaoszczędzić kosztem jakości wprowadzając własne rozwiązanie przepompowni,
- ostatecznie uzyskano po wielu próbach zabezpieczenia mniej więcej odpowiadające warunkom określonym w SIWZ, ale (pomijając koszty likwidacji awarii oraz koszty społeczne) koszt zakupu kolejnych wariantów rozwiązania istotnie przekroczył koszt zakupu od razu urządzenia spełniającego warunki SIWZ.




Rys. 2. Praktyczny poziom zagrożenia w przypadku zablokowania przepompowni przy równoczesnej pracy wyżej położonych obiektów

Fig. 2. Practical threat level for blocking the pumping station at the same time work higher up in the pumping station

Bardzo niepokoi, że działalność wykonawcy spotkała się z pełną akceptacją inspektora nadzoru inwestorskiego. Potwierdzeniem tego jest dokumentacja budowy, gdzie inspektor jednoznacznie potwierdzał nieprawdę, równocześnie kierownik budowy i inspektor nadzoru wdali się w długi spór z geodetami sporządzającymi niezależnie od siebie dokumentację powykonawczą i wykazującymi analogiczne samowolne odstępstwa.

## 5. Zmiany w regulacjach prawnych w 2015 r.

W roku 2015 ustawa Prawo budowlane [12] ulegała częstym zmianom, w tym odnoszącym się do zasad udzielania pozwoleń na budowę (regulacja z dnia 15 września 2015, Dziennik Ustaw 2015 poz. 1265). Zgodnie z treścią art. 29.1. pozwolenia nie wymaga m.in. budowa:

- przydomowych oczyszczalni ścieków o wydajności do 7,50 $m^3$ na dobę,
- zbiorników bezodpływowych na nieczystości ciekłe o pojemności do 10 $m^3$,
- przydomowych basenów i oczek wodnych o powierzchni do 50 $m^2$,
- sieci:
  - elektroenergetycznych obejmujących napięcie znamionowe nie wyższe niż 1 kV,
  - wodociągowych,
  - kanalizacyjnych,
  - cieplnych,
  - telekomunikacyjnych.

Budowa przyłączy już zgodnie z wcześniejszymi regulacjami nie wymagała uzyskania pozwolenia.

Aczkolwiek obiekty podlegają zgłoszeniu, inwestor może wystąpić z wnioskiem o wydanie decyzji o pozwoleniu na budowę. W zgłoszeniu należy określić rodzaj, zakres i sposób wykonywania robót budowlanych oraz termin ich rozpoczęcia. Zgłoszenie należy dokonać przed terminem zamierzonego rozpoczęcia robót budowlanych, a właściwy organ, w terminie 30 dni od dnia doręczenia

zgłoszenia, może wnieść sprzeciw w drodze decyzji. Do wykonywania robót budowlanych można przystąpić, jeżeli organ nie wniósł sprzeciwu w tym terminie. W przypadku nierozpoczęcia wykonywania robót budowlanych przed upływem 3 lat od określonego w zgłoszeniu terminu ich rozpoczęcia, rozpoczęcie tych robót może nastąpić po dokonaniu ponownego zgłoszenia. W razie konieczności uzupełnienia zgłoszenia właściwy organ nakłada na zgłaszającego, w drodze postanowienia, obowiązek uzupełnienia, w określonym terminie, brakujących dokumentów, a gdy nie zostało to wykonane wnosi sprzeciw w drodze decyzji.

W konsekwencji zmodyfikowano procedurę odstępstw od projektu: istotne odstąpienie od zatwierdzonego projektu budowlanego lub innych warunków pozwolenia na budowę jest dopuszczalne jedynie po uzyskaniu decyzji o zmianie pozwolenia na budowę. Istotne odstąpienie od projektu budowlanego złożonego wraz ze zgłoszeniem budowy m.in. sieci: wodociągowych, kanalizacyjnych, cieplnych i telekomunikacyjnych, wobec którego właściwy organ nie wniósł sprzeciwu, jest dopuszczalne jedynie po uzyskaniu decyzji o pozwoleniu na budowę dotyczącej całego zamierzenia budowlanego.

Trudno jednoznacznie ocenić konsekwencje zmian, jednak biorąc pod uwagę dotychczasowe doświadczenia raczej trudno oczekiwać aby wpływały one istotnie na proces inwestycyjny. Merytoryczne kompetencje organów często były dość problematyczne (choć w ostatnim czasie zaostrzono formalne wymagania, np. w stosunku do pracowników Nadzoru Budowlanego), a zmieniona procedura dość dobrze wpisuje się w stanowisko Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego (GINB).

## 6. Konsekwencje stanowiska Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego

Na stronie internetowej GINB w dniu 06.10.2015 r zamieszczono jego stanowisko, zgodnie z którym:

- budowa instalacji elektroenergetycznych, wodociągowych, kanalizacyjnych, cieplnych i telekomunikacyjnych wewnątrz budynku nie wymaga ani uzyskania decyzji o pozwoleniu na budowę, ani dokonania zgłoszenia,
- realizacja instalacji elektroenergetycznych, wodociągowych, kanalizacyjnych, cieplnych i telekomunikacyjnych jest możliwa także w trakcie budowy budynku,
- poprzednio istniała możliwość uzyskania decyzji o pozwoleniu na budowę budynku bez instalacji, jeżeli dla projektu obiektu nie przewidywano budowy instalacji, a obiekt spełniał wymagania wskazane w art. 5 ustawy – Prawo budowlane [12]; ponadto to inwestor określa zakres planowanych robót budowlanych we wniosku o pozwolenie na budowę,

- uzyskanie pozwolenia na budowę jest prawem, a nie obowiązkiem inwestora, zatem gdy chce on wystąpić z wnioskiem o pozwolenie na budowę budynku bez instalacji, organ nie może mu tego prawa ograniczać, jeśli projekt jest kompletny, a projektant i sprawdzający oświadczyli, że projekt sporządzono zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej,
- zwolnienie jakiejś inwestycji z konieczności uzyskania pozwolenia na budowę i dokonania zgłoszenia nie oznacza, że została ona zwolniona z konieczności spełniania wymagań określonych w pozostałych przepisach ustawy czy aktach wykonawczych. W związku z powyższym do realizacji takich inwestycji (np. instalacji wewnętrznych) nadal zastosowanie znajdą przepisy techniczno-budowlane, w tym szczegółowe wymagania określone w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. [7],
- zakres i treść projektu budowlanego powinny być dostosowane do specyfiki i charakteru obiektu oraz stopnia skomplikowania robót budowlanych,
- dodatkowo zakres i treść projektu budowlanego powinny być dostosowane do specyfiki i charakteru obiektu oraz stopnia skomplikowania robót budowlanych: zgodnie zaś z §7 ust. 1 Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. [6] wymagania rozporządzenia należy spełnić uwzględniając właściwości danego obiektu budowlanego, takie jak przeznaczenie, sposób użytkowania oraz rodzaj i specyfikę obiektu budowlanego. Projektant powinien się przy tym kierować przede wszystkim art. 5 ust. 1 ustawy Prawo budowlane [12], określającym wymagania, jakie musi spełniać obiekt budowlany. Tym samym, jeśli projektowany obiekt spełnia te wymagania bez instalacji wewnętrznych lub bez instalacji konkretnego rodzaju, projektant nie ma obowiązku zamieszczać ich w projekcie budowlanym. Ponadto instalacje te mogą być realizowane osobno bez konieczności uzyskania pozwolenia na budowę,
- natomiast pomimo braku obowiązku sporządzania projektu budowlanego dla ww. instalacji, zgodnie z wolą inwestora, poszczególne instalacje nadal mogą być zamieszczane w projekcie budowlanym,
- instalacje będą również zamieszczane w projekcie budowlanym w sytuacji, gdy w ocenie projektanta przeznaczenie, sposób użytkowania oraz rodzaj i specyfika obiektu budowlanego, konkretne przepisy lub inne okoliczności, np. wymóg zasilania w energię elektryczną z sieci, będą skutkowały koniecznością opracowania projektu lub schematu instalacji.

W ślad za powyższym pismem z dnia 12.10.2015 r. skierowanym do wszystkich wojewodów pismo GINB przypomina, że „organ rozpatrujący wniosek o pozwolenie na budowę, lub zgłoszenie budowy, nadal nie ma prawa ingerować w zawartość merytoryczną załączonego projektu architektoniczno-budowlanego. Nie może więc ocenić także, czy projekt architektoniczno-budowlany prawidłowo zawiera bądź nie zawiera instalacji wewnętrznych”.

Bardzo prawdopodobnie dla oszczędności znaczna część projektów nie będzie zawierać projektów instalacji. GINB można w jakimś stopniu postrzegać jako ocenę dotychczasowej dość powszechnej (zresztą z bardzo różnymi skutkami) praktyki na terenach o niskiej intensywności użytkowania przy okazji wprowadzania na nie infrastruktury.

Opierając się na dotychczasowych doświadczeniach z tego typu realizacjami jako główne zagrożenie można traktować:

- brak oceny relacji rzędnych przyborów kanalizacyjnych (w tym wpustów) w stosunku do rzędnych sklepień przewodów ulicznych,
- brak identyfikacji strefy zagrożenia cofką, np. w wyniku zablokowania przepompowni ścieków,
- trudności z prawidłowym określeniem lokalizacji oraz rodzaju urządzeń [4] przeciwzalewowych.

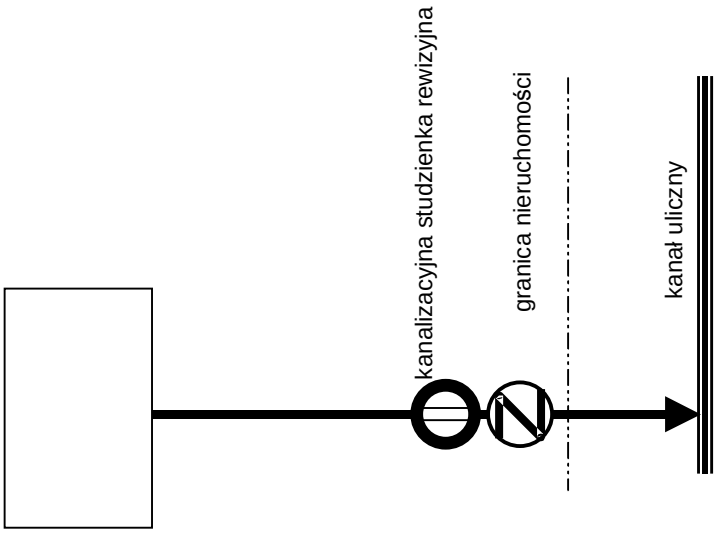
Dodatkowym problemem staje się ochrona przed odorami – możliwość odprowadzenia gazów z kanału do przykanalika oraz przewietrzenia przez instalacje domowe. Jednak już samo dopuszczenie stosowania zaworów napowietrzających w instalacjach na terenach o niskiej intensywności użytkowania jest mocno problematyczne, zbyt często w ogóle nie wykonuje się pionów wentylowanych. W odniesieniu do instalacji wodociągowych efektem braku odpowiednich projektów może być powiększone zagrożenie skażeniami w wyniku cofki.

Jakimś rozwiązaniem kompromisowym mogłoby być:

- bezwzględne przestrzeganie zasady przyłączania nieruchomości przez kanalizacyjną studzienkę rewizyjną,
- wprowadzenie zapisu o obowiązkowym zaopatrywaniu pionów w wywiewki,
- wprowadzenie zapisu o obowiązku stosowania w strefach zagrożonych zalaniem automatycznych urządzeń przeciwzalewowych (rys. 3),
- deklarowanie braku odpowiedzialności za skutki w przypadku automatycznych urządzeń przeciwzalewowych instalowanych dopiero w budynku, względnie ograniczenie się do sterowanych ręcznie,
- zwiększenie wymagań w stosunku do zaworów antyskażeniowych [3] montowanych na przyłączach wodociągowych.

## 7. Problem odbioru

Obowiązek odbioru inwestycji jest zapisany w ustawie [12] i zaliczony do obowiązków inwestora: „należy zorganizowanie procesu w tym zapewnienie: opracowania projektu budowlanego (i stosownie do potrzeb innych projektów), objęcia kierownictwa budowy przez kierownika budowy, opracowania planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, wykonania i odbioru robót budowlanych przez osoby o odpowiednich kwalifikacjach zawodowych”.




Rys. 3. Ogólna zasada stosowania zamknięcia przeciwzalewowego

Fig. 3. The general principle of the use of closing against flooding

Na kierownika budowy nałożono obowiązek zgłoszenia inwestorowi do sprawdzenia lub odbioru wykonanych robót ulegających zakryciu, bądź zanikających oraz zapewnienie dokonania wymaganych przepisami lub ustalonych w umowie prób i sprawdzeń instalacji, urządzeń technicznych i przewodów kominowych przed zgłoszeniem obiektu budowlanego do odbioru oraz zgłoszenia obiektu budowlanego do odbioru odpowiednim wpisem do dziennika budowy oraz uczestniczenie w czynnościach odbioru i zapewnienie usunięcia stwierdzonych wad.

Natomiast na inspektora nadzoru nakłada się m.in. obowiązek sprawdzania i odbioru robót budowlanych ulegających zakryciu lub zanikających, uczestniczenia w próbach i odbiorach technicznych instalacji, urządzeń technicznych i przewodów kominowych oraz przygotowania i udziału w czynnościach odbioru gotowych obiektów budowlanych i przekazywanie ich do użytkowania.

Do dokumentacji budowy zaliczono m.in. „protokoły odbiorów częściowych i końcowych", ale nie nałożono obowiązku sporządzania protokołów ani ich formy, ani nie określono zasad prowadzenia odbiorów (jednoosobowo, czy komisyjnie). W praktyce co najmniej ostatnich lat często:

- kierownik budowy zgłasza wykonane prace do odbioru,
- odbiera je jednoosobowo inspektor nadzoru inwestorskiego,
- nie sporządza się protokołu odbioru poprzestając na lakonicznym wpisie do dziennika budowy.

Ostatecznym efektem są wadliwe realizacje, niezgodnie z założeniami projektowymi czy też rzeczywistymi warunkami. Obiekty mogą mieć gorsze para-

metry użytkowe, w skrajnych przypadkach mogą nie nadawać się do eksploatacji. Zwraca uwagę dwuznaczna rola wielu spośród inspektorów nadzoru inwestorskiego. Zaskakuje łatwość poświadczania nieprawdy w dokumentacji budowy, czy też wręcz jej fałszowanie.

## 8. Procedura odbioru

Odbiór robót budowlanych jest jednym z kluczowych etapów procesu inwestycyjnego, potwierdzającym wykonanie, otwierającym wykonawcy prawo do żądania wynagrodzenia. Jednak może równocześnie wykazać braki oraz otwiera bieg terminów rękojmi. Często odbiór staje się początkiem sporów między inwestorem a wykonawcą, jego właściwa organizacja zapewnia bezpieczeństwo wszystkich stron zaangażowanych w proces inwestycyjny. W przypadku inwestycji współfinansowanych z różnych funduszy występuje dodatkowo element trwałości efektu, praktycznie oznacza to możliwość powtórnego odbioru inwestycji nawet po upływie 5 lat od jej ukończenia ze wszelkimi konsekwencjami finansowymi wynikającymi z braku zachowania efektu (ograniczenie, nawet cofnięcie, dofinansowania oraz naliczenie odsetek od zakwestionowanych kwot).

Konieczne jest wprowadzenie stosownych zapisów do umowy na roboty budowlane. Przykładem lokalnych regulacji jest opracowanie gdańskie [1] przygotowane na zlecenie Zarządu Dróg i Zieleni. Uwzględniono w nim:

- wymagania odnośnie materiałów do wykonania regulacji wysokościowej,
- wymagania dotyczące sprzętu,
- wymagania dotyczące transportu,
- dokładne zasady wykonania robót,
- wymagania dotyczące zasad kontroli jakości robót,
- ogólne zasady obmiaru robót,
- ogólne zasady odbioru robót,
- ustalenia dotyczące podstawy płatności,
- zestawienie norm przywołanych w specyfikacji technicznej.

Specyfikacja [1] stanowi dokument przetargowy i kontraktowy przy zlecaniu i realizacji robót na drogach publicznych oraz wewnętrznych zlokalizowanych w granicach administracyjnych Miasta Gdańska (w którego imieniu działa Zarząd Dróg i Zieleni). Dla jednoznaczności zamieszczono określenia podstawowe (z odniesieniem się do pozostałych) zestawienie przepisów.

Procedury związane z odbiorem muszą być dostosowane do wymagań specyficznych dla poszczególnych grup materiałowych. Praktyka obrotu gospodarczego w budownictwie wykształciła kilka rodzajów odbiorów, w tym:

- odbiór końcowy,
- odbiór robót ulegających zakryciu albo zanikających zgłoszonych do odbioru przez kierownika budowy,

- odbiór przejściowy (od podwykonawców robót, w szczególności poszczególnych instalacji), które w przyszłości będą przedmiotem odbioru między inwestorem a wykonawcą robót,
- odbiór częściowy – odbiór określonych etapów robót, w ramach jednego przedmiotu odbioru, stwierdzone protokołami stanu robót, stanowiącymi podstawę rozliczenia za dany etap,
- odbiór pogwarancyjny.

Do udziału w odbiorze robót budowlanych zobowiązani są:

- kierownik budowy, do którego obowiązków należy zgłoszenie obiektu do odbioru odpowiednim wpisem do dziennika budowy,
- inwestor (osobiście, lub przez wskazanego pełnomocnika),
- odpowiedni rzeczoznawcy budowlani, przy czym wg ustawy Prawo budowlane [12] zapewnienie odbioru przez osoby o odpowiednich kwalifikacjach należy do obowiązków inwestora,
- inspektor nadzoru inwestorskiego (o ile został powołany), stąd inspektor nadzoru nie jest i nie powinien być pełnomocnikiem inwestora,
- kierownicy robót.

Przepisy nie nakładają obowiązku sporządzenia protokołu odbioru przedmiotu umowy o roboty budowlane, jednak zgodnie z art. 462 k.p.c. każdy wykonawca spełniający świadczenia może domagać się sporządzenia protokołu traktując go jako formę pokwitowania. Brak może stwarzać istotne problemy przy rozwiązywaniu zagadnień spornych, rozpoczynając od usuwania wad. Przy braku protokołu skutki prawne związane z odbiorem należy liczyć od chwili oddania przedmiotu umowy, nawet gdyby po pewnym czasie został sporządzony protokół dokumentujący fakt odbioru.

## 9. Wymagania formalne

Istniejące w systemie prawnym braki i niedomówienia, związane z odbiorem inwestycji, stwarzają szereg problemów w przyszłości. Powinny one odpowiadać poziomowi obiektu oraz aktualnym warunkom budowlanym i opierać się na jednoznacznych zasadach. Jedynym rozwiązaniem w obecnej sytuacji jest wprowadzanie jednoznacznych zapisów do kontraktów z wykonawcą.

Brak jest aktualnych warunków technicznych odbioru, zamieszczonych w Dzienniku Ustaw w postaci „warunków” wydanych przez właściwego ministra, co powinno stwarzać podstawę do traktowania zapisów jako obligatoryjnych. Jest to szczególnie istotne w odniesieniu do małych systemów, zwłaszcza na terenach o rozproszonej zabudowie, gdzie trudno spodziewać się dostatecznej jakości eksploatacji. Brak przy tym aktualnych standardów w zakresie eksploatacji infrastruktury.

## 10. Propozycja rozwiązania

Terminy oddawania obiektów podporządkowane są obecnie w znacznym stopniu zachowaniu dotacji, czego efektem jest częsta fikcyjność odbiorów końcowych. Znacząca część zaistniałych zdarzeń została jednak zainicjowana przez sytuacje stworzone znacznie wcześniej – jeszcze w fazie przygotowania inwestycji oraz realizacji robót zanikających. Dotychczasowa praktyka wymusza traktowanie inspektora nadzoru inwestorskiego jako osoby nie zasługującej na całkowite zaufanie, potrzebna jest kontrola jego działania na budowie. W tej sytuacji procedury odbiorowe powinny być wpisane do umowy na roboty budowlane, nie można ich pozostawić samemu inspektorowi.

W szczególności wszystkie odbiory robót powinny być prowadzone komisyjnie i udokumentowane odpowiednimi protokołami. Inspektor nadzoru inwestorskiego nie powinien być uznawany przy odbiorach jako przedstawiciel inwestora. Ze względu na specyfikę funkcjonowania polskich przedsiębiorstw branżowych i ich miejsce w procesie inwestycyjnym, do komisji odbioru powinien być włączany również przedstawiciel przyszłego eksploatatora. Takie rozwiązanie powinno ograniczyć możliwość fikcyjnych kontroli na budowach oraz pozornych odbiorów i w efekcie sporządzania nieprawdziwej dokumentacji budowy.

### Literatura

[1] Edel R., Pszczoła M.: Opracowanie specyfikacji technicznej regulacji wysokościowej urządzeń uzbrojenia podziemnego wodno – kanalizacyjnych, kanalizacji deszczowej oraz urządzeń gazowych w Gdańsku, Politechnika Gdańska, 2013, http://www.gdmel.pl, http://www.zdiz.gda.pl.

[2] Paprocki P., Koda E.: Zmiany w procedurach ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych, Inżynier Budownictwa, wyd. internetowe 18. 02. 2013.

[3] PN-EN 1717: Ochrona przed wtórnym zanieczyszczeniem wody w instalacjach wodociągowych i ogólne wymagania dla urządzeń zapobiegających zanieczyszczeniom przez przepływ zwrotny.

[4] PN-EN 13564: Urządzenia przeciwzalewowe w budynkach.

[5] Pozacenowe kryteria oceny ofert w postępowaniu o udzielenie zamówienia publicznego, Urząd Zamówień Publicznych, Warszawa 2012.

[6] Raganowicz A.: Projektowanie urządzeń do rozsączania wód deszczowych. Poziom zwierciadła. Cz. I i Cz. II, Magazyn Instalatora, nr 9 i 11, 2015.

[7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie: Dz. U. 2015, poz. 1422.

[8] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego: Dz. U. 2012, poz. 462.

[9] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 czerwca 1998 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych: Dz. U. 1998, nr 126.

[10] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 23 grudnia 2011 w sprawie dokumentacji hydrogeologicznej i dokumentacji geologiczno-inżynierskiej: Dz. U. 2011, nr 291.

[11] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, Dz. U. 2012, poz. 463.

[12] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. Tekst jednolity. Dz. U. 2013, poz. 1409, z późn. zm.; uaktualniona wersja opublikowana w styczniu 2016 r. na stronie internetowej: http://www.gunb.gov.pl.

## ORDERING OF THE BUILDING PROCESS ACCEPTANCE PHASE

**S u m m a r y**

Characteristic risks of the building process are presented. It has been shown the need to organize this process, lack of formal acceptance procedures and disregard for the receipt of work to be the specific problems. Occurring failures are the result of mistakes made at all stages of the building process. A special place is occupied by the attitude of the building manager and the investor's supervision inspector. Particularly at risk proved to be the organizational structures and people the former existing structures of the agricultural drainage area.

**Keywords:** building failures, building process, quality control, acceptance procedures

DOI: 10.7862/rb.2016.178

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 471-494

**Marta WARDAS-LASOŃ**[1]

# ODPADY W PODŁOŻU STAREGO KRAKOWA W ASPEKCIE USTAWY O ZAPOBIEGANIU SZKODOM W ŚRODOWISKU

W podłożu Starego Krakowa obecne są grunty antropogeniczne o charakterze gleb składowiskowych, które zawierają zanieczyszczenia wytworzone w danym miejscu lub naniesione za pomocą rynsztoków, rowów, fos lub młynówek. W wyniku ingerencji w infrastrukturę podziemną dochodzi do zmian właściwości fizykochemicznych, co powoduje naruszenie równowagi geochemicznej i w przypadku takich gruntów może doprowadzić do szkody w środowisku. Historyczne odpady stanowią zagrożenie i są przyczyną zanieczyszczenia gruntów (gleby i ziemi) oraz wód podziemnych. Czy zatem „posiadacz" odpadów, w których znajdują się cenne artefakty podlegające ochronie, może być traktowany jako „sprawca"? Wykopaliska lub wykopy ratunkowe to realizacja specyficznych prac ziemnych. Są one wykonywane przez archeologów lub pod ich nadzorem jako metoda prowadzenia rzetelnych badań przed rozpoczęciem prac budowlanych. Celem opracowania jest pokazanie, że eksploracje identyfikujące, dokumentujące i inwentaryzujące artefakty archeologiczne mogą uaktywniać potencjalne źródła zanieczyszczenia. Na podstawie wyników badań geochemicznych, wykonywanych w miarę postępu prac archeologicznych, wskazano charakterystyczne dla rejonu Starego Krakowa czynniki, które mogą generować ryzyko skażenia środowiska. Zagrożenie odnoszono głównie do rejonu sąsiadującego z miejscem prowadzenia prac, ale dotyczy także zagadnień redeponowania wydobywanych gruntów. Testem decydującym o zakwalifikowaniu odpadów, pod względem bezpieczeństwa dla środowiska gruntowo-wodnego, do grupy niebezpiecznych są badania składu chemicznego wyciągów wodnych. Na podstawie oceny jakości wyciągów, sporządzonych dla próbek gruntów z podłoża Starego Krakowa, stwierdzono w wielu przypadkach przekroczenia wartości standardów emisyjnych. Należy zatem uznać, że naruszenie warstw archeologicznych może stać się uciążliwe dla środowiska, gdyż z reemisją zanieczyszczeń mamy do czynienia zarówno w miejscach prowadzenia eksploracji, jak i na terenach składowania historycznych gruntów.

**Słowa kluczowe:** odpady historyczne, artefakty, gleby składowiskowe, zanieczyszczenia historyczne, szkoda środowiskowa

[1] Marta Wardas-Lasoń, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Katedra Ochrony Środowiska, Wydział Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska, 30-059 Kraków, al. Mickiewicza 30, tel. + 48 (012) 617 3557, + 48 (012) 604939596, e-mail: wardas.marta@gmail.com

## 1. Nawarstwienia archeologiczne jako odpady w sensie prawnym

Przedstawione w artykule badania dotyczą w głównej mierze Starego Krakowa i nawarstwień archeologicznych, za jakie uznaje się warstwy i zasypy historyczne, których rozpoznawanie i zachowanie ma znaczenie dla dziedzictwa kulturowego. W ich składzie występują grunty naturalne i antropogeniczne, które w rozważaniach odróżniono od osadów, tj. utworów związanych z oddziaływaniem wody i ścieków. Największy nacisk położono na badania warstw średniowiecznych, w których obok cennych artefaktów, występują w znacznych koncentracjach zanieczyszczenia związane z funkcjonowaniem miasta. Innym pojęciem są gleby składowiskowe. Stanowią one przykład gleb miejskich, które w skutek działalności budowlanej czy transportu, instalowania mediów w infrastrukturze podziemnej złożone są z materiałów o różnej genezie, zarówno rodzimych, jak i mieszanych. Często w ich strukturze obecne są także grunty naniesione. Przemieszanie utworów różnowiekowych, tj. warstw kulturowych i namułów związanych z historycznymi kolektorami wodno-ściekowymi, w wyniku wtórnej emisji zawartych w nich zanieczyszczeń, powoduje, że wykazują one właściwości odpowiadające kategorii odpadów.

Zgodnie z Ustawą o odpadach [27] „…domniemywa się, że władający powierzchnią ziemi jest posiadaczem odpadów znajdujących się na nieruchomości". Ustawa nie ma zastosowania do „gruntu w pierwotnym położeniu (w miejscu), w tym niewydobytej zanieczyszczonej gleby…", oraz do „niezanieczyszczonej gleby i innych materiałów występujących w stanie naturalnym, wydobytych w trakcie robót budowlanych, pod warunkiem, że materiał ten zostanie wykorzystany do celów budowlanych w stanie naturalnym na terenie, na którym został wydobyty". Z tego wynika, że w związku z realizacją inwestycji, wymagającej wydobycia i przemieszczenia gruntu (ziemi z wykopów), konieczne jest zbadanie występowania zanieczyszczeń. Analiza obecności wszelkich źródeł, czyli tzw. czynników sprawczych, także istniejących w przeszłości, może być pomocna w oszacowaniu stopnia i rodzaju skażenia oraz zmian form związania, do jakich potencjalnie może dochodzić po zdeponowaniu zanieczyszczonego gruntu na powierzchni terenu.

Jeśli inwestycja dotyczy obszarów nieobjętych ochroną konserwatorską, a grunty z wykopów zostaną zakwalifikowane do odpadów, podlegają składowaniu lub możliwy jest ich ewentualny odzysk. Natomiast w miastach zabytkowych grunt z wykopów traktowany jest w pierwszym rzędzie jako obiekt badań. Zawiera cenne informacje historyczne, przejawiające się w postaci artefaktów i przez to nawarstwienia archeologiczne stanowią materialne świadectwo dziejów osadnictwa, działalności handlowej i rzemiosła. Po rozpoznaniu ich struktury i stratygrafii oraz wyeksplorowaniu wszelkich źródeł archeologicznych uznaje się, że jako „ziemia, czy ziemia z gruzem" mogą zostać wywiezione. Zwykle pominięte zostają jakiekolwiek badania stanu zanieczyszczenia. Gdyby więc nie

brać pod uwagę ich właściwości fizykochemicznych dopuszczana jest nawet możliwość zwolnienia z obowiązku ewidencjonowania [21] w przypadku odpadów o kodzie 17 05 04 - gleba i ziemia w tym kamienie, inne niż wymienione w 17 05 03, przy znacznym, do 5 Mg/rok, ograniczeniu ich masy. Prawo ochrony środowiska, regulujące zasady gospodarowania odpadami w Polsce [28] dopuszcza, że tego rodzaju materiał może być składowany nawet w sposób nieselektywny, na podstawie rozporządzenia w sprawie katalogu odpadów [22] (kod 7 05 - gleba i ziemia (włączając glebę i ziemię z terenów zanieczyszczonych oraz urobek z pogłębiania): 17 05 04 - gleba i ziemia, w tym kamienie, inne niż wymienione w 17 05 03; 17 05 06 - urobek z pogłębiania inny niż wymieniony w 17 05 05) [16]. Wówczas jednak składowisko powinno być okresowo monitorowane, ze szczególnym uwzględnieniem wskaźników takich jak odczyn (pH) i przewodnictwo elektrolityczne właściwe (PEW). Jeśli na składowisku gromadzone są odpady komunalne wymagane jest także określenie stężeń metali, w tym miedzi (Cu), cynku (Zn), ołowiu (Pb), kadmu (Cd), chromu ($Cr^{+6}$) i rtęci (Hg) [19, 23]. W datowanych na średniowieczne nawarstwieniach archeologicznych miast mamy do czynienia z tego rodzaju odpadami i z tego względu powinno to dotyczyć także takich gruntów, a w Krakowie na pewno w związku z koncentracjami miedzi i ołowiu.

Ustawa o odpadach [27] kolejno precyzuje, że „każdy, kto podejmuje działania powodujące lub mogące powodować powstanie odpadów, powinien takie działania planować, projektować i prowadzić przy użyciu takich … form usług … aby …ograniczać … ich negatywne oddziaływanie na życie i zdrowie ludzi oraz na środowisko…" oraz „odpady, których powstaniu nie udało się zapobiec, posiadacz odpadów w pierwszej kolejności jest obowiązany poddać odzyskowi". W tym miejscu należy wskazać, że odpowiednie regulacje dotyczące sposobów zagospodarowania zarówno gruntu (gleby i ziemi), jak i osadów z pogłębiania zbiorników wodnych zamieszczono w rozporządzeniu w sprawie odzysku odpadów poza instalacjami i urządzeniami [17]. Warunki zastosowania określonego procesu odzysku związane są m.in. z koniecznością wykonania szeregu badań i spełnienia standardów emisyjnych, np. dotyczących odcieków czy wyciągów wodnych albo imisyjnych dla wód podziemnych lub gleb w miejscu przyszłego deponowania odpadów.

Uznano, że o zagrożeniu szkodą w środowisku w przypadku redeponowania gruntu lub osadów, w kontekście celu ich zagospodarowania lub wtórnego użycia, decydują określone właściwości tych materiałów. W przypadku wyciągów wodnych (1:2 lub 1:10), sporządzonych z odpadów [14], ich zagrożenie dla środowiska optymalnie charakteryzują wskaźniki m.in. takie jak: pH, PEW, As, Cd, Co, $Cr^{6+}$, Cu, Mo, Ni, Pb, V, Zn, Hg, S, oraz $F^-$, $Cl^-$ i $SO_4^{2-}$. Wynik pomiarów ich wartości i stężeń w wyciągach wodnych można ocenić na podstawie kryteriów (tab. 1), które warunkują dopuszczenie odpadów do składowania na składowisku odpadów obojętnych [15]. W rozporządzeniu zwraca się uwagę, że badania

można pominąć w przypadku odpadu o kodzie 17 05 04, ale są wymagane dla gruntu (ziemi i kamieni) z miejsc skażonych.

Tabela 1. Dopuszczalne graniczne wartości wymywania dla odpadów przyjmowanych na składowiska odpadów obojętnych (na podstawie [15])

Table 1. Permissible limits for leaching of waste accepted at landfills for inert waste (based on [15])

| **Zakres badań (testing range)** | **Dopuszczalne graniczne wartości wymywania Permissible limits for leaching** | |
|---|---|---|
| | **ciecz/faza stała = 10 l/kg (liquid to solid ratios L/S) [mg/kg suchej masy (dry matter)] test podstawowy (basic test)** | **ciecz/faza stała = 2 l/kg (liquid to solid ratios L/S) [mg/kg suchej masy (dry matter)] test pomocniczy (auxiliary test)** |
| As | 0,5 | 0,1 |
| Ba | 20 | 7 |
| Cd | 0,04 | 0,03 |
| Cr | 0,5 | 0,2 |
| Cu | 2 | 0,9 |
| Hg | 0,01 | 0,003 |
| Mo | 0,5 | 0,3 |
| Ni | 0,4 | 0,2 |
| Pb | 0,5 | 0,2 |
| Sb | 0,06 | 0,02 |
| Se | 0,1 | 0,06 |
| Zn | 4 | 2 |
| $Cl^-$ | 800 | 550 |
| $F^-$ | 10 | 4 |
| $SO_4^{2-}$ | 1000 | 560 |

Katalog odpadów [22] kwalifikuje grunt zawierający substancje niebezpieczne (glebę i ziemię, w tym kamienie) za pomocą kodu 17 05 03*, a do 17 05 05* został zaliczony „urobek z pogłębiania zawierający lub zanieczyszczony substancjami niebezpiecznymi". Takie materiały zaliczane są do odpadów niebezpiecznych. W celu weryfikacji jakości gruntu (gleby i ziemi) oraz sposo-

bów postępowania stosuje się rozporządzenie określające odpowiednie kryteria w sprawie dopuszczania tego rodzaju odpadów do składowania na składowiskach [15] (tab. 2).

Tabela 2. Dopuszczalne graniczne wartości wymywania dla odpadów niebezpiecznych przyjmowanych na składowiska odpadów niebezpiecznych (na podstawie [15])

Table 2. Permissible limits for leaching of hazardous waste accepted at landfills for hazardous waste (based on [15])

| **Zakres badań (testing range)** | **Dopuszczalne graniczne wartości wymywania Leaching limit values** | |
|---|---|---|
| | **ciecz/faza stała = 10 l/kg (liquid to solid ratios L/S) [mg/kg suchej masy (dry matter)] test podstawowy (basic test)** | **ciecz/faza stała = 2 l/kg (liquid to solid ratios L/S) [mg/kg suchej masy (dry matter)] test pomocniczy (auxiliary test)** |
| As | 25 | 6 |
| Ba | 300 | 100 |
| Cd | 5 | 3 |
| Cr | 70 | 25 |
| Cu | 100 | 50 |
| Hg | 2 | 0,5 |
| Mo | 30 | 20 |
| Ni | 40 | 20 |
| Pb | 50 | 25 |
| Sb | 5 | 2 |
| Se | 7 | 4 |
| Zn | 200 | 90 |
| $Cl^-$ | 25000 | 17000 |
| $F^-$ | 500 | 200 |
| $SO_4^{2-}$ | 50000 | 25000 |

W przypadku gleby i ziemi, a także osadów, zwanych urobkiem z pogłębiania, możliwości ich zagospodarowania określono w rozporządzeniu w sprawie odzysku odpadów poza instalacjami i urządzeniami [17]. Przewidziano dla nich procesy odzysku oznaczone jako R3 i R5, które dopuszczają możliwość wyko-

rzystania niezanieczyszczonej ziemi lub osadów z rzek górskich do celów rekultywacyjnych. W celu określenia możliwości zastosowania procesu odzysku R5 dla bagrowanych osadów innego rodzaju, gdy nie zostały zakwalifikowane do odpadów niebezpiecznych, ich stan zanieczyszczenia poddaje się ocenie. Urobek musi spełniać kryteria warunkujące możliwość zagospodarowania i jeśli choć jeden wskaźnik z wymienionych przekracza wartości dopuszczalne (tab. 3) kwalifikuje to osady do odpadów niebezpiecznych. Jeśli wartości te nie są przekroczone, wówczas możliwość zagospodarowania tego typu osadów określa rozporządzenie w sprawie standardów jakości gleby oraz standardów jakości ziemi [25].

Tabela 3. Dopuszczalne graniczne wartości stężenia dla urobku zanieczyszczonego (na podstawie [17])

Table 3. Permissible limits for the concentration of excavated material contaminated (based on [17])

| **Zakres badań (testing range)** | **Dopuszczalne graniczne wartości stężeń Permissible concentration limits** |
|---|---|
| | **Stężenie (w przeliczeniu na suchą masę) nieprzekraczające: Concentration (dry weight) of less than:** |
| As | 30 |
| Cr | 200 |
| Zn | 1000 |
| Cd | 7,5 |
| Cu | 150 |
| Ni | 75 |
| Pb | 200 |
| Hg | 1 |

W podłożach historycznych miast zalegają wytworzone setki lat temu w wyniku działalności człowieka warstwy ziemi, a także osady, związane z funkcjonowaniem dawnych kolektorów wodno-ściekowych. Jedne i drugie wydobywane podczas prac ziemnych, często zanieczyszczone, a w Krakowie nawet znacznie, powinny być traktowane jako odpady. Niejednokrotnie jednak uznaje się za wystarczającą do określenia rodzaju odpadu podstawową ich charakterystykę, a badania opisane powyżej nie są wykonywane [15].

W opracowaniu porównano wyniki badań wybranych wskaźników jakości eksplorowanych gruntów nawarstwień historycznych, do kryteriów jakie należy spełnić po ich wydobyciu z podłoża stanowiącego teren przeznaczony do zain-

westowania. Na obecnym etapie badań analizowano wyniki pomiarów stężeń anionów nieorganicznych, gdyż stanowią one nośniki innych zanieczyszczeń, w tym metali. Tereny Starego Krakowa w bardzo wielu miejscach zawierają w podłożu warstwy archeologiczne, w których, poza obecnością fragmentów obiektów metalowych, specyficznym artefaktem są właśnie podwyższone zawartości Cu i Pb. Ich nagromadzenie skutkuje zanieczyszczeniem podłoża, często do poziomu gruntu rodzimego. Przykładami wykorzystanymi w opracowaniu są miejsca prowadzenia prac ziemnych w rejonie Starego Miasta, a zwłaszcza w obrębie Rynku Głównego, rozpatrywane na tle innych miejsc z Krakowa i okolic.

### 1.1. Nawarstwienia archeologiczne i przykłady procedur stosowanych w Polsce

W opracowaniu nie postawiono tezy, że ziemia i osady wydobywane przy okazji inwestycji budowlanych stanowią odpad niebezpieczny lecz wskazano, że brak danych o właściwościach eksplorowanych gruntów, w postaci nawarstwień historycznych powoduje, że przy zagospodarowaniu tego typu odpadów może powstać szkoda w środowisku. W wielu rejonach Starego Krakowa podczas prac budowlanych natrafia się bowiem na pozostałości szamb i wysypisk odpadów o różnym pochodzeniu, z których, przy kontakcie z warunkami atmosferycznymi, może dochodzić do emisji zanieczyszczeń. Niebagatelnym faktem jest także obecność przedlokacyjnych i średniowiecznych cmentarzy w miejscach lokalizacji wykopów i z tego względu grunt może zawierać szczątki i prochy ludzkie. Szczególnie niepokojące jest, że w czasie prac ziemnych nie prowadzi się jakichkolwiek badań także w rejonach dawnych szpitali i cmentarzy dla osób, które zmarły z powodu zarazy (moru, dżumy, cholery). Aspektem równie istotnym dla środowiska, ale i dla ochrony nawarstwień historycznych, jest sposób izolacji struktury nienaruszonych elementów podłoża i zabezpieczenie przed zmianami ich chemizmu, tak by nowa zabudowa nie naruszała równowagi hydrogeochemicznej, a przez to równocześnie nie wpływała na warunki stateczności gruntów. Z tego względu postawiono pytanie, czy istnieją dobre praktyki w tym względzie, które mają na celu ochronę archeologicznych nawarstwień, a tym samym zabytkowych obiektów trwale z nimi związanych.

Szczególnie ważne inwestycje realizowane w obrębie Starego Krakowa dotyczą Rynku Głównego. W 2003 r. wyprzedzające prace archeologiczne pozwoliły na rozpoznanie zachowania warstwy konstrukcyjnej pod ówczesną nawierzchnią, a także stanu reliktów Kramów Bogatych, Wagi Wielkiej i Wagi Małej. Tym samym stały się możliwe kolejne inwestycje, w postaci remontów placu Rynku, a zwłaszcza działań mających doprowadzić do powstania tzw. podziemnego rynku. W roku 2004 dotyczyły zdemontowania zniszczonej nawierzchni po zachodniej stronie Sukiennic, co łączyło się z naruszeniem podłoża do głębokości około 1m. Przy tej okazji wzdłuż Sukiennic wykonany został

także znacznie głębszy kanał, gdzie wymianie podlegała infrastruktura techniczna. Prace archeologiczne w tym przypadku wiązały się z prowadzeniem nadzoru podczas wybierania łącznie około 12 000 $m^3$ (około 30 tys. Mg) ziemi i gruzu, „w miejscu dawnych Kramów Szewskich i jatek czerwonych garbarzy, gotyckich kamieniczek zwanych Postrzygalnią i Syndykówką, średniowiecznego i renesansowego Ratusza (wraz z kabatami, odwachem i spichlerzem), a także innych budowli, zlokalizowanych głównie w północno-zachodnim kwartale Rynku" [1, 33].

W kolejnych latach wymieniono nawierzchnię po stronie wschodniej Rynku i wykonano badania archeologiczne [2, 3] oraz prace mające na celu stworzenie wnętrza ekspozycyjnego z zapleczem technicznym i sanitarnym. W tym przypadku konieczne było wywiezienie 15 000 $m^3$ ziemi i gruzu (około 35 tys. Mg). Jedyna opinia w kwestiach związanych z możliwością pojawienia się szkody w środowisku po ich zdeponowaniu w innym miejscu dotyczyła grzybów pleśniowych i ich zarodników (klasa *Deuteromycetes*). Badania wykonane przez krakowskie ośrodki naukowe wykazały, że z „listy organizmów patogennych" zidentyfikowano na Rynku po stronie zachodniej, w pomieszczeniach Wieży Ratuszowej tylko jeden (*Aspergillus fumigatus*). Pozostałe reprezentowały pospolite saprofityczne grzyby rosnące na wielu podłożach, choć stwierdzono także grzyby toksynotwórcze, wytwarzające mykotoksyny. Jedne, w wyniku biokorozji, niekorzystnie oddziałują na substancję budowlaną, inne mogą zagrażać zdrowiu ludzkiemu. W wywiadach prasowych w 2008 r. pojawiały się stwierdzenia, że pod tym względem „…wywożona z podziemi Rynku Głównego przebadana archeologicznie ziemia nie stanowi odpadu niebezpiecznego na otwartej przestrzeni". Ocena sposobu postępowania z gruntem wywożonym z rejonu Rynku nie jest w świetle prawa możliwa, w przypadku gdy „inwestor nie wskazuje miejsca składowania ziemi z wykopów na prowadzonych inwestycjach ponieważ nie ma takiego składowiska" [6], a także w szczegółowej specyfikacji przetargowej takie zobowiązanie nie zostało zawarte [8]. Inwestor nie był także zobowiązany jakąkolwiek decyzją Małopolskiego i Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków do składowania jej w określonym miejscu [5]. Prawdopodobnymi miejscami jej zdeponowania były tereny obok Centrum Witek, czy Campusu UJ w Pychowicach, a także prywatne posesje w Tyńcu [7].

Kwestie wykorzystywania kruszyw antropogenicznych w celu stabilizacji podłoża Rynku i wypełnienia przebadanych wykopów archeologicznych także budzą kontrowersje. Społeczny Komitet Ochrony Zabytków Krakowa wyraził wątpliwość, czy stosowanie kruszyw uzyskiwanych z żużli hutniczych (wielkopiecowego i konwertorowego) ze składowiska w Pleszowie, koło Nowej Huty jest bezpieczne dla środowiska, w tym dla nawarstwień historycznych i obecnych w nich artefaktów i reliktów zabudowy. Firma Slag Recycling Sp. z o.o. na podstawie przedstawionych atestów wykazała, że produkty tego rodzaju nie są ani zasiarczone, ani zasolone, a przede wszystkim zapewniają wytrzymałą podbudowę płyty Rynku. Ten materiał został wykorzystany na Rynku nie tylko

do zasypania wykopów ale także jako około 50 cm warstwa, na której po zagęszczeniu ułożona została nawierzchnia placu. Kruszywo już wcześniej, w ilości 7,5 tys. Mg, zostało w podobnym celu użyte do renowacji placu Mariackiego, chodników i jezdni wokół Rynku Głównego, wzdłuż ulic św. Marka, Grodzkiej, Szewskiej, Franciszkańskiej, Dominikańskiej, św. Gertrudy, Stradom i na placu Wszystkich Świętych [9]. Badania mineralogiczno-chemiczne tego typu żużli pokazują, że wapń zapewniający ich alkaliczny charakter ulega w miarę upływu czasu wypłukaniu. Wówczas mogą pojawić się warunki sprzyjające uwalnianiu obecnych w nich metali, takich jak Cr, V, Zn, Pb, Ni i Cu [10].

## Osady historycznych kolektorów ściekowych i wodnych jako urobek zanieczyszczony

Badania podłoża Starego Krakowa, wykonywane w rejonach nowych inwestycji budowlanych o różnym przeznaczeniu, ujawniają obecność warstw gruntów, które są zanieczyszczone, szczególnie miedzią i ołowiem [32]. Często stwierdza się w nich osady historycznych kolektorów ściekowych i wodnych, oraz namuły powodziowe, które charakteryzują się podwyższonymi kumulacjami metali [31]. Z tego powodu do oceny ich jakości wykorzystywane jest właśnie rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 11 maja 2015 r. w sprawie odzysku odpadów poza instalacjami i urządzeniami [17], zgodnie z którymi można określić czy stopień koncentracji zanieczyszczeń, a zwłaszcza metali, nie stanowi zagrożenia powstania szkody w środowisku, po wydobyciu tego rodzaju gruntów. W rozporządzeniu [17] podano, że w odniesieniu do miedzi i ołowiu poziom stężenia, w przeliczeniu na suchą masę, nie powinien przekraczać odpowiednio 150 i 200 mg/kg.

Wydobyte grunty, w których w wielu miejscach na terenie Krakowa znaczny udział mają osady wypełniające koryta historycznych cieków, przy kumulacji zanieczyszczeń często wielokrotnie przekraczającej wartości dopuszczalne, należy traktować jako tzw. urobek zanieczyszczony. Wówczas zgodnie z prawem stanowią odpad oznaczony kodem 17 05 05*, wskazującym na grupę 17, która identyfikuje jego pochodzenie jako „odpadu z budowy, remontów i demontażu obiektów budowlanych oraz infrastruktury drogowej (włączając glebę i ziemię z terenów zanieczyszczonych)”. Z kolei podgrupa 17 05 pozwala na uszczegółowienie, że zalicza się do niej „gleba i ziemia (włączając glebę i ziemię z terenów zanieczyszczonych oraz urobek z pogłębiania). Pełny kod odpadu 17 05 05*, wskazuje że pod względem rodzaju odpadu urobek z pogłębiania należy traktować, jako potencjalnie „zawierający lub zanieczyszczony substancjami niebezpiecznymi”, co podkreśla indeks górny oznaczenia w postaci „*” odwołujący się do tzw. kodu lustrzanego [22].

Postępowanie z tego typu odpadami podlega określonym procedurom dotyczącym ich zagospodarowania, zbiorczo ujętym w procesie R5 – „Recykling lub odzysk innych materiałów nieorganicznych”. W przeszłości stanowiły one osady

wodne lub ściekowe, a obecnie (całkowicie lub częściowo odwodnione, przemieszane z elementami gruzu i fragmentami innych odpadków, pochodzącymi z zasypywania kolektorów) wbudowują się w grunty nawarstwień, Jednak nawet wówczas, gdyby taki grunt nie stanowił zanieczyszczonego urobku (co w granicach Starego Krakowa ma miejsce rzadko) postępowanie z wydobytymi osadami podlegałoby określonym procedurom, tak by ponowne ich deponowanie w warunkach atmosferycznych nie stanowiło zagrożenia dla środowiska. Reguluje to rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 września 2002 r. w sprawie standardów jakości gleby oraz standardów jakości ziemi [25], stanowiąc, podobnie jak w przypadku osadów antropogenicznych, że przekroczenie stężenia choćby jednego wskaźnika nakazuje ziemię lub glebę klasyfikować jako zanieczyszczoną. W takich przypadkach, przykładowo zawartość w granicach 150 mgCu/kg, powodująca zaliczenie gruntu do tzw. urobku zanieczyszczonego, daje możliwość jego zagospodarowania, choć jedynie w postaci warstwy powierzchniowej, do głębokości 30 cm. Natomiast deponowanie gruntu na większych głębokościach, zwłaszcza w warunkach przepuszczalnego podłoża, jest dozwolone przy zawartości nie przekraczającej 100 mgCu/kg. Z kolei przy zawartości rzędu 200 mgPb/kg możemy zagospodarować ziemię tak zanieczyszczoną nawet w wykopach głębszych niż 15 m, ale znów jest to ograniczone przepuszczalnością podłoża. Nie należy zapominać, że pod względem grup rodzajów gruntów w obu przypadkach jest to zabronione na terenach objętych ochroną na mocy przepisów Ustawy wodnej [19, 20, 28]. Innego rodzaju osadami są wypełnienia historycznych szamb, które w rejonie Starego Krakowa również wykazują obecność znacznych zawartości miedzi i ołowiu kwalifikujące je do urobku zanieczyszczonego. Także w tym przypadku nie istnieją procedury określające sposób badania takiego rodzaju gruntu. Być może warto byłoby wzorować się na rozporządzeniu w sprawie komunalnych osadów ściekowych [24].

## Grunty nawarstwień archeologicznych jako odpady

W „ówczesnych" glebach miejskich, dzisiaj określanych mianem urbanosoli, zwłaszcza ze znacznym udziałem materiałów organicznych ogólnobytowego pochodzenia, tworzących pokłady tzw. mierzwy, obserwuje się także podkoncentrowania zanieczyszczeń. Dotyczy to w jeszcze większym stopniu warstw gruntów z nagromadzeniami odpadów produkcyjnych, a także poziomów użytkowych nawierzchni komunikacyjnych, jak bruki, miedzuchy czy place, oraz klepisk związanych z obiektami mieszkalnymi.

Zgodnie z literą prawa pod pojęciem odpadu „rozumie się … każdą substancję lub przedmiot, których posiadacz pozbywa się, zamierza się pozbyć lub do których pozbycia się jest obowiązany", a „…posiadacz odpadów jest obowiązany do niezwłocznego usunięcia odpadów z miejsca nieprzeznaczonego do ich składowania" [27]. Tak więc, skoro zawsze grunt podlega wydobywaniu przy tworzeniu wykopu pod fundament, czy infrastrukturę podziemną, należy trakto-

wać go jako odpad. Zwłaszcza, że w podłożu Starego Miasta w Krakowie wszelkie inwestycje budowlane związane z wydobyciem gruntu, który stanowi nawarstwienie historyczne, a tylko niewielka część jest naturalnym gruntem rodzimym, stanowiącym poziom tzw. piasków calcowych.

Odzyskanie nagromadzonych w nawarstwieniach artefaktów metalowych i innych materiałów związanych z działalnością człowieka, nawet metodą przesiewania, nie eliminuje „śladów" ich chemicznego kontaktu z ziemią i wodą. Destrukcja mechaniczna i/lub procesy korozji powodują, że grunt jest przesycony produktami stopniowego rozpuszczania obecnych w nim przedmiotów, surowców lub różnego rodzaju odpadów. Skutkuje to w efekcie powstawaniem zanieczyszczeń występujących w postaci różnych związków chemicznych, a w pewnej części obecnością form biodostępnych, łatwo rozpuszczalnych w wodzie.

**Grunty i osady nawarstwień historycznych jako odpady niebezpieczne**

Na terenie średniowiecznego miasta Krakowa, Kazimierza i ich przedmieść grunty nawarstwień, z powodu koncentracji metali, zalicza się do odpadów. W przypadku ziemi z wykopów kwalifikacja do odpadów niebezpiecznych następuje najczęściej w związku z „ekotoksycznymi właściwościami" oznaczanymi symbolem H14 [27] i przez to „stanowiącymi bezpośrednie lub opóźnione zagrożenie dla co najmniej jednego elementu środowiska". W miastach historycznych często jest to związane z zawartością któregokolwiek z pierwiastków wymienionych w Ustawie o odpadach, w załączniku nr 4 [27]. Należą do nich także miedź i ołów. Z racji historycznego znaczenia Krakowa i „prawa składu" obowiązującego handlujących tymi metalami, w wielu rejonach doprowadziło to do powstawania w podłożu miasta kolejnych warstw i pokładów o ponadnormatywnych stężeniach zanieczyszczeń. W obrębie Starego Krakowa w większości przypadków podłoże nawet do poziomu gruntów macierzystych (tzw. calca) należy utożsamiać z gruntami oraz z urobkiem (osadami) zanieczyszczonymi i z tego względu przy wydobywaniu musi powinno się je traktować jako odpady potencjalnie niebezpieczne [32, 31].

## 2. Gleby składowiskowe jako obiekt i cel badań archeologicznych oraz geochemicznych

Nowe inwestycje budowlane ingerują w podłoże, dochodzi wówczas do przemian geochemicznych, a także pojawiają się odcieki ze strony nieruchomości sąsiadujących z budową, o nieznanym stopniu zagrożenia dla jakości wód powierzchniowych, wód podziemnych, gleby i ziemi [18, 19, 25]. W trakcie wykonywania prac budowlanych sięgających do poziomu calca konieczne jest wydobywanie odpadów, co do których często nie ma jakichkolwiek danych o ogólnej zawartości zanieczyszczeń oraz zdolności do ich wymywania. W pod-

łożu tych, w których obecne są zanieczyszczone warstwy, choć często nie jest to możliwe, powinno się doprowadzić albo do zakolmatowania odsłoniętej powierzchni, albo do ich całkowitego usunięcia. Należy zaznaczyć, że w związku z ingerencją w podłoże lub redepozycję materiału mogą powstać okoliczności ujawnienia się ich właściwości opisanej jako „H15 – odpady … mogą w dowolny sposób wydzielić inną substancję, np. w formie odcieku, która ma którąkolwiek spośród cech wymienionych" w Ustawie o odpadach [27].

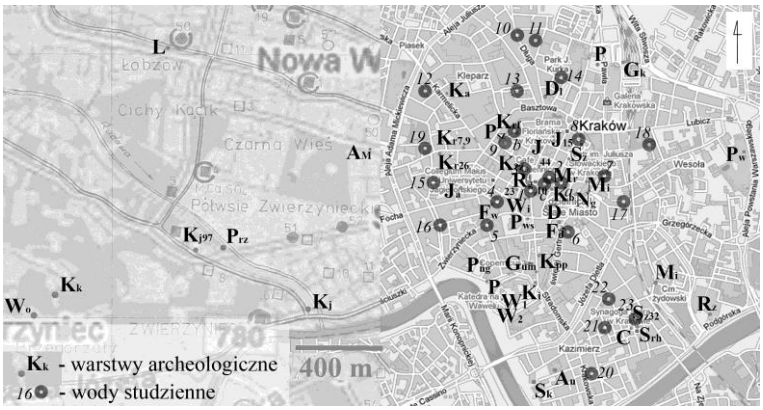
Wydaje się, że warto byłoby wykonać inwentaryzację historycznych obszarów o przewidywanym ponadnormatywnym skażeniu i wykonać ocenę ich oddziaływania na środowisko, zwłaszcza w przypadku planowanych inwestycji w obrębie Starego Krakowa. Nie jest bowiem znana charakterystyka tego rodzaju odpadów, nie wykonywane są badania udziału w nich biodostępnych chemicznych form zanieczyszczeń czy przemian fizyko-chemicznych i biologicznych. Nie wykonuje się także badań oddziaływania zasypów nowożytnych na nawarstwienia archeologiczne i jakość wód gruntowych.

## 2.1. Wskaźniki emisji zanieczyszczeń z gruntów nawarstwień archeologicznych z rejonu Krakowa, obiekty i metodyka badań

Na kilku przykładach z rejonu Starego Krakowa rozpatrywano zagadnienie jakości gruntów poddawanych ingerencji, przekształcanych, przemieszczanych lub wydobywanych, w kontekście oddziaływania na środowisko. Ich lokalizację przedstawiono na planie, z wyróżnieniem Starego Miasta (rys. 1). Za szczególne, ze względu na obecność znacznej miąższości osadów wodnych różnego pochodzenia, należy uznać podłoże klasztoru ss. Bernardynek przy ul. Poselskiej i placu Wszystkich Świętych, co związane jest przede wszystkim z biegiem fosy Okołu. Z fosą miejską i fosą obronną mają kontakt budowle w rejonie ul. Na Gródku. Różnego rodzaju kolektory i obiekty mające związek z wodą zlokalizowane w rejonie Placu Szczepańskiego i Rynku Głównego. Znaczna ilość ścieków z miasta odprowadzana była do Fosy Miejskiej kolektorem wzdłuż dzisiejszej ulicy Wiślnej, a także rynsztokami w rejon ulicy Powiśle, czy placu Na Groblach. W ich obrębie często wykonywana jest wymiana nawierzchni, remont infrastruktury podziemnej lub fundamentów zabytkowych budowli, zagospodarowywaniu podlegają podziemia albo stanowią podłoże dla nowej zabudowy. Wszystkie tego typu prace naruszają stosunki gruntowo-wodne, które głównie przez zmianę dostępności tlenu oddziałują na właściwości fizyko-chemiczne i co z tym związane geotechniczne gruntów. Na fotografiach pokazano jak znacznym zróżnicowaniem charakteryzuje się podłoże i obecne w nim nawarstwienia archeologiczne (rys. 2).

W analizie charakterystyki emisji z nawarstwień historycznych wzięto pod uwagę stężenia anionów, tj. fluorków, chlorków, azotanów, fosforanów i siarczanów. Są to wskaźniki, które w największym stopniu wpływają także na wartość przewodności elektrolitycznej właściwej (PEW) i dobrze charakteryzują

właściwości fizykochemiczne gruntów, zwłaszcza podatność na uwalnianie zanieczyszczeń, w tym metali.




Rys. 1. Miejsca pobrania próbek wód studziennych [4, 11, 12] i warstw archeologicznych

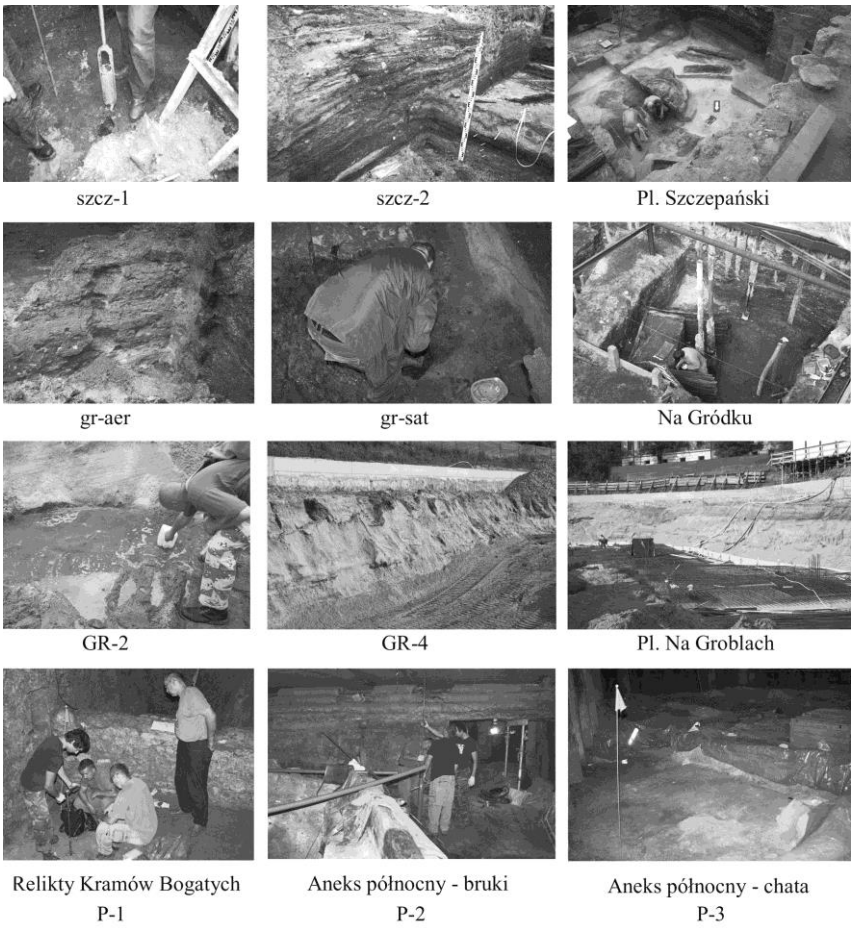
Fig. 1. Site sampling of water from wells [4, 11, 12] and archaeological layers

Stężenia anionów w próbkach oznaczano przy użyciu chromatografu DX 100 firmy Dionex. Po 24 godzinach wytrząsania zawiesiny wodnej (1:3) sporządzonej z próbek gruntu i przefiltrowaniu przez filtr o średnicy oczek 0,45 μm, oznaczono wartości stężeń, a następnie przeliczano w odniesieniu do suchej masy, z uwzględnianiem ich wilgotności.

## 2.2. Wymywanie zanieczyszczeń z gruntów podłoża Starego Krakowa

Rodzaj i skala oddziaływania zanieczyszczonych i naruszonych gruntów podłoża zależy od zakresu i intensywności prac budowlanych oraz od lokalizacji terenu na obszarze Krakowa. Z tym z kolei wiąże się sposób zagospodarowania i wykorzystywania miejsca w przeszłości, co przekłada się na jakość podłoża gruntowego. Pomiary wykonywano dla próbek gruntów o zróżnicowanej litologii nawarstwień (vide rys. 1). Wyniki, wraz z opisem miejsca pobrania próbki oraz jej rodzaju zamieszczono w tabeli (tab. 4).

Na wykresach (rys. 3) przedstawiono rozkłady stężeń anionów w przeliczeniu na suchą masę próbki, po uwzględnieniu jej wilgotności. Na ich podstawie możliwa była ocena wyników w odniesieniu do dopuszczalnych, granicznych wartości wymywania dla odpadów, przyjmowanych na składowiska odpadów obojętnych (vide tab. 1). Wartość standardu emisyjnego zaznaczono linią przerywaną dla fluorków, chlorków i siarczanów. Brak jest analogicznych wartości dla fosforanów i azotanów ale porównując rozkłady stężeń można dopatrzeć się szeregu prawidłowości, które wskazują, że w miejscach historycznych fos przesycenie gruntów związkami łatwo rozpuszczalnymi jest największe.




Rys. 2. Przykłady nawarstwień archeologicznych z rejonu Krakowa

Fig. 2. Examples of archaeological layers from Krakow area

## 3. Szkoda środowiskowa i zanieczyszczenia historyczne

Największa ingerencja w podłoże w rejonie Starego Krakowa miała miejsce przy budowie wielkokubaturowego obiektu filii Muzeum Historycznego Miasta Krakowa pod nazwą Rynek Podziemny (rys. 4). Z uwagi na stopień zanieczyszczenia gruntów zaburzenie stanu równowagi geochemicznej mogło się w tym wypadku łączyć z największą emisją zanieczyszczeń zarówno w podłożu Rynku, jak i w miejscach redepozycji wydobytego materiału gruntowego. Zakres prac dotyczył fragmentu pod płytą placu, tj. przestrzeni przylegającej do Sukiennic od strony północnej, wschodniej, a także częściowo południowej.

Tabela 4. Miejsca pobrania, rodzaj próbki oraz stężenie anionów w wyciągach wodnych (1:3)

Table 4. Site sampling, sample type and concentration of anions for leaching of archaeological layers (1:3)

| Miejsce | Symbol | | Wyciągi wodne (stosunek fazy stałej do roztworu 1:3) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $F^-$ | $Cl^-$ | $NO_3^-$ | $PO_4^{3-}$ | $SO_4^{2-}$ |
| | | | mg/dm$^3$ | | | | |
| 1. Wawel | | | | | | | |
| sondy ratownicze (sonda 1, 2) | W1 | nowożytne | <0,02 | 8,4 | 73,7 | 0,5 | 66,6 |
| | | użytkowe | 0,06 | 5,6 | 25,0 | 0,8 | 51,0 |
| | | calec (sonda 2) | 3,48 | 4,4 | 32,5 | <0,4 | 677,3 |
| wały | W2 | [1] | <0,02 | 1,9 | 9,8 | 11,60 | 5,7 |
| 2. Obszar podgrodzia Okół, jego przedpola i miasta lokacyjnego Nova Civitas in Okol | | | | | | | |
| fosa Okołu – wylot ul. Dominikańskiej | Fd | nasypy [1,2-3,0] | 0,48 | 74,2 | 267,6 | <0,4 | 486,0 |
| | | namuły [4,2-5,7] | 0,39 | 113,1 | 426,9 | <0,4 | 616,2 |
| ul. Grodzka 19/pl. Wszystkich Świętych | Pws/sz | szambo | 216,78 | 1692,3 | 635,6 | 857,2 | 2238,3 |
| | Pws | użytkowe [5] | <0,02 | 2688,0 | 402,0 | <0,4 | 1344,0 |
| pl. Wszystkich Świętych, odwiert | Pws/a | calec [4] | 0,60 | 24,9 | 85,2 | 29,4 | 17,7 |
| pl. Wszystkich Świętych, skwer | Pws/b | cmentarz | 1,80 | 8,8 | 205,3 | 17,4 | 66,1 |
| | | calec [2,8] | 1,05 | 7,2 | 95,9 | 51,9 | 48,1 |
| kościół św. Piotra i Pawła | Kpp | [1] | 2,91 | 69,6 | 2070,0 | 13,5 | 552,0 |
| | | [4] | 2,10 | 119,4 | 1950,0 | 13,2 | 500,0 |
| ul. Grodzka 65 | Gum | użytkowe | 4,29 | 126,7 | 732,2 | 87,9 | 524,1 |
| | | calec [1,0-1,2] | 1,80 | 3,3 | 76,5 | 34,8 | 38,7 |
| wnętrze Kościoła św. Idziego | Ki | użytkowe | 4,80 | 286,5 | 652,2 | 26,1 | 1041,3 |
| | | calec | <0,02 | 88,0 | 167,5 | 37,8 | 97,9 |
| 3. Obszar miasta lokacyjnego | | | | | | | |
| Rynek Główny, cz. W | Rg | użytkowe | 0,53 | 96,2 | 5,6 | <0,4 | 404,1 |
| | | calec | <0,02 | 52,3 | <0,1 | <0,4 | 423,0 |
| Rynek Główny, Sukiennice, tzw. krzyż | Rg | nowożytne | <0,02 | 43,5 | 94,5 | 36,6 | 79,8 |
| | | użytkowe | <0,02 | 40,5 | 130,2 | 36,6 | 88,5 |
| Rynek Główny, cz. E | Rg | użytkowe - kramy | 18,06 | 128,7 | 76,6 | 21,6 | 66,8 |
| | | bruki średniowieczne | 5,16 | 1788,0 | 142,2 | 7,1 | 708,0 |
| | | calec/wodonośne | <0,02 | 1584,0 | 321,0 | 11,7 | 444,9 |
| Rynek Główny 10 klepisko – piwnica | 10 | calec | <0,02 | 101,8 | 39,3 | 126,7 | 15,4 |
| Rynek Główny 23, cz. E klepisko, piwnica | 23/a | calec | 3,99 | 269,6 | 805,2 | 540,3 | 4159,5 |
| Rynek Główny 44 klepisko – piwnica | 44 | użytkowe [3,20] | <0,02 | 1620,0 | 2520.0 | <0,4 | 94,5 |
| | | użytkowe [8] | <0,02 | 29,7 | 24,9 | <0,4 | 53,7 |
| Rynek Główny 23 cz. W, klepisko – piwnica | 23/b | użytkowe [0,2] użytkowe [3] | <0,02 | 56,7 | 158,1 | 0,9 | 1953,0 |
| | | calec | <0,02 | 35,8 | 105,4 | 2,8 | 94,8 |
| Mały Rynek | Mr | calec | 4,50 | 960,0 | 459,0 | 30,9 | 267,0 |
| | | użytkowe [2,5] | 2,40 | 900,0 | 357,0 | 17,1 | 264,0 |
| ul. Mikołajska, jezdnia Mały Rynkiem/ul. św. Krzyża | M/S | użytkowe | 0,30 | 74,9 | 309,5 | 11,2 | 293,4 |
| ul. Sienna, jezdnia Mały Rynkiem/ul. św. Krzyża | S/M | nasyp niwel. [0,8] | 14,10 | 1710,0 | 366,0 | 6,6 | 270,0 |

Tabela 4. Miejsca pobrania, rodzaj próbki oraz stężenie anionów w wyciągach wodnych (1:3) (cd.)

Table 4. Site sampling, sample type and concentration of anions for leaching of archaeological layers (1:3) (cd.)

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| plac Szczepański | Pszs | zasyp studni austriackiej | <0,02 | 111,7 | 61,5 | 5,7 | 179,1 |
| plac Szczepański/kościół | Pszk | użytkowe | 2,10 | 277,5 | 72,3 | 17,7 | 177,6 |
| plac Szczepański | Psz | użytkowe | 18,51 | 329,3 | 501,4 | 103,2 | 618,5 |
| | | rynsztok | 0,30 | 78,0 | 765,0 | <0,4 | 1116,0 |
| | | calec | <0,02 | 93,2 | 5,7 | 35,2 | 56,6 |
| | | calec [1,6-1,9] | 2,55 | 35,5 | 1350,0 | 126,0 | 5454,0 |
| | | [4,7] | <0,02 | 132,0 | <0,1 | <0,4 | 53,1 |
| | | [5,3] | <0,02 | 43,8 | 354,0 | 41,1 | 372,0 |
| | | calec [3,2] | <0,02 | 24,0 | 36,0 | 24,9 | 105,3 |
| | | calec | <0,02 | 88,0 | 167,5 | 37,8 | 97,9 |
| ul. Reformacka 4, klasztor oo. Reformatów | Rf | użytkowe | 1,29 | 42,3 | 1148,4 | 112,5 | 497,1 |
| ul. św. Jana 12 | J12 | calec | <0,02 | 153,0 | 3,3 | 38,1 | 13,5 |
| ul. św. Jana 15 | J15 | użytkowa [3] | <0,02 | 61,5 | 60,6 | 53,1 | 70,2 |
| | | calec | <0,02 | 32,4 | 12,6 | 24,9 | 28,2 |
| ul. św. Jana 16 | J16 | użytkowa [2,3-2,8] | 1,20 | 15,0 | 1260,0 | 38,4 | 555,0 |
| | | calec | <0,02 | 0,3 | <0,1 | 76,2 | 13,2 |
| Krzysztofory | K | nowożytne | 0,60 | 8,7 | 70,0 | 38,3 | 844,5 |
| | | użytkowe | 1,35 | 109,2 | 303,5 | 106,6 | 1527,6 |
| | | calec [3,8] | <0,02 | 24,0 | 36,0 | 24,9 | 105,3 |
| Wierzynek, podwórze | Wi | użytkowe | <0,02 | 15,7 | 19,6 | 14,7 | 61,5 |
| | | calec | <0,02 | 18,3 | 36,9 | 8,4 | 58,5 |
| klasztor oo. Dominikanów, wirydarz | D/w | calec | <0,02 | 1,5 | 14,5 | 45,7 | 18,6 |
| Dominikanie, krypta | D/k | calec | <0,02 | 1,9 | 23,2 | 25,0 | 24,7 |
| ul. Na Gródku 2 | Ng2 | latryna | 3,24 | 100,0 | 1168,8 | 634,9 | 6201,3 |
| | | calec | <0,02 | 142,7 | 167,6 | <0,4 | 432,0 |
| ul. Na Gródku 3 | Ng3 | użytkowe | 1,20 | 7,6 | 122,2 | 48,7 | 50,7 |
| ul. Mikołajska 13 | Mi | użytkowe | 0,30 | 74,9 | 309,1 | 11,2 | 293,4 |
| | | calec [5] | 0,30 | 170,1 | 32,7 | <0,4 | 28,2 |
| fosa miejska | Fw | nasypy [3,4-4,8] | 2,46 | 101,8 | 80,5 | <0,4 | 1780,8 |
| | | namuły [4,8-7,2] | 0,63 | 101,2 | 116,7 | 3,0 | 883,0 |
| 4. Teren Kazimierza (miasto lokacyjne „Casimir") | | | | | | | |
| ul. Augustiańska, klasztor OO. Augustianów/kaplica | Au | użytkowe | 2,10 | 4,8 | 30,9 | 7,2 | 7,8 |
| | | calec | <0,02 | 7,5 | <0,1 | 44,7 | 12,9 |
| ul. Skałeczna 15, klasztor oo. Paulinów | Sk15 | użytkowe sadzawka św. Stanisława | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. |
| ul. Miodowa 24, Bożnica Tempel | Mi | warstwy | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. |
| | | calec | 1,65 | 174,1 | 46,3 | 54,0 | 16,5 |
| ul. Ciemna 6 | C6 | calec [4,60-4,40] | 0,90 | 11,4 | 34,2 | 6,3 | 36,0 |
| ul. Ciemna 8 | C8 | użytkowe | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. |
| | | calec [4,2] | 1,05 | 92,5 | 281,9 | 5,3 | 337,8 |
| ul. Szeroka 32 | Sz32 | użytkowe | 1,32 | 39,2 | 147,7 | 17,8 | 213,8 |
| | | calec | 1,05 | 5,1 | 267,8 | <0,4 | 855,0 |
| ul. Szeroka 40 Bożnica Remuh | Srh | użytkowe | <0,02 | 4,2 | 159,0 | <0,4 | 82,3 |
| | | calec | <0,02 | 23,0 | 284,3 | 7,6 | 122,4 |

Tabela 4. Miejsca pobrania, rodzaj próbki oraz stężenie anionów w wyciągach wodnych (1:3) (cd.)

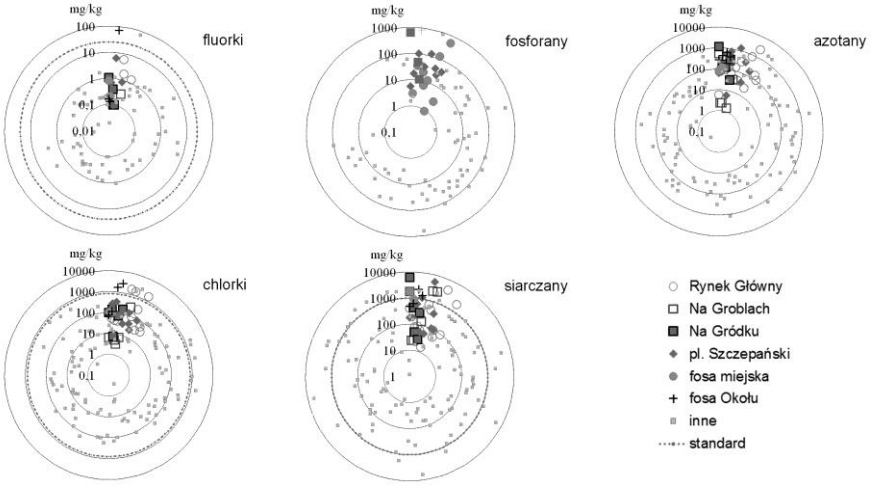
Table 4. Site sampling, sample type and concentration of anions for leaching of archaeological layers (1:3) (cd.)

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5. Piasek – teren przedmieścia po zachodniej stronie Krakowa | | | | | | | |
| al. Mickiewcza/ ul. Reymonta | Am | nasyp niwel.[0,8] | <0,02 | 43,0 | 42,0 | <0,4 | 65,2 |
| | | p-ki, żwiry | 7,74 | 118,5 | 0,3 | <0,4 | 2212,5 |
| ul. Długa | Dł24 | użytkowe | <0,02 | 5,3 | 27,0 | 29,7 | 11,9 |
| | | calec p-ki | 0,51 | 7,3 | 18,6 | 15,6 | 17,3 |
| | | calec glina | 0,93 | 8,5 | 11,8 | 7,4 | 13,0 |
| ul. Karmelicka, klasztor oo. Karmelitów | Ka | użytkowe | 0,60 | 7,1 | 74,1 | 38,7 | 98,3 |
| ul. Krupnicza 26, Muzeum Narodowe, podwórze | Kr26 | nasyp niwel. [0,8] | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. |
| ul. Krupnicza 9, pod budynkiem | Kr9 | użytkowe | 7,80 | 39,9 | 14,7 | 21,1 | 7,8 |
| | | mady | 2,10 | 20,7 | 173,7 | <0,4 | 5976,0 |
| ul. Krupnicza 7, podwórze | Kr7 | użytkowe | <0,02 | 50,5 | 43,4 | 101,8 | 134,4 |
| ul. Jabłonowskich | Ja | nasyp niwel.[0,8] | 0,60 | 57,0 | 30,9 | <0,4 | 44,1 |
| 6. Wesoła – teren przedmieścia po wschodniej stronie Krakowa | | | | | | | |
| ul. Pawia, Galeria Krakowska | P | nasyp niwel. [0,8] | 0,12 | 62,9 | 45,5 | 2,7 | 101,9 |
| | | calec p-ki | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. |
| ul. Powstania Warszawskiego | Pw | nasyp niwel. [0,8] | <0,02 | 43,0 | 42,0 | <0,4 | 65,2 |
| 7. Nowy Świat, przedmieście u podnóża Wawelu po zachodniej stronie Starego Miasta | | | | | | | |
| Plac na Groblach | Png/w | mady | <0,02 | 6,3 | 537,0 | <0,4 | 1782,0 |
| | | mułki | <0,02 | <0,2 | 2,4 | <0,4 | 24,0 |
| | | strop [1] | <0,02 | <0,2 | 2,4 | <0,4 | 20,0 |
| | | użytkowa [1-2] | <0,02 | 5,1 | 262,2 | <0,4 | 269,1 |
| Plac na Groblach, odwiert | Png | p-ki [4,8] | <0,02 | 3,3 | <0,1 | <0,4 | 145,5 |
| | | p-ki ze żwir. [8] | <0,02 | 7,5 | 36,3 | <0,4 | 2448,0 |
| | | iły [19] | 0,90 | 258,0 | 1,5 | <0,4 | 2520,0 |
| Powiśle 11 | Pw/ś | użytkowe | <0,02 | 7,8 | 12,4 | <0,4 | 1074,4 |
| Powiśle 11 | Pw/b | użytkowe | 0,09 | 3,3 | <0,1 | <0,4 | 514,5 |
| Powiśle 11, odwiert | Pw/o | użytkowe | <0,02 | 12,7 | 38,6 | <0,4 | 857,8 |
| 8. Grzegórzki, średniowieczna wieś po wschodniej stronie Kazimierza | | | | | | | |
| ul. Rzeźnicza, Galeria Kazimierz | Rz | mady | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. | n.o. |
| 9. Zwierzyniec, średniowieczna wieś po zachodniej stronie Krakowa | | | | | | | |
| ul. Królowej Jadwigi 97 | Kj97 | użytkowa [1-3] | 1,50 | 63,6 | 53,1 | <0,4 | 1113,0 |
| ul. Królowej Jadwigi/św. Bronisławy | Kj | calec | 0,96 | 642,2 | 53,1 | <0,4 | 1140,0 |
| ul. Przegon | Prz | [1,0-1,5] | 0,90 | 0,6 | 25,5 | <0,4 | 114,0 |
| ul. Zaszkolna | Kj | [1,0-1,5] | 0,90 | 9,0 | <0,1 | <0,4 | 63,6 |
| | | less | 0,60 | 444,0 | 15,6 | <0,4 | 2040,0 |
| Kopiec Kościuszki/forty | KK | calec | 2,82 | 3,2 | 24,7 | <0,4 | 14,7 |
| | | less | 1,50 | 33,9 | 35,4 | <0,4 | 136,5 |
| ul. Wodociągowa | Wo | less | 0,60 | 444,0 | 15,6 | <0,4 | 2040,0 |
| 10. Inne - próbki kontrolne – tło geochemiczne | | | | | | | |
| Nad Serafą KB-27 | Ns | użytkowe | <0,02 | 2,8 | 6,6 | <0,4 | 33,9 |
| Opactwo Benedyktynów w Tyńcu | T | drewniany rurociąg | <0,02 | 20,7 | 292,8 | <0,4 | 277,2 |

Tabela 4. Miejsca pobrania, rodzaj próbki oraz stężenie anionów w wyciągach wodnych (1:3) (cd.)

Table 4. Site sampling, sample type and concentration of anions for leaching of archaeological layers (1:3) (cd.)

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Aleksandrowice – odwiert | Aleks | calec [1] | <0,02 | 18,3 | 45,9 | <0,4 | 60,3 |
| Oświęcim – Rynek | Os | użytkowe | <0,02 | 96,0 | 17,1 | 82,6 | 9,6 |
| Racibórz, zamek, dziedziniec | R | użytkowe [1,5-2,0] | 0,60 | 10,2 | 25,5 | <0,4 | 2262,0 |
| Opole – fosa średniowieczna | O | namuły | 0,60 | 69,6 | 465,0 | <0,4 | 413,0 |
| Wieliczka - Rynek | Wie | użytkowe | 5,22 | 216,8 | 255,9 | <0,4 | 1982,4 |
| Mogiła/Nowa Huta | Mo | użytkowe [2,3-1,3]<br>użytkowe [2,7-2,3] | 0,30<br>0,60 | 3,6<br>3,3 | <0,1<br><0,1 | 62,7<br>39,9 | 4,2<br>1,2 |




Rys. 3. Stężenia anionów w wyciągach wodnych z warstw archeologicznych

Fig. 3. The concentration of anions for leaching of archaeological layers

Celem prowadzenia badań archeologicznych w rejonie wykopalisk, wkopów lub na podstawie otworów wiertniczych, wyprzedzających prace budowlane, było określenie stratygrafii nawarstwień. Oceniano także znaczenie odkrytych obiektów dla rozwoju ówczesnego miasta i ich wartość jako artefaktów dziedzictwa kulturowego. Na podstawie rozpoznania archeologicznego i lokalizacji najistotniejszych elementów dawnego miasta określano sposób ich zabezpieczania, szczególnie w przypadku planowanego udostępniania i popularyzacji. Na Rynku Głównym zastosowano szeroki, interdyscyplinarny zakres badań podłoża, w tym oceniono jakość gruntów z punktu widzenia stanu ówczesnego środowiska [4, 11, 12, 13, 30, 31, 32].

Patrząc całościowo na Stary Kraków w obrębie Plant, pasa okalającego miasto i wyznaczającego bieg historycznej fosy miejskiej, podjęto próbę wykonania przede wszystkim oceny wpływu przeprowadzonych prac ziemnych na

infrastrukturę podziemną. Grunty, stanowiące warstwy historyczne, złożone z pojedynczych depozytów, ich zespołów budujących nawarstwienia, pokładów materiałów odpadkowych, pocięte poziomami użytkowymi różnego rodzaju obiektów historycznych i współczesnych zawierają z punktu widzenia archeologa cenne artefakty. Jednak aspekt środowiskowy pokazuje, że równolegle należy nawarstwienia historyczne traktować jako gleby typu składowiskowego, które są potencjalnym źródłem emisji *in situ*, a także reemisji po ich wydobyciu i redepozycji.

Oddziaływanie nawarstwień archeologicznych i gleb składowiskowych na wody gruntowe dobrze ilustrują wykresy (rys. 4) pokazujące jakość wód studziennych w rejonie Starego Krakowa. Ich lokalizację zaznaczono na mapie (*vide* rys. 1). Wyniki przedstawiono na tle stężeń dopuszczalnych dla środowiska wód podziemnych [18] (przerywana linia o średnicy większej ) i pitnych [20, 26] (przerywana linia o średnicy mniejszej).

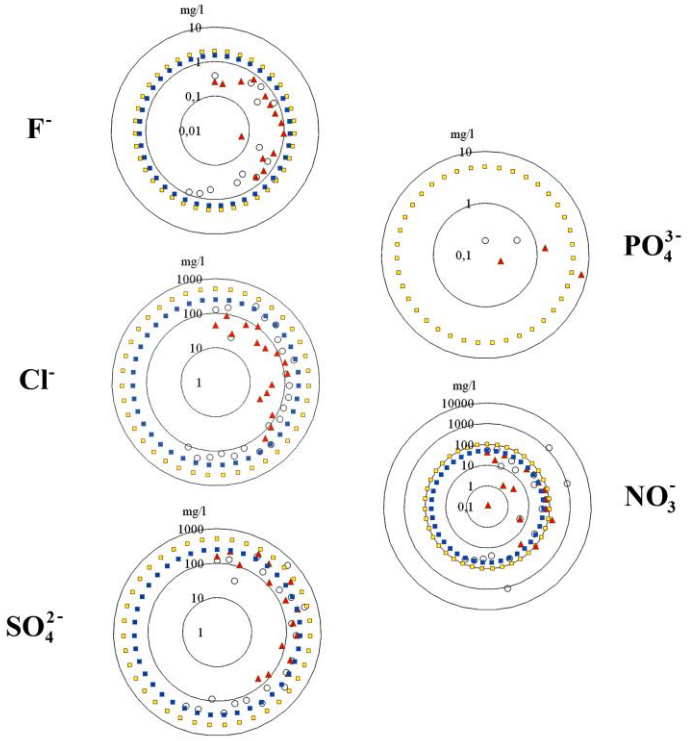
W większości inwestycji realizowanych w Starym Krakowie nie bierze się pod uwagę zanieczyszczeń związanych z historycznymi gruntami, podobnie jak procesów, które mają miejsce w podłożu po naruszeniu jego struktury. Na zdjęciu (rys. 5) pokazano, że w związku z wymianą nawierzchni i prowadzeniem archeologicznych badań na Rynku Głównym po stronie zachodniej miał miejsce jeszcze inny rodzaj presji. Z tego względu poruszono w artykule zagadnienie wypełniania w podłożu niewykorzystanych dla celów zabudowy przestrzeni, po wykonaniu archeologicznych badań ratunkowych, materiałem, co do którego nie ma pewności czy nie może wchodzić w reakcje z gruntami warstw historycznych. Gleby składowiskowe, których proces powstawania obrazują zdjęcia stanowią innej natury źródło emisji i nie jest wykluczone, że ma ono charakter korozyjny dla artefaktów znajdujących się w warstwach nienaruszonych, sąsiadujących z nimi.

W badaniach archeologicznych głównie rozpatrywane jest zagadnienie wpływu środowiska na powstawanie miast. Analizowane są jedynie, zarejestrowane w podłożach historycznych miast, pewne zabiegi stosowane w ówczesnych miastach celem minimalizowania konsekwencji dla mieszkańców intensywnej urbanizacji. Ujawniane to może być metodami archeologii architektury, poprzez rozpoznawanie przeznaczenia układów i zabudowy kompleksów miejskich, szczególnie obiektów umożliwiających takie funkcjonowanie systemów wodnych i kolektorów ściekowych, które zapewniają odpowiednie gospodarowanie wodą i odprowadzanie ścieków. W tym względzie, w wyniku odczytywania „zapisu antropopresji" w układach warstw i obecnych w nich artefaktach, niekiedy możliwa jest ocena, czy liczono się ze środowiskiem i jego zdolnością do samooczyszczania, metodami wchłaniania zanieczyszczeń lub ich dyspersją. Z kolei przy studiach pochówków ocenie podlega zjawisko przyczyn śmierci, zwłaszcza gdy ilość i obraz szczątków należy rozpatrywać w kontekście pandemii czy epidemii, zarazy lub czegoś w rodzaju plagi. Rzadko badania z zakresu archeologii miejskiej ujawniają obecność w eksplorowanych obiektach elemen-

tów mających na celu zabezpieczenie środowiska przed skutkami antropopresji, typu zwykłych procesów bytowania, działalności handlowej czy rzemieślniczej.

Obserwuje się - i stanowi to tematykę podejmowanych badań - poszukiwanie w ówczesnych sposobach zagospodarowania przestrzennego sposobów oddzielania „brudnych" cechów od osad mieszkalnych. Rzadko natomiast rozpatruje się problem, czy historyczne miejsce lokowania „działalności znacząco oddziałującej na środowisko", choćby ze względu na ekofizjografię, było odpowiednie. Czy można założyć, że było zaplanowane, czy przypadkowe, a stąd często skutkujące zanieczyszczeniami, a być może szkodą w środowisku, która w efekcie przynosiła śmierć lub zastój rozwoju gospodarczego.

Pojawia się pytanie czy w kwestiach analizowanej ochrony środowiska nie powinno się rozpatrywać obecności zanieczyszczeń historycznych, nawet tych, w przypadku których funkcjonowanie „źródła" jest znacznie odległe w czasie, ale w wyniku procesów migracji stało się skażeniem wielkoobszarowym, niekiedy także wgłębnym, którego skutki odczuwamy do dziś.




Rys. 4. Stężenia anionów w wodzie ze studni Starego Miasta (trójkątami wskazano studnie w obrębie Plant) w Krakowie

Fig. 4. The concentration of anions in the water from the well of the Old Town (triangles indicates wells within the Plant) in Krakow




Rys. 5. A - Wykopaliska archeologiczne związane z realizacją filii MHK „Rynek Podziemny”; B - Przekształcanie gruntów podłoża po zachodniej stronie Rynku; C - Wymiana nawierzchni po zachodniej stronie Rynku, wypełnianie pustek żużlami

Fig. 5. A - Archeological excavations connected with the realization of the Historical Museum of Krakow branch, “Underground Krakow”; B- Transforming the substrate earth in the western part of the Market; C - Exchanging the pavement of the western part of the Market, filling the gaps with slags

Prawo ochrony środowiska [28] historyczne zanieczyszczenia definiuje jako efekt emisji, która miała miejsce przed 30 kwietnia 2007 r. lub działalność skutkującą przekształceniami środowiska, niezgodnymi ze standardami, zakończoną do tego czasu. Istotne w rozważaniach jest także zastrzeżenie, że jeśli od ww. faktów minęło więcej niż 30 lat nie można mówić o szkodzie środowiskowej. Z tego też względu w historycznych miastach środowisko w obrębie podłoża współczesnych budowli ani nie jest badane na okoliczność zanieczyszczenia gruntów, ani tym bardziej na wytwarzanie gleb składowiskowych w obrębie infrastruktury podziemnej.

Każda inwestycja budowlana musi uzyskać decyzję o uwarunkowaniach środowiskowych. Nie bierze się jednak pod uwagę obecności w podłożu zanieczyszczeń, które identyfikowane są jedynie w trakcie badań archeologicznych. Należy zwrócić uwagę, że w nienaruszonych warstwach archeologicznych zanieczyszczenia są znacznie mniej mobilne, niż wówczas gdy grunty zostaną wydobyte lub narażone na warunki atmosferyczne i pewna forma wytworzonej w ich przestrzeni równowagi geochemicznej zostanie zachwiana.

Badania prowadzone w czasie realizowanych w Krakowie wykopalisk, czy wkopów ratunkowych wielokrotnie wykazały, że gleba i ziemia są zanieczyszczone w takim stopniu, iż rejon taki należałoby zaliczyć do obszarów o ponadnormatywnym zanieczyszczeniu. Z kolei w korytach nieistniejących cieków/kolektorów wskaźniki osadów przekraczają wartość dopuszczalne w taki sposób, że należałoby je nazwać zanieczyszczonymi. Z tego względu test dotyczący wymywalności wodnej, stosowany do oceny odpadów przy kategoryzacji ich bezpieczeństwa dla środowiska w wielu przypadkach powinien zobowiązywać do specyficznego postępowania z nimi [15]. Jednak grunt, zawierający odpady i osady wodno-ściekowe [9], wydobywany podczas robót ziemnych jest wywożony i nie podlega jakiejkolwiek kontroli przy wtórnym wykorzystywaniu, co jest niezgodne z zasadami jego zagospodarowania. Tym samym nie jest roz-

ważane zjawisko reemisji zanieczyszczeń, a miejsce redepozycji tego rodzaju gruntów nie trafia do sporządzanego przez Regionalną Dyrekcję Ochrony Środowiska rejestru „historycznych zanieczyszczeń powierzchni ziemi".

## Literatura

[1] Bojęś-Białasik A., Zaitz M.: Kramy drewniane odkryte w 2004 roku po zachodniej stronie Sukiennic na Rynku Głównym w Krakowie, Czasopismo Techniczne, 7-A, zeszyt 23, rok 108, 2011, pp. 99-118.

[2] Buśko C., Dryja S., Głowa W., Sławiński S.: Główne kierunki rozwoju krakowskiego Rynku Głównego od połowy XIII po początek XVI wieku, Czasopismo Techniczne, 7-A, zeszyt 23, rok 108, 2011, pp. 49-65.

[3] Buśko C.: Wstępne wyniki badań archeologiczno-architektonicznych prowadzonych na Rynku Głównym w Krakowie w 2005-2006 roku, Wiadomości Konserwatorskie nr 19, 2006, pp. 67-70.

[4] Czop M., Motyka J., Wardas M., Tabaszewski W.: Warunki hydrogeologiczne rejonu Rynku Głównego w Krakowie, Krzysztofory, Zeszyty Naukowe Muzeum Historycznego Miasta Krakowa, z. 28, cz. 2, 2010, pp. 163–176.

[5] http://dt.bip.krakow.pl/interpelacje/Odp_XXXIII_Boles%C5%82aw_Kosior_2008-01-23.PDF {dostęp: 12.02.2016 r.}.

[6] http://dt.bip.krakow.pl/interpelacje/Odp_XXXIV_Boles%C5%82aw_Kosior_2008-02-13_2.PDF {dostęp: 12.02.2016 r.}.

[7] http://dt.bip.krakow.pl/interpelacje/Tresc_XXXIII_Boles%C5%82aw_Kosior_2008-01-23.PDF {dostęp: 12.02.2016 r.}

[8] http://dt.bip.krakow.pl/interpelacje/Tresc_XXXIV_Boles%C5%82aw_Kosior_2008-02-13_2.PDF {dostęp: 12.02.2016 r.}.

[9] http://slagrecycling.com.pl/wp-content/uploads/2014/01/PRZODY_GLOS_40.pdf {dostęp: 12.02.2016 r.}

[10] Jonczy I.: Forms of calcium occurrence in slags after steel production, Archiwum Gospodarki Odpadami i Ochrony Środowiska, vol. 16, issue 1, 2014, pp. 77-86.

[11] Kleczkowski A.S., Czop M., Motyka J., Rajchel L.Z.: Wpływ czynników geogenicznych i antropogenicznych na skład chemiczny wód podziemnych w Krakowie, Geologia, t. 35, nr 1, Nawarstwienia historyczne Krakowa, 2009, pp. 117–128.

[12] Motyka J., Wardas-Lasoń M., Czop M., Kasprzak A.: Chemizm wód podziemnych w rejonie Rynku Głównego w Krakowie w świetle nowych danych. W: Nawarstwienia historyczne miast. Forum naukowe 2008. Red. M. Wardas-Lasoń. Kraków 2012, s. 311–330.

[13] Pawlikowski M., Wardas-Lasoń M., Sokołowski T., Głowa W.: Skład mineralny osadów calca i gruntów poziomów użytkowych Rynku Głównego w Krakowie jako odzwierciedlenie jego zmian funkcjonalnych, Krzysztofory. Zeszyty Naukowe Muzeum Historycznego Miasta Krakowa, z. 28, cz. 2, 2010, pp. 201–208.

[14] PN-EN 12457-4:2002. Charakteryzowanie odpadów - Wymywanie - Badanie zgodności w odniesieniu do wymywania ziarnistych materiałów odpadowych i osadów - Część 1: Jednostopniowe badanie porcjowe przy stosunku cieczy do fa-

zy stałej 2 l/kg w przypadku materiałów o wysokiej zawartości fazy stałej i wielkości cząstek poniżej 4 mm (bez redukcji lub z redukcją wielkości).

[15] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 16 lipca 2015 r. w sprawie dopuszczania odpadów do składowania na składowiskach. Dz.U.2015.1277.

[16] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 16 stycznia 2015 r. w sprawie rodzajów odpadów, które mogą być składowane na składowisku odpadów w sposób nieselektywny. Dz.U. 2015.110.

[17] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 11 maja 2015 r. w sprawie odzysku odpadów poza instalacjami i urządzeniami. Dz.U.2015.796.

[18] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 21 grudnia 2015 r. w sprawie kryteriów i sposobu oceny stanu jednolitych części wód podziemnych. Dz.U2016.85.

[19] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 22 października 2014 r. w sprawie sposobu klasyfikacji stanu jednolitych części wód powierzchniowych oraz środowiskowych norm jakości dla substancji priorytetowych. Dz.U.2014.1482.

[20] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 listopada 2002 r. w sprawie wymagań, jakim powinny odpowiadać wody powierzchniowe wykorzystywane do zaopatrzenia ludności w wodę przeznaczoną do spożycia. Dz.U.2002.204.1728.

[21] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 lutego 2015 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie rodzajów odpadów i ilości odpadów, dla których nie ma obowiązku prowadzenia ewidencji odpadów. Dz.U.2015.314.

[22] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 29 grudnia 2014 r. w sprawie katalogu odpadów.

[23] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 30 kwietnia 2013 r. w sprawie składowisk odpadów. Dz.U.2013.5232.

[24] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 6 lutego 2015 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych. Dz.U.2015. 257.

[25] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 września 2002 r. w sprawie standardów jakości gleby oraz standardów jakości ziemi. Dz.U.2002.165.1359.

[26] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 13 listopada 2015 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi. Dz.U.2015.1989.

[27] Ustawa z dnia 14 grudnia 2012 r. o odpadach. Dz.U.2013.21.

[28] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo Ochrony Środowiska. Dz.U.2016.672.

[29] Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne. Dz.U.2015.469.

[30] Wardas M., Głowa W.: Rozpoznanie stanu zanieczyszczenia miedzią i ołowiem poziomów użytkowych w rejonie Kramów Bogatych, Krzysztofory, Zeszyty Naukowe Muzeum Historycznego Miasta Krakowa, z. 28, cz. 2, 2010, pp. 209–224.

[31] Wardas, M., Pawlikowski M., Zaitz E.: Systemy średniowiecznej kanalizacji Krakowa jako ochrona przed antropogeniczną modyfikacją środowiska, [w:] Latocha A., Traczyk A. (Red.) Zapis działalności człowieka w środowisku przyrodniczym. Metody badań i studia przypadków, Gajt, Wrocław, 2006, pp. 136 - 146.

[32] Wardas-Lasoń M., Zaitz E., Such J.: Metale ciężkie w nawarstwieniach historycznych krzyża Sukiennic – próba ustalenia dróg migracji zanieczyszczeń, Krzysztofory, Zeszyty Naukowe Muzeum Historycznego Miasta Krakowa, 28(2), 2010, pp. 193–200.

[33] Zaitz E.: Sprawozdanie z badań archeologicznych prowadzonych w Krakowie w 2004 r. przy przebudowie nawierzchni płyty Rynku Głównego po zachodniej stronie Sukiennic, Muzeum Archeologiczne w Krakowie, Kraków – 14 sierpnia 2008 [dostęp: 20 maja 2011].

## WASTE IN THE OLD KRAKOW SUBSTRATE IN TERMS OF THE ACT ON PREVENTION OF ENVIRONMENTAL DAMAGE

**S u m m a r y**

In the Old Krakow substrate, there are anthropogenic grounds belonging to landfill soils. They contain impurities produced in a particular place or deposited by gutters, ditches, moats or mill races. As a result, disturbing the underground infrastructure brings changes in physicochemical properties of the ground, which cause violation of the specific geochemical balance and may lead to environmental damage. Historical waste constitutes a threat to the environment, it is the cause of the pollution of soil, ground and groundwater. So, can the "owner" of historical waste be treated as an offender, although valuable artifacts which are located within the waste are protected?

Rescue or salvage archeology involves conducting specific earth works. They are carried out by archeologists or supervised by them as a method of doing thorough archeological research before construction work is to begin in the given area. The goal of this work was showing that exploration carried out in order to identify, document and list archeological sites, can activate potential sources of pollution. Based on geochemical research, conducted as the archeological work progresses, characteristic factors for the Krakow area, which can generate the risk of environment pollution, were pointed out. The threat was assessed mainly with reference to the neighbouring area of the conducted research, but also where the soil and earth were redeposited. The simplest test deciding if the waste qualifies, from the point of view of ecotoxicity, as dangerous material is testing the chemical composition of the water extracts, with the proportion of solid phase and water as 1:10. Their quality evaluation, made for the earth samples from the substrate of the Old Krakow, showed that in many cases the emission standards are exceeded. It needs to be acknowledged then that disturbing historical layers can be a burden for the environment both in the exploitation area as well as where the earth coming from the trenches is redeposited.

**Keywords:** historical waste, artifacts, landfill soil, historical pollution, environmental damage

DOI:10.7862/rb.2016.179

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (2/II/16), kwiecień-czerwiec 2016, s. 495-504

**Martina ZELEŇÁKOVÁ**[1]
**Silvia VILČEKOVÁ**[2]
**Lenka ZVIJÁKOVÁ**[3]

# IMPLEMENTATION OF GREEN TECHNOLOGIES AND INNOVATIONS IN KOŠICE REGION, SLOVAKIA

Almost each country has potential for ensuring the sustainability of its economy if it avails itself of the opportunities offered by a nationally customized green economy strategy. To move towards a green economy, it will, however, have to introduce innovative technologies, techniques and processes. In particular, it will have to modernize its obsolete production and transport infrastructures and construction and cultivation methods. Green technologies can also contribute to the green economy because they have the potential to create new business opportunities, markets and jobs. This paper i) reviews the main environmental challenges and opportunities for the greening of the Košice region economy; ii) assesses the country's innovation policies and the challenges and opportunities for the introduction of green technologies; iii) provide policy recommendations on adopting and applying innovative green technologies more efficiently. The strategy for adopting and applying innovative green technologies, also in Košice region, should carefully consider the current status of policy measures, challenges and opportunities which the country faces. Success depends not only on the improvement of each individual sector in region, but also on how these separate elements interact. Therefore, a wide range of consultations and interactions with stakeholders, such as the government authorities, business community, civil society, academics, researchers, scientists, financial institutions, etc., are essential to facilitate this interaction.

**Keywords:** innovation, green technology, strategy, industry, Košice

## 1. Introduction

Environmental ("green") technologies are generally in accordance with Chapter 34 of Agenda 21, defined as technologies whose environmental impacts are lower than that of other comparable technology parameters [1].

[1] Autor do korespondencji / corresponding author: Martina Zeleňáková, Technical University of Košice, Faculty of Civil Engineering, Institute of Environmental Engineering, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, Slovak Republic, tel.+421 55 602 4270, martina.zelenakova@tuke.sk
[2] Silvia Vilčeková, Technical University of Košice, e-mail: silvia.vilcekova@tuke.sk
[3] Lenka Zvijáková, Technical University of Košice, e-mail: lenkazvijakova@gmail.com

Subsequently is defined industry of environmental goods and services (eco-industry) as an activity producing goods and services whose purpose is to measure, prevent, limit, minimize or remedy environmental damage, climate, water, air and soil as well as problems related to waste, noise and ecosystems. The best defined and legislation enshrined category of environmental technology are the best available techniques (Best Available Techniques, BAT). According to Law no. 39/2013 Coll. in the Slovak Republic (Law on integrated prevention and control of pollution - IPPC) the best available techniques mean the most effective and advanced stage of development activities, technology and method of operation which indicate the practical suitability of particular techniques, in particular in terms of determining the emission limits in pursuit of prevention emission operation in order to prevent and, where this is not possible, at least reduce emissions and the impact on the environment.

At EU level are selected BAT for industrial and agricultural activities defined and quantified by means of reference documents (Best Available Techniques Reference Documents, BREF). The new Directive no. 2010/75 / EU on industrial emissions, which incorporates and replaces the existing Directive no. 96/61 / EC on integrated pollution prevention and control (IPPC) and other relevant directives (Directive on large combustion plants, Directive on waste incineration, Directive on volatile organic substances and three Directives related to industrial production of titanium dioxide), it is strengthened and the binding force of the relevant BAT and BREF in the process of issuing integrated permits. For the purposes of evaluation and assessment of individual specific environmental technologies is necessary to take into account the whole life cycle (Life Cycle Assessment, LCA), which is available most objective criterion for assessing the environmental impact of specific technology, product or service.

Eco-innovation is a special case of a general innovation and can be defined as "the process in which they arise and transform new knowledge into useful products, services and technologies for national and international markets, which not only leads to the creation of economic value, but also contributes to higher quality life. "Eco-innovation is generally defined as any form of innovation resulting in objective and demonstrable significant progress made towards the goal of sustainable development so as to be reduced impact on the environment and is a much more efficient and responsible use of natural resources, including energy. Most EU member states and OECD (Organisation for Economic Co-operation and Development) begins eco-innovations considered as a means to achieve environmental objectives, for increasing the competitiveness of domestic firms and also to create new jobs. Eco-innovations are creating new opportunities for business in virtually all sectors of activity - in energy, construction, manufacturing, transport and logistics, agriculture, food, tourism, mining industry and also within the protection of the environment (waste and water management). OECD addition to these areas and expects significant eco-innovations in "green" chemistry, which is mainly based on biotechnology and biomass and

capture and storage of carbon dioxide from combustion processes (Carbon Capture and Storage, CCS) [2].

## 2. Eco-innovations in European Union

At EU level basic political document in the field of environment 7th Environment Action Programme subtitled "The good life in the context of the planet" (General Union 7th Environment Action Programme's 2020, 7th EAP), approved by the European Parliament and the Council 1386/2013/EU of 20th November 2013 to 2020, is part of a long-term vision and direction of the EU strategy in the field of environment and climate by 2050. The EU aims to have lived in 2050 in accordance with the ecological limits of the planet. Our prosperity and a healthy environment should be based on circular economy, where nothing is waste, natural resources are used sustainably biodiversity and the environment is protected, which will bring about a healthier, sustainable company that produces minimal greenhouse gas emissions. The current 7th Environment Action Programme covers the period until 2020. A key feature of the program is to protect and enhance natural capital, support better use of today's resources and accelerate the transition towards a low carbon economy. Programme aims to support sustainable growth, create new jobs and to create a EU healthier and better place to live. The 7th EAP should be an important element for Europe's transition to a "green economy", characterized as a low-carbon economy, resource efficient. The basic concept of this desirable and necessary transition is believed that further tightening environmental standards and sensible and coherent control is one of the driving forces for innovation, which depends on the economic future of Europe.

The issue of support eco-innovation in the EU is mainly concentrated in the Action Plan for Environmental Technologies (Environmental Technologies Action Plan, ETAP). In response to ETAP it was in Slovakia in 2005 prepared and approved the document "sequence (Roadmap) implementation of the Action Plan for Environmental Technologies (ETAP) in the Slovak Republic", which was updated in 2008.

The importance the EU attaches to the issue of environmental technologies and eco stems from statements of JM Barroso to the European Parliament on 15. 9. 2009: "We must create the conditions where the transition to a low carbon economy is a source of increased competitiveness of our businesses, a source of jobs for our citizens and a source of hope for future generations. We will therefore invest in new sources of sustainable development and green growth to the wise."

The Environment Council, therefore, at its meeting on 21st of October 2009, recommended the European Commission to prepare an integrated strategy for promoting eco-innovation and its Action Plan.

In early October 2010 the European Commission document "Europe 2020 Flagship Initiative Innovation Union", which refers to the EU falling behind in

innovation not only with the US and Japan, but also in comparison with China, are required to take a more strategic approach to innovation and proposes the concept of the Innovation Union (Innovation Union), including 10 specific steps to achieve it. In the case of eco-innovations document mentions the importance of some tightening of environmental standards, such as limitations of carbon dioxide emissions from vehicles, and their further development.

In the Slovak Republic (SR) was created in 2007 Slovakia-Czech cluster for the promotion of innovative technologies in the border region. Its main objective was the institutional strengthening of the innovation potential of the border region by exchanging experience and know-how, fostering collaborative relationships between businesses, providing professional information on innovative and green technologies.

Eco-innovations (in particular promoting the transition to green technologies) are part of the innovation strategy and innovation policy in the country since 2013. The support eco-innovation is primarily provided through non-repayable grants from EU structural funds to increase energy efficiency in production and consumption, upgrading, clarifying the public, promote green innovation activities in enterprises and green innovation and technology transfer. The government approved the National Action Plan for Green Public Procurement in 2012 to improve the application of green procurement at central and local management through education, information dissemination models tendering and monitoring.

## 3. Green technologies and eco-innovations in Košice region

Given that the economy of the Košice region as part of Slovakia and as well as the European economy is open and export economy, the international experiences may be applied. These show that the potential for the application of green technologies and eco-innovations are already high (in 2008, the turnover of European environmental industry was € 319 trillion, which is about 2.5% of gross domestic product (GDP) and accounted for 3.4 million jobs) and it is expected that in the coming decade it will continue to grow (global market for eco industry is currently around 1000 trillion € per year and is expected the triple before 2030) [3].

OECD prepared a detailed study of "Environmental policy, technological innovation and patents." Its general conclusions are that the eco-innovation is strongly influenced by environmental policy, price level of inputs and outputs and available capacities in science and research. General conclusions are demonstrated in three specific cases [4]:

- automotive industry,
- renewable energy,
- pulp and paper industry (wastewater treatment).

Given the structure of the Slovak economy (a very substantial share of the

automotive industry, a significant proportion of pulp and paper industries) and to international commitments (need to increase the share of renewables) are the three areas in terms of eco-innovative potential relevant for SR.

The specifics of the Košice region is relatively high share of industry in GDP (11.4%), which is generally higher potential for eco-innovation and green technologies.

Besides the already mentioned the automotive industry, pulp and paper industries and energy based on renewable sources can be expected significant potential in the construction and housing (new materials, new technologies, efficient appliances) and in the use of secondary raw materials.

Another specific of Košice region is the high share of solid fuels in primary energy sources, which in combination with often outdated technologies used in power plants and heating plants creates the potential for the application of modern technologies (clean coal technologies and low-carbon technologies or technologies with higher energy use efficiency coal). The potential is also in the electricity grid (smart grids).

With a view to strengthening regulation in the field of chemicals can finally be expected considerable potential in the chemical industry sector as well as in industries that use chemicals as inputs (substitution of hazardous chemicals).

The following section briefly describes the characteristics of the current state of the most advanced industries that have the potential for introducing green technologies, or already use these technologies.

### 3.1. Automotive industry

Companies with foreign capital located in the region have been involved in supplying to companies producing automobiles. The main supplier firms in the Košice region are:

- Siemens Michalovce, Yazaki Michalovce – electrical systems – cables, embeddable systems, interior furnishing,
- Getrag Ford Transmissions Slovakia Kechnec, Faurecia Košice – powertrain,
- U.S.Steel Košice – car body, sheets.

### 3.2. Pulp and Paper Industry

Among the largest enterprises in the wood, pulp and paper industry are included:

- SHP Slavošovce, Inc. Slavošovce,
- SCA Hygiene Products Gemerská Hôrka.

Companies that were successfully established on the Slovak market:

- ONTE (Spain), Sobrance (2005) – cutting of natural wood veneers,
- KVIST Holding (Denmark), Moldava nad Bodvou (2007) – manufacture of veneer, particleboard, fibreboard and others.

### 3.3. Energy - Renewable Energy

Energy infrastructure is in ownership by foreign investors who have to constantly upgrade this infrastructure. The most important energy sources are thermal power and heating plants EVO Vojany and Košice. Electricity generates and provides also hydro power plants located on rivers Hornád and Hnilec.

Municipal power industry is primarily built on the basis of natural gas. Some sources of boiler blocks (where are the appropriate logistics and supply conditions) lead their transition to the base use of wood chips. This trend should be systematically promoted in urban and rural areas with intensive use of green technologies such as heat pumps, solar panels, gasification boilers and on a larger scale of biogas plants. In the short term, it is necessary in municipal power plants to start using the available geothermal resources located mainly in the Eastern Slovakia Lowland and develop decentralized energy infrastructure.

In the Košice region are hydro power plants on the rivers Hornád and Hnilec. On the river Hornád is major hydro power plant Ružín (Fig. 1) with an installed capacity of 60 MW, small hydro power Ružín II (1.8 MW), small hydro power plant Krompachy (0.33 MW) and Ždaňa. On the river Hnilec is pumped-storage hydro power plant Dobšiná (12 MW) and small hydro power plant Dobšiná II (2.4 MW). These cover the peak load of energy consumption and incorporate a contingency reserve. Other small hydropower plants on the river Hnilec are Rakovec and Švedlár.



Figure 1: Hydro power plant Ružín (left) and small hydro power plant Ždaňa (right)

Thermal power plant EVO (I and II) is headquartered in Vojany. EVO ensures electricity supply of the transmission system in the eastern and also provides services necessary to maintain quality of the power system.

Heating plant Košice, Inc. is one of the largest producers and distributors of heat in the form of hot water and steam in a centralized heating system in Slovakia and provides supplies for the city of Košice. Cogeneration method of production of heat and electricity is characterized by high efficiency and contributes

significantly to environmental protection. There is also preparation for the construction of large gas power plant with capacity of 800 MW.

Slovak Electricity Transmission System, Inc. carries out transmission of electricity across Slovakia. It provides the transmission of electricity from power plants to the distribution network and large consumers connected to the 220 kV and 400 kV networks. Eastern Slovakia Power Company (VSE), Inc. Košice and its subsidiary Eastern Slovakia Distribution, Inc. provides comprehensive services related to electricity consumption for the customers. In 2009 it distributed 3 755 GWh of electricity. Electricity consumption in 2015 the region was in the amount of 2 446 518 MWh, compared to 2009 increased by 10% but in comparison to 2014 was slightly lower. In Slovakia, the region was at the third place (from eight regions) and the energy consumption of the Slovak Republic (SR) it was 14.4%. This demonstrates the energy intensity of production. Košice region had the highest consumption of coke and coal in Slovakia (60%), and consumption is increasing (compared to year 2009 increase of 5%). The natural gas consumption in the region was accounted for 10.1% of the SR and gas consumption in 2013 increased compared to 2009 by 10%. Košice region had the fifth highest consumption of diesel fuel consumption, in last six years it decreased by 14% [5].

Significant potential in the region is solar energy. The development of combined use of solar and geothermal energy is linked to the availability of technology of solar panels and heat pumps in the production of hot water or electricity. The application of these technologies is promising especially in the Košice Basin and southeastern part of the Košice region, especially in public and residential buildings. Wind energy affects particularly the irregular flow of the wind, the conflict of interests in protected areas and the relatively high population density, so the usefulness of this type of renewable energy sources is relatively low. Geothermal energy based on geothermal heat and dry geothermal energy in the conditions of the Košice region appears to be strategically very promising solution that can in perspective the decade bring significant investment and jobs. The energy potential of currently proven and anticipated sources of geothermal energy represents nearly 50% of total energy consumption in the region. The main barrier to the development of geothermal energy utilization is currently high investment costs to implement deep boreholes as well as the cost of geothermal energy utilization in terms of infrastructure development. As it is a natural source of hot water, their advantages are low operating costs and minimal environmental burden. In the case of geothermal energy used by heat pumps for heating and cooling of public buildings and houses the investment costs are lower.

Other economically advantageous solution is biomass. The source is dendromass, fytomasss and animal waste. A great opportunity is offered by modern biogas plant linked to cogeneration unit or gasification boilers. Wider deploy-

ment of these units in our technological development can significantly help to stabilize rural economies and job creation [6].

Innovative companies that use new knowledge and technologies, or those entities that have the potential for the application of green technologies in Košice region are listed in Table 1 [7].

## 4. Conclusion

Košice region is important for its manufacturing base with key sector of the national economy. In terms of industrial structure made key economic sectors is the metallurgical industry, electrical, chemical, plastics, machinery, building materials industry, food industry and fuel and energy. Dominant position has production and processing of metals. The region is also developing promising industry of information and communication technologies. Accordingly, it took the necessary diversification of the industrial structure is an important development of other industries, especially the production of automotive components. Košice has the potential agglomeration and in the production of components for the aerospace industry, in recycling, multimodal logistics and biomedicine.

The impact of globalization, slow technological innovation and the loss of eastern markets significantly affected mechanical engineering, chemical, food, wood processing industry and other industries, and also had an impact on the reduction of employment in large enterprises of the region. In recent years, however, they created new and promising sectors of production in the electrical, automotive, mechanical engineering, the recycling industry and logistics, financial and business services.

The available renewable energy sources in the Košice region include hydropower, biomass, geothermal energy, solar energy and wind energy. Their use is linked to the implementation of Slovakia's obligations towards the EU by 2020 – to have 14% of electricity production from renewable sources.

### Acknowledgement

***The contribution is written thanks to support of project VEGA 1/0609/14.***

Table 1: Innovative companies in the Košice region (based on [7])

| Entity | City / Town | Industrial area / Activity |
|---|---|---|
| U. S. Steel Košice, s.r.o. | Košice | metallurgy |
| Východoslovenská energetika a.s. | Košice | sale and distribution of electricity |
| Inžinierske stavby, a.s. Košice | Košice | complete supplies of buildings and works in the fields of engineering, building and industrial engineering and water management structures |
| BSH Drives and Pumps, s.r.o. | Michalovce | electrical engineering |
| Panasonic AVC Networks Slovakia, s.r.o. | Krompachy | manufacture and assembly of products and consumer electronics |
| SCA Hygiene Products, spol. s r.o. | Gemerská Hôrka | paper industry |
| Embraco Slovakia, s.r.o. | Spišská Nová Ves | manufacture compressors for refrigerating appliances and other refrigerating equipment |
| Labaš, s.r.o. | Košice | wholesale trade (food) |
| Kovohuty, a.s. | Krompachy | production and sale of copper and manganese metal production, metal products, raw, powders, alloys |
| EUROVIA – Cesty, a.s. | Košice | construction, reconstruction and repair of roads, bridges |
| Tepláreň Košice, a.s. | Košice | heat |
| Východoslovenská vodárenská spoločnosť, a.s. | Košice | production and supply of water, management of water and sewerage networks |
| Východoslovenské stavebné hmoty, a.s. | Turňa nad Bodvou | manufacture and sale of cement, aggregates and concrete transport |
| Yazaki Wiring Technologies Slovakia, s.r.o. | Michalovce | electrical engineering |
| EJOT Slovakia | Košice | roofing materials, roof structures |
| RWE Gas Slovensko, s.r.o. | Košice | gas supply |
| Chemkostav, a.s. | Michalovce | construction activity |
| T-Systems Slovakia, s.r.o. | Košice | software services |
| Steelinvest, s.r.o. | Košice | wholesaler (metallurgy) |
| Metalex, a.s. | Košice | metallurgy |
| CTY Group | Košice | construction |

## References

[1] Towards green growth. OECD Publishing, 2011, http://www.oecd.org/greengrowth/48224539.pdf.

[2] OECD Science, Technology and Industry Outlook 2012, OECD Publishing, 2012, http://dx.doi.org/10.1787/sti_outlook-2012-en.

[3] EU environment policy supporting jobs and grout. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2001, http://ec.europa.eu/environment/enveco/industry_employment/pdf/facts_and_figures.pdf.

[4] OECD Science, Technology and Industry Outlook 2014, OECD Publishing, 2014, http://dx.doi.org/10.1787/sti_outlook-2014-en.

[5] Statictics of regions in Slovakia, Statistical Office of Slovakia, 2015, 503 p.

[6] Fáber et al.: Renewable energies sources in Slovakia, Bratislava, Energetické centrum, 2012, http://ecb.sk/fileadmin/user_upload/editors/documents/Kniha_OZE_A5_defweb.pdf.

[7] Catalogue of Cooperation Activities, 2014, Košice, http://www.sario.sk/sites/default/files/content/files/sario-katka-2014-ENG_1.pdf.

## IMPLEMENTATION OF GREEN TECHNOLOGIES AND INNOVATIONS IN KOŠICE REGION, SLOVAKIA

**S u m m a r y**

The phrase “green technology” generally refers to the application of advanced systems and services to a wide variety of industry sectors in order to improve sustainability and efficiency. That means that the goals could include: reduction of waste, spoilage and shrinkage; improvement of energy efficiency and energy conservation; creation of systems that are energy self-sustaining; the reduction of carbon emissions; a reduction in toxic waste and the emission of toxic gasses such as volatile organic compounds; creation of products that are biodegradable; enhancement of water conservation and water quality; and promotion of the reuse and recycling of materials of all types.

The paper presents examples and possibilities of green technologies and innovations implementation in Košice region. The most effective areas of eco-innovation using are generally automotive industry, renewable energy, pulp and paper industry (wastewater treatment). These sectors of countries` economy are also spread in Slovakia as well as in its eastern part – Košice region.

**Keywords:** innovation, green technology, strategy, industry, Košice

DOI:10.7862/rb.2016.180

*Przesłano do redakcji: 01.05.2016 r.*
*Przyjęto do druku: 28.06.2016 r.*

I n f o r m a c j e  d o d a t k o w e

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 63(4/16) oraz na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   (dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
   oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/
   oraz
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

Zasady recenzowania, informacje dla autorów, formularz recenzji, instrukcja dla autorów i dane kontaktowe do redakcji czasopisma i wydawcy będą również opublikowane w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 63 (4/2016).

Nakład 110 egz. Ark. wyd. 36,83. Ark. druk. 31,75. Papier offset. 80g B1.
Oddano do druku we wrześniu 2016 r. Wydrukowano we wrześniu 2016 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 88/16