

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA



POLSKIE ZRZESZENIE INŻYNIERÓW
I TECHNIKÓW SANITARNYCH



MONOGRAFIE

„INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – MŁODYM OKIEM”

TOM 15

UWARUNKOWANIA TECHNICZNO-INŻYNIERYJNE

pod redakcją
Iwony Skoczko
Janiny Piekutin
Ewy Burzyńskiej



Białystok 2015

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA



POLSKIE ZRZESZENIE INŻYNIERÓW
I TECHNIKÓW SANITARNYCH



MONOGRAFIE

TOM 15

UWARUNKOWNIA TECHNICZNO-INŻYNIERYJNE

MONOGRAFIE

TOM 15



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



Wydział Budownictwa
i Inżynierii Środowiska
Politechniki Białostockiej



Honorowy Patronat
Prezydenta
Miasta Białegostoku

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

Sponsorzy:



Patronaty medialne:



INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – MŁODYM OKIEM

TOM 15

UWARUNKOWANIA TECHNICZNO-INŻYNIERYJNE

**pod redakcją
Iwony Skoczko
Janiny Piekutin
Ewy Burzyńskiej**

Redaktor tomu:

Iwona Skoczko
Janina Piekutin
Ewa Burzyńska

Zespół redakcyjny:

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

Recenzenci monografii:

dr hab. inż. Mariusz Dudziak
dr inż. Dariusz Andraka

Zespół naukowy:

dr hab. inż. Iwona Skoczko – Politechnika Białostocka
dr n. tech. Janina Piekutin – Politechnika Białostocka
prof. dr hab. inż. Józefa Wiater – Politechnika Białostocka
prof. dr hab. inż. Rafał Miłaszewski – Politechnika Białostocka
prof. Aleksey Ternovtsev – Kijowski Narodowy Uniwersytet Budownictwa i Architektury
prof. Dmitry Spitsov – Moskiewski Państwowy Uniwersytet Budownictwa
prof. Javier Bayo – Uniwersytet Techniczny Cartagena
dr hab. inż. Mariusz Dudziak – Politechnika Śląska
dr hab. Aneta Dorota Petelska – Uniwersytet w Białymstoku
prof. nzw. dr hab. Bożena Łozowicka – Instytut Ochrony Roślin
dr hab. inż. Jacek Piekarski, prof. PK - Politechnika Koszalińska
dr hab. inż. Katarzyna Ignatowicz – Politechnika Białostocka
dr hab. inż. Mirosław Żukowski, prof. PB - Politechnika Białostocka
dr n. tech. Joanna Szczykowska – Politechnika Białostocka
dr inż. Anna Siemieniuk – Politechnika Białostocka
dr inż. Elżbieta Grygorczuk-Petersons – Politechnika Białostocka
dr inż. Dariusz Andraka – Politechnika Białostocka
dr inż. Katarzyna Gładyszewska-Fiedoruk – Politechnika Białostocka
dr inż. Jacek Leszczyński – Politechnika Białostocka

Wszystkie zamieszczone w monografii prace są recenzowane

Copyright by Politechnika Białostocka, Białystok 2015

ISBN – 978-83-62582-70-9

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

Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej

SPIS TREŚCI

Zastosowanie pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej w konstrukcji wałów przeciwpowodziowych	9
mgr inż. Błażej Smoliński	
Problemy geotechniczne przepustów ekologicznych	23
mgr inż. Iwona Chmielewska	
Wybrane metody prognozowania zapotrzebowania na wodę w miejskich systemach wodociągowych.....	47
mgr inż. Monika Kolendo	
Porównanie wyników analizy przemieszczeń względnych dla zapory Besko i Solina.....	70
mgr inż. Magdalena Wanat, mgr inż. Monika Łągiewka, dr hab. inż. Leszek Opyrchal	
Występowanie zjawiska erozji i sufozji w środowisku zurbanizowanym na skutek głębokiego posadowienia. Kryteria współcześnie stosowane do oceny sufozyjności gruntu	90
mgr inż. Honorata Adamowicz	
Analiza stosowalności mikro instalacji wiatrowej w zróżnicowanych warunkach wietrzności	116
mgr inż. Piotr Bara	
Ocena wpływu nowatorskiej metodyki określania naprężeń ścinających na ekonomiczny aspekt budowy kanałów wielodzielnych	149
mgr inż. Aleksandra Bąk, dr hab. inż. Leszek Opyrchal	
Porównanie wybranych metod badania parametrów geotechnicznych według PN-88/B-04481 i nowych Specyfikacji Technicznych	175
mgr inż. Dariusz Tymosiak	
Wyznaczanie natężenia przepływu w cieku na podstawie punktowych pomiarów prędkości	194
inż. Krzysztof Wolski, mgr inż. Justyna Mumot	

Analiza hydrogramów odpływu wykonanego analitycznym modelem Nasha oraz programem HEC-HMS na przykładzie zlewni Strzegomki	205
---	-----

inż. Krzysztof Wolski, Anna Wiktor, Joanna Michalik

Systemy komputerowe jako narzędzia wspomagania decyzji w gospodarce obiektów wodno-kanalizacyjnych	219
--	-----

mgr inż. Wiesław Kędzia

Wspomaganie zapewniania bezpieczeństwa środowiska naturalnego narzędziami GIS na obszarze powiatu olsztyńskiego	244
---	-----

Joanna Ryba, inż. Michał Ogrodniczak

Kolektory słoneczne jako elementy budowlano - architektoniczne	258
--	-----

mgr inż. Paulina Radzajewska

mgr inż. Błażej Smoliński¹

Politechnika Warszawska

Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, Wydział Inżynierii Środowiska

e-mail: ¹blazej.smolinski@is.pw.edu.pl

Zastosowanie pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej w konstrukcji wałów przeciwpowodziowych

Słowa kluczowe: *wały przeciwpowodziowe, hydrotechnika, geotechnika, przebicie hydrauliczne, stateczność, krzywa depresji, modelowanie numeryczne.*

Streszczenie: W czasie wezbrania w podłożu i korpusie wału przeciwpowodziowego zachodzą intensywne zjawiska filtracyjne. Mają one znaczący wpływ stan techniczny obwałowań i decydują o możliwości skutecznego użytkowania obiektu w ramach biernej ochrony przeciwpowodziowej. W tym aspekcie możliwości zapobiegania rozwojowi niekorzystnych zjawisk filtracyjnych lub ograniczenia skutków ich występowania wydają się szczególnie istotne.

W pracy zaprezentowano typowe problemy eksploatacyjne związane z użytkowaniem obwałowań przeciwpowodziowych. Zwrócono uwagę na błędy konstrukcyjne oraz wynikające z nich konsekwencje. Wykonano numeryczny model obliczeniowy 2D i 3D przykładowego fragmentu obwałowań przeciwpowodziowych, z uwzględnieniem zastosowania przesłony przeciwfiltracyjnej oraz bez niej. Zamodelowano również sytuację wystąpienia nieszczelności w wykonanej przesłonie. Na podstawie uzyskanych wyników i rezultatów sformułowano wnioski końcowe.

1. Wstęp

Zagadnienia związane z szeroko rozumianą ochroną przeciwpowodziową zostały dosyć rozległe ujęte w polskim ustawodawstwie w ramach [1,2]. Znajdujące się w tych aktach zapisy w dość dokładny sposób precyzują obszary odpowiedzialności oraz zakresy obowiązków poszczególnych organów administracji państwowej. W wyżej wspomnianych aktach, znajdują się również odniesienia do urzędów, na których spoczywa zadanie ochrony ludzi i mienia przed powodzią. Do grupy tej należy zaliczyć bez wątpienia wały przeciwpowodziowe, będące podstawowym elementem biernej ochrony przeciwpowodziowej. Pośród innych aktów prawnych, ważnych z punktu widzenia szeroko rozumianych obiektów hydrotechnicznych, w tym obwałowań jest [3]. Znajdujące się tam zapisy w jasny sposób określają podział obiektów hydrotechnicznych oraz warunki techniczne jakim powinny one odpowiadać. Zgodnie z zawartymi tam wytycznymi, obwałowania przeciwpowodziowe zostały podzielone na cztery klasy (I-IV), gdzie wskaźnikiem decydującym o przynależności do konkretnej klasy jest powierzchnia obszaru

chronionego przed zalaniem. Powierzchnia ta jest definiowana jako obszar który przed obwałowaniem ulegał zatopieniu wodami o prawdopodobieństwie wystąpienia $p=1\%$. W oparciu o poszczególne klasy budowli, wały przeciwpowodziowe charakteryzowane są następnie pod kątem:

- współczynnika konsekwencji zniszczenia budowli hydrotechnicznej,
- prawdopodobieństwa pojawienia się przepływów miarodajnych i kontrolnych dla stałych budowli hydrotechnicznych,
- bezpiecznego wzniesienia korony stałych budowli hydrotechnicznych,
- wzniesienia górnej krawędzi uszczelnień budowli ziemnych,

W świetle obowiązujących przepisów obowiązek utrzymywania wałów przeciwpowodziowych spoczywa na organach administracji rządowej i samorządowej. Organy te, zgodnie z literą prawa odpowiadają nie tylko za eksploatację obwałowań, ale również za ich konserwację oraz remonty mające na celu zachowanie ich funkcji. Doświadczenie i praktyka inżynierska pokazują, że powołanie do tego ciała nie radzą sobie zbyt dobrze z powierzonymi im zadaniami. Zgodnie z wytycznymi zawartymi w [1], obiekty budowlane jakimi są wały przeciwpowodziowe powinny być poddawane regularnym przeglądom, a w szczególności:

- okresowej, co najmniej raz w roku, polegającej na sprawdzeniu stanu technicznego,
- okresowej, co najmniej raz na 5 lat, polegającej na sprawdzeniu stanu technicznego i przydatności do użytkowania obiektu budowlanego.

Zgodnie z danymi zawartymi w [4] drugi warunek jest spełniony w odniesieniu do zaledwie 40% obwałowań w Polsce. Poważnym problemem, wymagającym rozwiązania w przyszłości jest również brak odpowiedniej wiedzy technicznej urzędników do samodzielnego sporządzania takich opracowań. Do niedawna jeszcze spotykane rozpoznania geologiczne wyłącznie w postaci odwiertów wykonywanych co 50-100 m mijają się z celem. Pomijając inwazyjność metody, otrzymywane w ten sposób dane mają charakter jedynie punktowy i nie mogą być podstawą żadnego rzetelnego, profesjonalnego opracowania. Obecnie standardem staje się wykonywanie badań wstępnych metodami geofizycznymi (Rys. 1), bezinwazyjnymi, dostarczającymi ciąglej informacji o budowie ośrodka, a dopiero w drugim etapie dokonanie weryfikacji wykrytych anomalii metodami tradycyjnymi [5,6] i ustalenie parametrów do obliczeń geotechnicznych.



Rysunek 1. Badania geofizyczne

Źródło: Opracowanie własne

Wieloletnie zaniedbania przejawiające się brakiem odpowiednich kontroli oraz niezbędnych prac remontowo-konserwacyjnych, powodują że w wielu rejonach kraju stan obwałowań przeciwpowodziowych jest niezadowalający lub wręcz awaryjny [7].

Należy w tym miejscu podkreślić, że taki stan rzeczy stwarza realne zagrożenie dla ludności lokalnej zasiedlającej tereny zalewowe i w skrajnych sytuacjach może prowadzić do katastrofy np. podczas gwałtownego wezbrania.

2. Awarie obwałowań przeciwpowodziowych

Awaryjne wały przeciwpowodziowe są efektem złożonych i często długotrwałych procesów zachodzących z różną częstotliwością i intensywnością, które dodatkowo mogą się na siebie wzajemnie nakładać.

U podstaw potencjalnych problemów leżą niestety ludzkie zaniedbania. Błędy dotyczą zarówno etapu projektowania obwałowań, jak i samego ich wykonania oraz późniejszej, wieloletniej eksploatacji. Jednym z głównych problemów, które dotyczą obecnie użytkowanych obwałowań przeciwpowodziowych jest brak odpowiedniego rozpoznania budowy geologicznej podłoża w chwili ich wznoszenia. Dość często okazuje się, że podłoże wymaga wcześniejszego odpowiedniego przygotowania i modyfikacji. Bez tej szczegółowej analizy, lokalnie występujące zaburzenia ośrodka w postaci np. przewarstwień gruntami o

znacznie większej wartości współczynnika filtracji, bądź też występowanie gruntów nienośnych pochodzenia organicznego (torfy), mogą powodować poważne problemy techniczne. Stąd wynikają m. in. późniejsze problemy związane ze szczelnością (przesiąki na skarpie odpowietrznej), procesami nierównomiernych i niekontrolowanych osiadań (obniżenie projektowanej rzędnej korony nasypu) czy zmianą charakteru całej zlewni [8].

Poważne problemy pojawiają się również na etapie samego formowania nasypów. Często są one wykonywane z tańszych, dostępnych lokalnie materiałów odznaczających się stosunkowo dużą niejednorodnością [9]. Stwarza to ryzyko powstawania uprzywilejowanych dróg filtracji i negatywnie wpływa na równomierną pracę konstrukcji.

Niezwykle ważnymi zagadnieniami są wcześniej już wspomniane zjawiska filtracyjne zachodzące w obrębie obwałowań. Ich zintensyfikowanie występuje najczęściej podczas wezbrań i przechodzenia fali kulminacyjnej. Są one wynikiem występowania różnicy potencjałów hydraulicznych po obu stronach obwałowania. Im związana z tym różnica ciśnień jest większa, tym woda intensywniej filtruje przez wał. Trzeba mocno podkreślić że procesy te rozwijają się nie tylko w obrębie korpusu, ale również w podłożu i mają ogromny wpływ na stan techniczny obwałowań. W sytuacji wystąpienia odpowiedniej wysokości ciśnienia spływowego, drobniejsze frakcje ulegają stopniowemu wymywaniu ze szkieletu gruntowego i są wynoszone poza konstrukcję obwałowania. Zjawisko to określane jest mianem sufozji i prowadzi do powstawania często rozległych stref osłabień w konstrukcji obwałowań. Proces ten przybiera na sile w odniesieniu do tak zwanych gruntów podatnych. Ogólnie rzecz ujmując, wraz ze wzrostem wskaźnika różnoziarnistości gruntu, rośnie jego podatność na sufozję [10,11]. Główną konsekwencją występowania intensywnych zjawisk filtracyjnych w obrębie obwałowań są przebicia hydrauliczne, mogące w skrajnych przypadkach skutkować przerwaniem wału i zalaniem terenów chronionych. Nie bez znaczenia dla przebiegu wyżej wspomnianych procesów pozostaje działalność zwierząt drążących liczne nory w obwałowaniach. W tym miejscu należy również poruszyć kwestię tzw. budowli towarzyszących np. przepustów. Wszelkie tego typu obiekty wymagają niezwyklej staranności w projektowaniu i wykonawstwie. Ingerują one bezpośrednio w konstrukcję obwałowań, mogąc prowadzić do jej lokalnego osłabienia, zwłaszcza na styku dwóch różnych materiałów [12].

Istotnym aspektem o którym należy wspomnieć jest również ludzka beztroska, której przejawem jest choćby ignorowanie przepisów zabraniających poruszania się po obwałowaniach zwłaszcza podczas wezbrań. Niejednokrotnie prowadzi to do licznych

uszkodzeń np. zniszczenia darniny i skarp, o wypasie bydła domowego na obwałowaniach nie wspominając.

Jeżeli do wszystkich opisanych powyżej czynników dodamy istotne zaniedbania w zakresie niezbędnych przeglądów i remontów, wyłania się nam delikatnie mówiąc niezadowalający stan techniczny obwałowań przeciwpowodziowych w Polsce. Dążąc do zaradzenia obecnemu stanowi rzeczy, należy przystąpić do zakrojonej na szeroką skalę modernizacji istniejących obwałowań, zmierzających do poprawy ich stateczności, aktualizacji rzędnych korony oraz zapobieganiu występowaniu niekorzystnych zjawisk filtracyjnych. Wśród możliwych do zastosowania metod i technologii wymienić należy [13]:

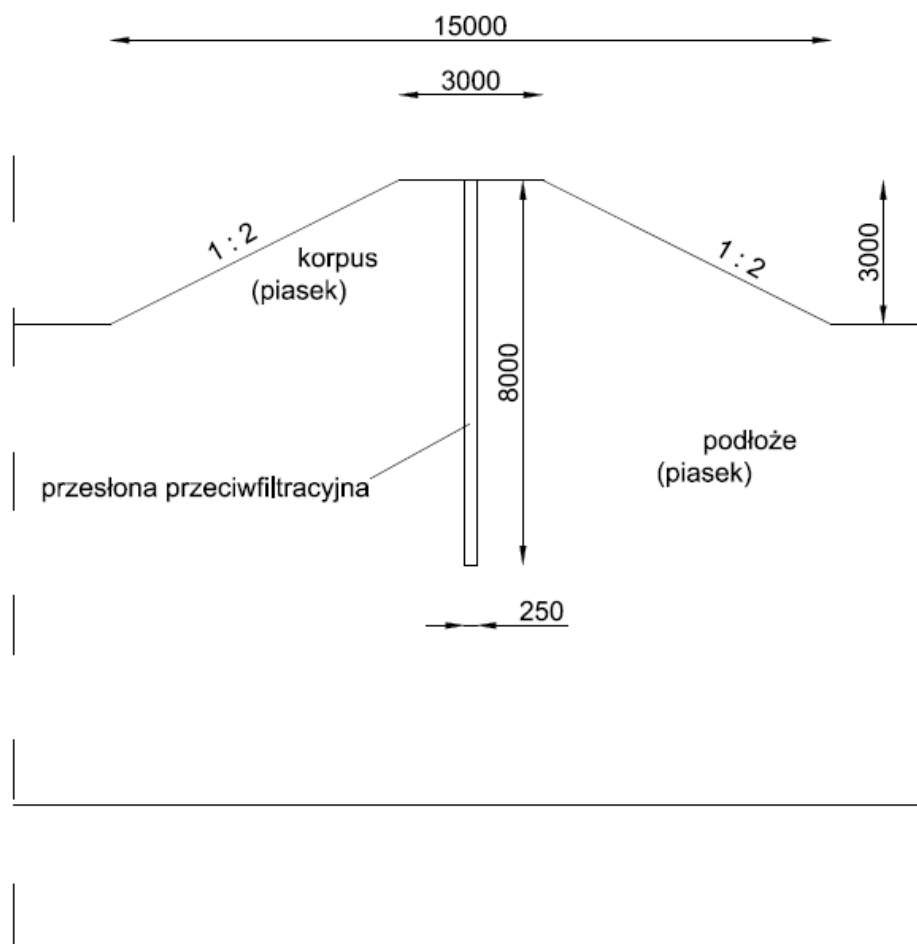
- budowę nowych obiektów, w przypadku awaryjnego stanu technicznego i poważnych problemów eksploatacyjnych,
- podwyższenie istniejących obwałowań, z ewentualnym uwzględnieniem ich poszerzenia,
- dogęszczenie korpus obwałowań
- zastosowanie umocnień konstrukcji i skarp z geosyntetyków,
- wykonanie przesłon przeciwfiltracyjnych,
- zastosowanie w konstrukcji obwałowań filtrów odwrotnych i drenaży

Powyżej wymienione koncepcje działania i technologie, przy właściwym i kompetentnym wykorzystaniu umożliwiają osiągnięcie wcześniej wspomnianych celów.

3. Opis modelu numerycznego

Na potrzeby niniejszego opracowania przeanalizowano fragment wału przeciwpowodziowego o długości 30 m, w wariancie z oraz bez przesłony przeciwfiltracyjnej. W rozważaniach uwzględniono również założone warunków wodno-gruntowych. Przyjęto następującą geometrię obiektu, którą zobrazowano dodatkowo na stosownym przekroju (Rys. 2).

- szerokość korony: 3,00 m,
- nachylenie skarp: 1:2,
- wysokość wału: 3,00 m,
- szerokość w podstawie: 15,00 m,
- wysokość przesłony przeciwfiltracyjnej: 8,0 m,
- grubość przesłony przeciwfiltracyjnej: 0,25 m.



Rysunek 2. Przyjęta geometria obiektu

Źródło: Opracowanie własne

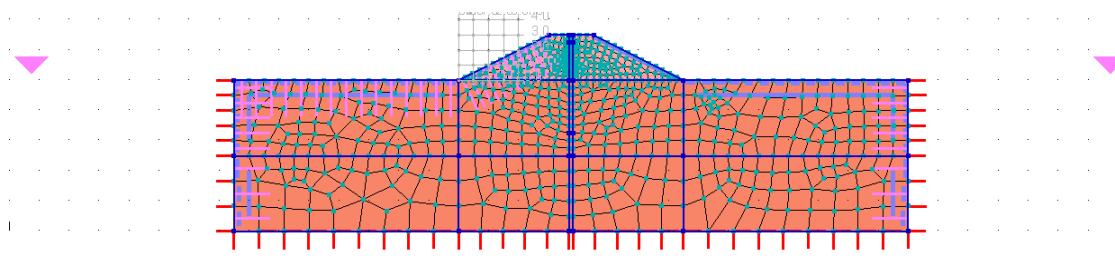
Wstępna geometria modelu została opracowana w programie AutoCad 2013 (AUTODESK Inc.), a następnie zaimportowana do pakietu obliczeniowego ZSoil 2013v.13.11 (Z_SOIL PC 2013 v.13.11; Zace Services; Lausanne 2013), gdzie wygenerowano stosowne modele 2D (Rys. 3).

W toku obliczeń przeprowadzono analizę sprężysto-plastyczną z uwzględnieniem warunku plastyczności Coulomba-Mohra, przy jednoczesnym założeniu pracy wału podczas trwającego 30 dni wezbrania (Rys. 4). Rozważania prowadzono przy założeniu występowania w podłożu i korpusie filtracji nieustalonej. Wykorzystane w obliczeniach parametry materiałowe zostały zamieszczone w tabeli 1. Założono najczęściej spotykaną sytuację, w postaci obwałowań wykonanych z materiałów rodzimych. Dokładniejsze zagęszczenie korpusu uwzględniono przyjmując dla tych fragmentów modelu mniejszą wartość współczynnika filtracji.

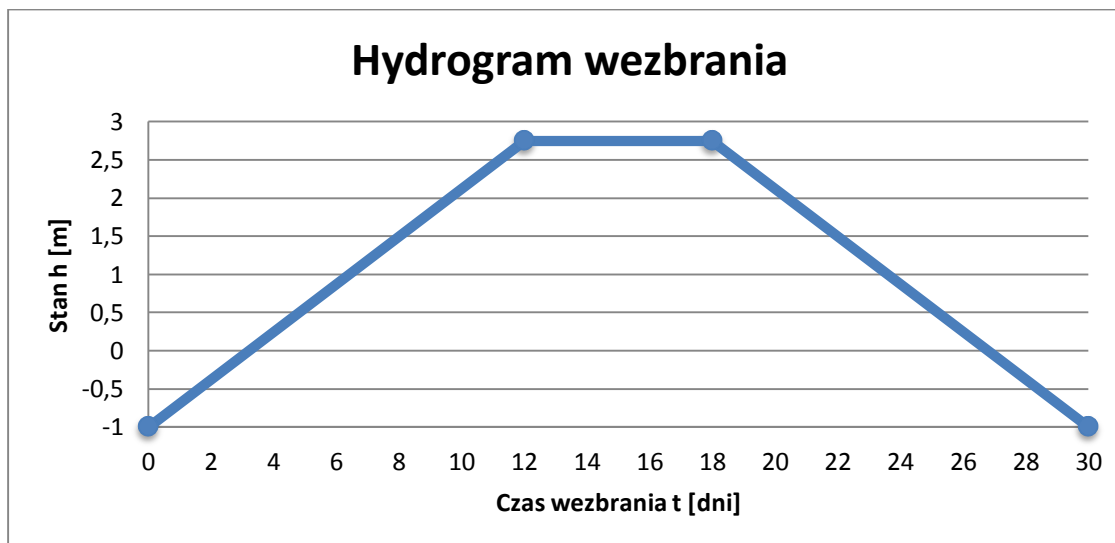
Tabela 1. Parametry materiałowe

Lp.	Materiał	Moduł odkształcenia E [kPa]	Wsp. Poissona ν [-]	Ciężar objętościowy γ [kN/m ³]	Wsp. filtracji k [m/d]	Kąt tarcia wew. ϕ [°]	Kohezja c [kPa]
1	Piasek średni (korpus)	120000	0,30	20	5	32	0
2	Piasek średni (podłoże)	120000	0,30	20	10	32	0
3	Przesłona	120000	0,30	20	0,1	-	-

Źródło: Opracowanie własne


Rysunek 3. Model numeryczny 2D wału przeciwpowodziowego

Źródło: Opracowanie własne


Rysunek 4. Hydrogram fali powodziowej

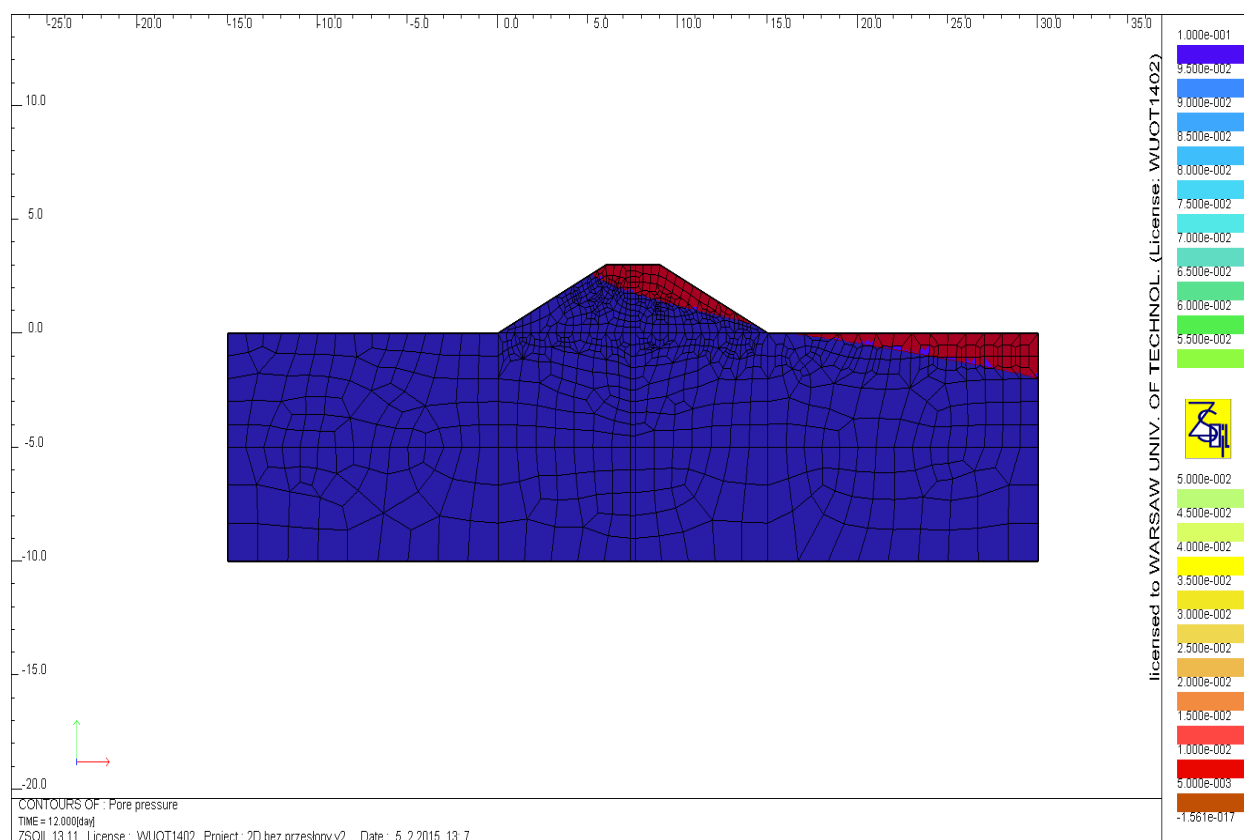
Źródło: Opracowanie własne

Niezbędne do przeprowadzenia obliczeń warunki brzegowe zostały uwzględnione w postaci zablokowania przemieszczeń poziomych na zewnętrznych, pionowych krawędziach modelu oraz poprzez blokadę przemieszczeń na kierunku pionowym i poziomym na jego dolnej krawędzi.

4. Obliczenia numeryczne

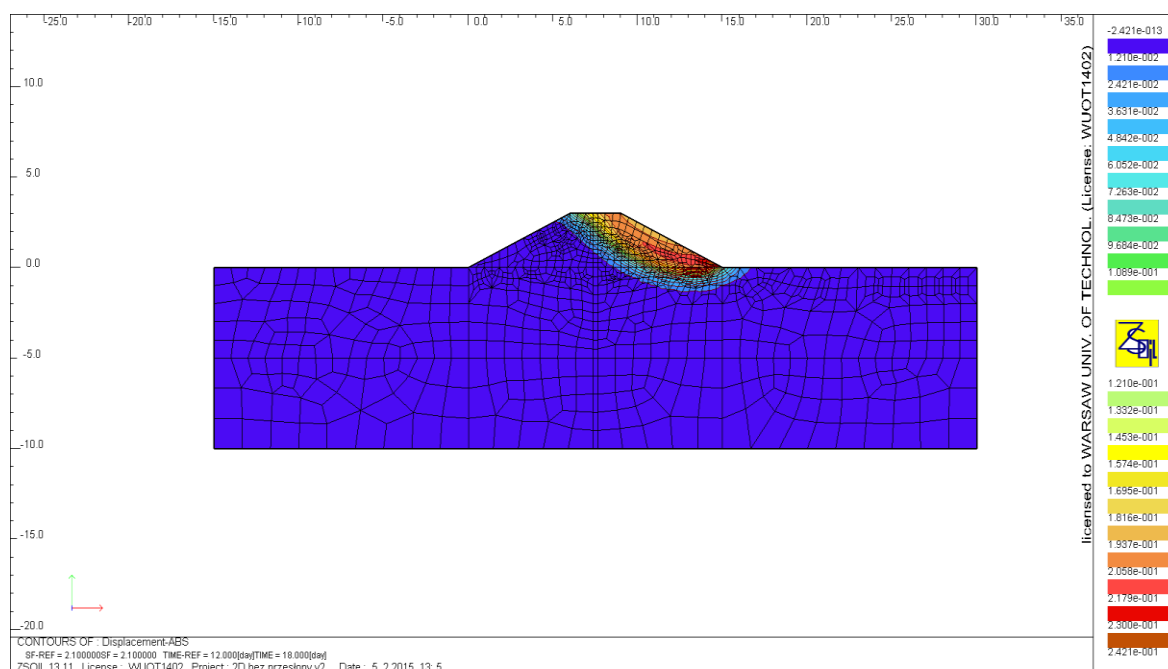
Modelowanie numeryczne i związane z tym obliczenia zostały przeprowadzone w kilku etapach. Łącznie rozpatrzono 3 przypadki, obrazujące zróżnicowane warunki pracy fragmentu wału przeciwpowodziowego. Dla każdego z nich przeanalizowano zagadnienia położenia wektorów filtracji oraz stateczności skarp.

W pierwszym kroku symulacje dotyczyły obwałowań niezmodyfikowanych, o jednorodnej konstrukcji korpusu. Na podstawie obliczeń stwierdzono stopniowe nasiąkanie konstrukcji oraz występowanie przesiąków filtrującej wody na skarpę odpowietrzną, co może prowadzić do uszkodzenia obwałowań i ich zniszczenia (Rys. 5). Najniższe wartości współczynnika stateczności ($SF=2,1$) uzyskano w momencie kulminacji wezbrania (Rys. 6), mieszczą się one jednak w zakresie wymaganym przez [9], czyli $SF=1,5$ dla obliczeń wykonywanych metodą MES i podstawowego układu obciążeń.



Rysunek 5. Wał niezmodyfikowany - krzywa depresji $t=12$ dni

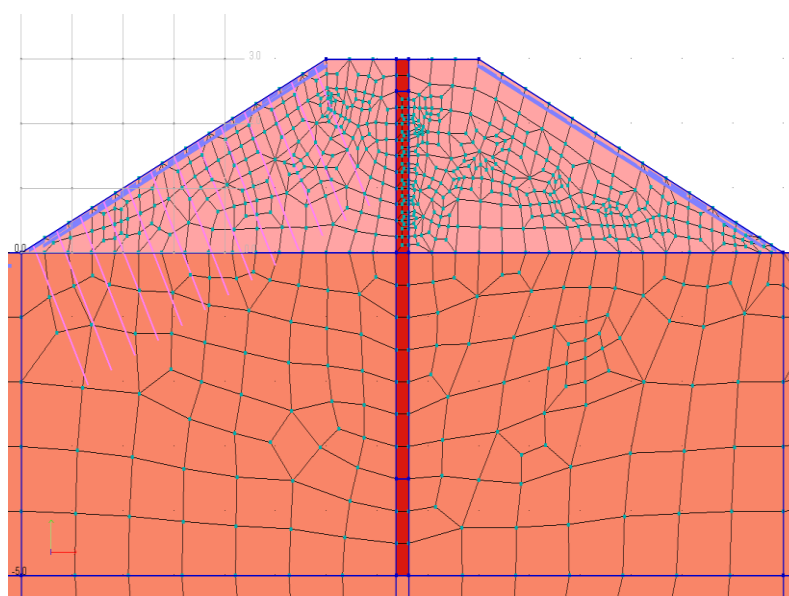
Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 6. Wał niezmodyfikowany - stateczność, $t=12$ dni

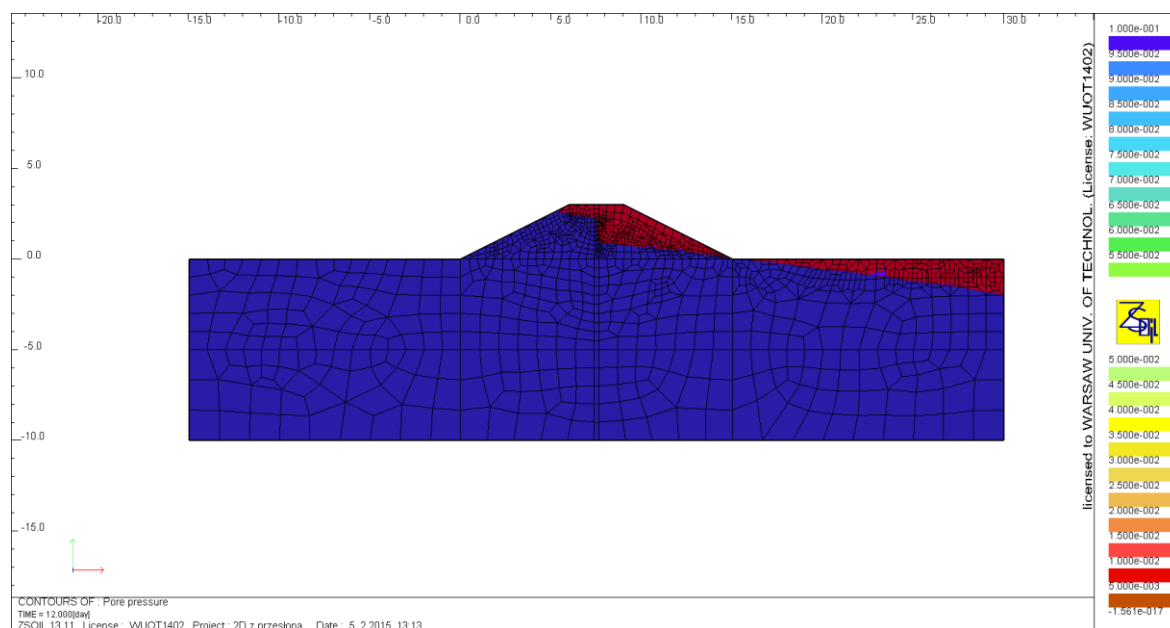
Źródło: Opracowanie własne

W drugim etapie zamodelowano sytuację uwzględniającą wykonanie w korpusie rozpatrywanego fragmentu obwałowań przesłony przeciwfiltracyjnej zgodnie z (Rys. 7). Przeprowadzone analizy jednoznacznie pokazały, że w skutek wydłużenia drogi filtracji, ilość wody filtrującej przez obwałowanie uległa zmniejszeniu (Rys. 8). W konsekwencji poprawiła się również stateczność konstrukcji. W kulminacyjnym momencie wezbrania wartość współczynnika stateczności wynosi $SF=2,4$ (Rys. 9).



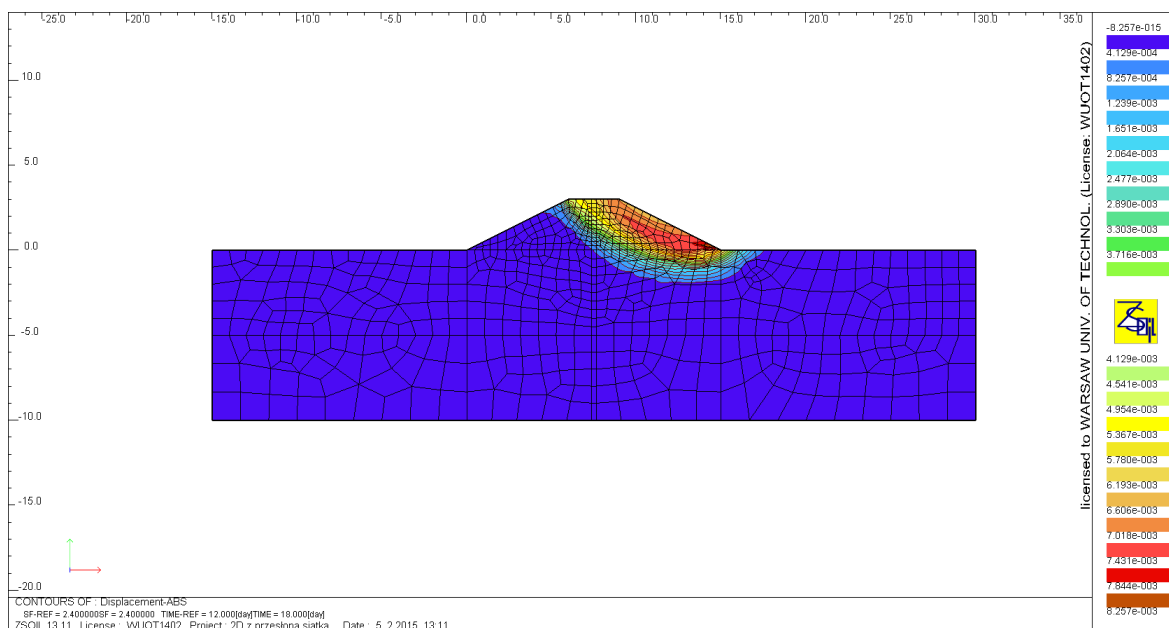
Rysunek 7. Przesłona przeciwfiltracyjna w obwałowaniu

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 8. Wał z przesłoną przeciwfiltacyjną - krzywa depresji, t=12 dni

Źródło: Opracowanie własne

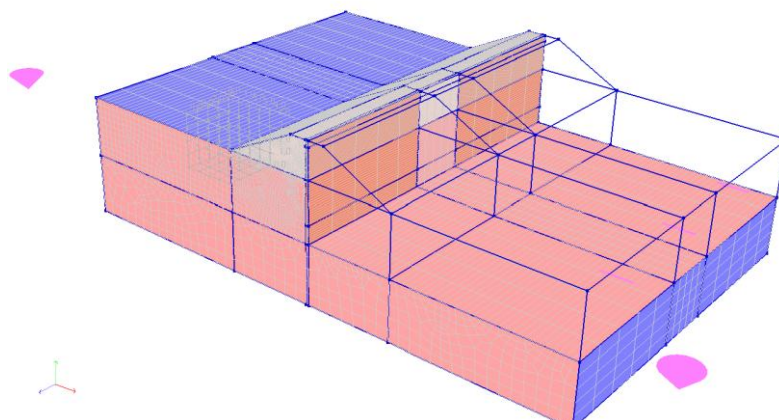


Rysunek 9. Wał z przesłoną przeciwfiltacyjną - stateczność, t=12 dni

Źródło: Opracowanie własne

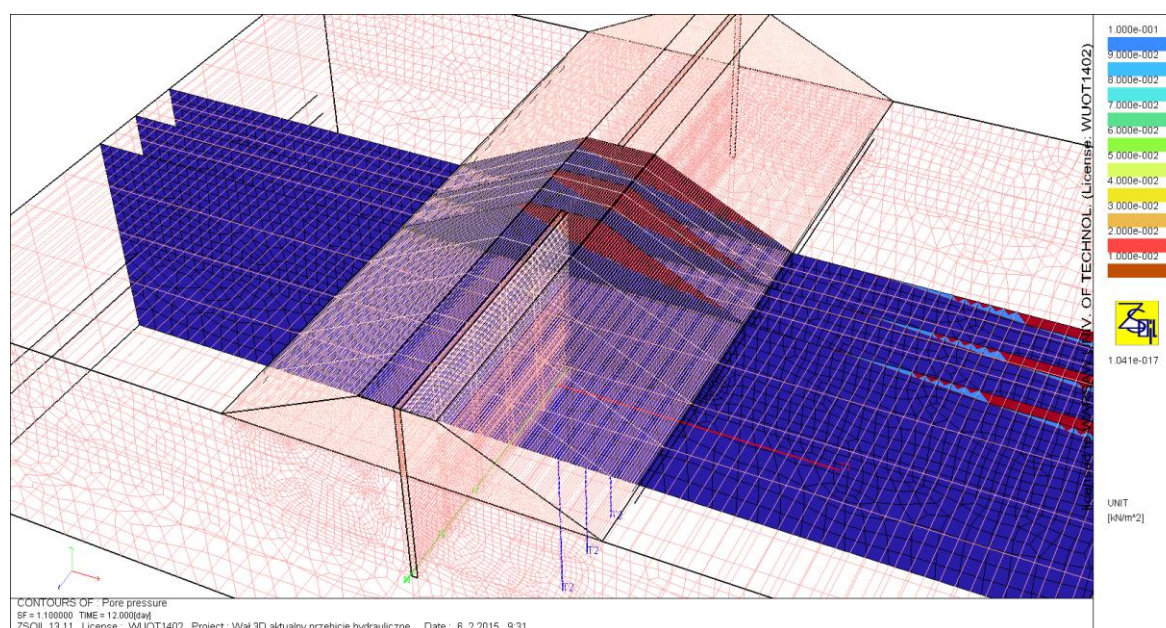
W ostatnim etapie obliczeń, zamodelowano sytuację lokalnego uszkodzenia przesłony przeciwfiltacyjnej w celu zobrazowania wpływu przebicia hydraulicznego na stan techniczny obwałowań przeciwpowodziowych. Stosowny model 3D został przedstawiony na (Rys. 10). Zauważono znaczą koncentrację przepływu w miejscu powstałej awarii (Rys. 11). Uzyskane

wartości współczynnika stateczności są znacznie niższe - $SF=1,1$ (Rys. 11) i tym samym nie spełniają wymogów zawartych w [9] ($SF=1,5$ dla obliczeń metodą MES i podstawowego układu obciążeń).



Rysunek 10. Przebiecie hydrauliczne 3D - lokalne uszkodzenie przesłony

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 11. Przebiecie hydrauliczne - krzywa depresji

Źródło: Opracowanie własne

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono istotny wpływ zjawisk filtracyjnych na stan techniczny obwałowań przeciwpowodziowych. Ich intensywny rozwój i występowanie powoduje powstawanie stref o obniżonych parametrach materiałowych. Skutkuje to pogorszeniem stateczności obwałowań i obniżeniem współczynników bezpieczeństwa.

Koncepcja zastosowania przesłony przeciwfiltracyjnej w korpusie obwałowania okazała się słuszna. Technologia ta umożliwia poprawę szczelności obwałowań. Wpływa również pozytywnie na ich stateczność w czasie wezbrania. Podkreślić jednak trzeba bardzo istotny fakt odpowiedniego zagłębienia przesłony, najlepiej aż do warstwy nieprzepuszczalnej. Równie ważne są kwestie staranności jej wykonania. Błędy wykonawcze oraz wszelkiego typu niejednorodności i anomalie w strukturze skutkują lokalną koncentracją przepływu i przebicciem hydraulicznym. Sytuacja taka może prowadzić do przerwania obwałowań i jest niezwykle groźna z punktu widzenia ludności lokalnej i obszarów chronionych.

5. Wnioski

- Wały przeciwpowodziowe są podstawowym elementem biernej ochrony przeciwpowodziowej w Polsce,
- W celu zapewnienia poprawnego działania obwałowań przeciwpowodziowych, konieczne jest wykonywanie okresowych przeglądów i ocen stanu technicznego,
- Opracowania dotyczące stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych powinny być spójne w skali całego kraju i oparte na rzetelnie wykonanych badaniach,
- Podążając za światowymi trendami, zaleca się wykonywanie pomiarów przy wykorzystaniu nowoczesnych metod geofizyki inżynierskiej, jako skutecznych metod wstępnego rozpoznania geologicznego,
- Problemy eksploatacyjne i awarie obwałowań przeciwpowodziowych wynikają w dużej mierze z błędów konstrukcyjnych oraz wieloletnich zaniedbań i zaniechań,
- Zjawiska filtracyjne zachodzące w podłożu i korpusie obwałowań przeciwpowodziowych mogą prowadzić do wystąpienia zjawiska sufozji i w konsekwencji przebiccia hydraulicznego, groźnego z punktu widzenia stateczności wałów,
- Obliczenia numeryczne umożliwiają modelowanie skutków zjawisk filtracyjnych oraz ocenę ich wpływu na stateczność obwałowań oraz ich ogólny stan techniczny,
- Zastosowanie przesłony w korpusie wału przeciwpowodziowego okazało się skutecznym rozwiązaniem z punktu widzenia ograniczenia intensywności zachodzenia zjawisk filtracyjnych oraz poprawy stateczności nasypu. Wydłużenie drogi filtracji umożliwiło zniwelowanie przesiąków na skarpe powietrzną modelu,
- Najniższe wartości współczynnika bezpieczeństwa (stateczności) uzyskano w momencie kulminacji wezbrania oraz w sytuacji wystąpienia przebiccia hydraulicznego, co okazało się zgodne z przewidywaniami,

- Modelowanie numeryczne stwarza praktycznie nieograniczone możliwości prowadzenia wielowariantowych analiz zachowania się konstrukcji w czasie, a także symulowanie różnych warunków jej pracy przy jednoczesnym uwzględnieniu występowania miejscowych anomalii, uszkodzeń i awarii,
- Generowanie modeli numerycznych daje duże możliwości w ocenie stanu technicznego konstrukcji inżynierskich, w tym obwałowań przeciwpowodziowych. Jest również niezwykle pomocne na etapie projektowania i wstępnej oceny skuteczności proponowanych rozwiązań technicznych,
- Należy pamiętać, że uzyskane za pośrednictwem obliczeń numerycznych wyniki uzależnione są od przyjętych na wstępie parametrów obliczeniowych i materiałowych. Stąd tak istotną kwestią są wspomniane wcześniej dokładne i rzetelnie wykonane okresowe badania terenowe,

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

Literatura

1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. 1994 r. Nr 89, poz. 414, z późn. zm).
2. Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz. U. 2001 r. Nr 115, poz. 1229, z późn. zm).
3. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie Dz. U. z 2007 r. Nr 86, poz. 579.
4. Borys, M.: Przepisy i wymogi oraz aktualny stan obwałowań przeciwpowodziowych w Polsce. Woda – Środowisko – Obszary Wiejskie. Tom 7 zeszyt 2a (20), s. 25-44. Falenty 2007.
5. Fajkiewicz, Z.: Zarys geofizyki stosowanej. Wydawnictwa Geologiczne, 1972.
6. Gołębiowski, T, Tomecka-Suchoń, S, Farbisz, J.: Zastosowanie kompleksowych metod geofizycznych do nieinwazyjnego badania stanu technicznego wałów przeciwpowodziowych, Sympozjum Europejskie "Współczesne problemy ochrony przeciwpowodziowej", Paryż 28-30. 03. 2012.
7. Borys M., Mosiej K.: Ocena stanu technicznego obwałowań przeciwpowodziowych. Falenty: Wydawnictwo IMUZ, 2008.

8. Czyżewski K.: Zapory Ziemne, Warszawa: Wydawnictwo Arkady, 1973.
9. Żbikowski A. i inni: Wały przeciwpowodziowe - wytyczne instruktażowe projektowania, Melioracje Rolne nr 2-3, 1982.
10. Popielski P.: Model sufozji mechanicznej w ujęciu metody elementów skończonych, Rozprawa doktorska, Warszawa, 2000.
11. Ziobroń P., Twaróg B.: Aspekty sufozji w budownictwie wodnym, Kraków: Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2007.
12. Borys M., Mosiej K.: Podstawowe problemy przebudowy i modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych: ogólne zalecenia, przykładowe rozwiązania, Gospodarka Wodna, nr 4, s. 149-153, 2006.
13. Borys M.: Metody modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych z zastosowaniem nowych technik i technologii, Falenty: Wydawnictwo IMUZ, 2006a.

mgr inż., Iwona Chmielewska¹
Politechnika Białostocka, Zakład Geotechniki
ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok
e-mail: ¹i.chmielewska@pb.edu.pl

Problemy geotechniczne przepustów ekologicznych

Słowa klucze: *przepusty ekologiczne, zasypka gruntowa przepustów, podłoże przepustów*

Streszczenie: W związku z szybkim rozwojem infrastruktury drogowej, przejścia dla zwierząt są coraz częściej stosowane w celu ochrony środowiska przyrodniczego. Przepusty ekologiczne projektowane pod drogami służą głównie jako przejścia dla małych ssaków oraz płazów, a ich wymiary zależą od przeznaczenia. Współcześnie wykonywane są przepusty o różnorodnych kształtach z takich materiałów, jak: blachy faliste stalowe lub aluminiowe, polimery zbrojone włóknem szklanym, tworzywa sztuczne oraz beton i żelbet z wykorzystaniem najnowszych technologii. W pracy opisano typowe elementy przepustów ekologicznych, ale najwięcej uwagi poświęcono zagadnieniom związanym z geotechnicznymi aspektami budowy tego rodzaju konstrukcji, a mianowicie wymaganiom dotyczącym podłoża oraz zasypki gruntowej. Zarówno podłoże, jak i zasypka mają decydujący wpływ na nośność i trwałość przepustów drogowych, szczególnie dotyczy to, stosowanych obecnie najczęściej, konstrukcji podatnych – gruntowo-powłokowych, które współpracują z otaczającym je gruntem. W pracy oceniono przydatność wybranego kruszywa do zastosowania jako materiał zasypki. Określono jego skład granulometryczny, zagęszczalność oraz współczynnik filtracji.

1. Wstęp

Współczesny rozwój infrastruktury drogowej ma znaczny wpływ na środowisko naturalne, a w szczególności na dziko żyjące zwierzęta. Budowa dróg na przecięciu ze szlakami migracji zwierząt uniemożliwia im wędrówki, co ostatecznie może doprowadzić do ich wymierania [1].

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. [2] wszystkie nowo budowane drogi główne, główne ruchu przyspieszonego, ekspresowe oraz autostrady powinny być wyposażone w przejścia dla zwierząt. Wymóg ten nie dotyczy dróg już istniejących lub modernizowanych.

Jednym z rodzajów przejść dla zwierząt są przepusty ekologiczne, które mogą również służyć do przeprowadzania cieków wodnych [3]. Konstrukcja przepustu ma zastosowanie jako przejście ekologiczne dolne dla małych oraz średnich zwierząt.

W pracy przybliżone zostały wymagania dotyczące lokalizacji przejść ekologicznych oraz ogólna klasyfikacja przejść dla zwierząt. Najwięcej uwagi poświęcono przepustom ekologicznym. Omówione zostały ich elementy składowe, rozwiązania konstrukcyjne oraz wymagania dotyczące podłoża gruntowego pod konstrukcją przepustów i zasypki. W pracy

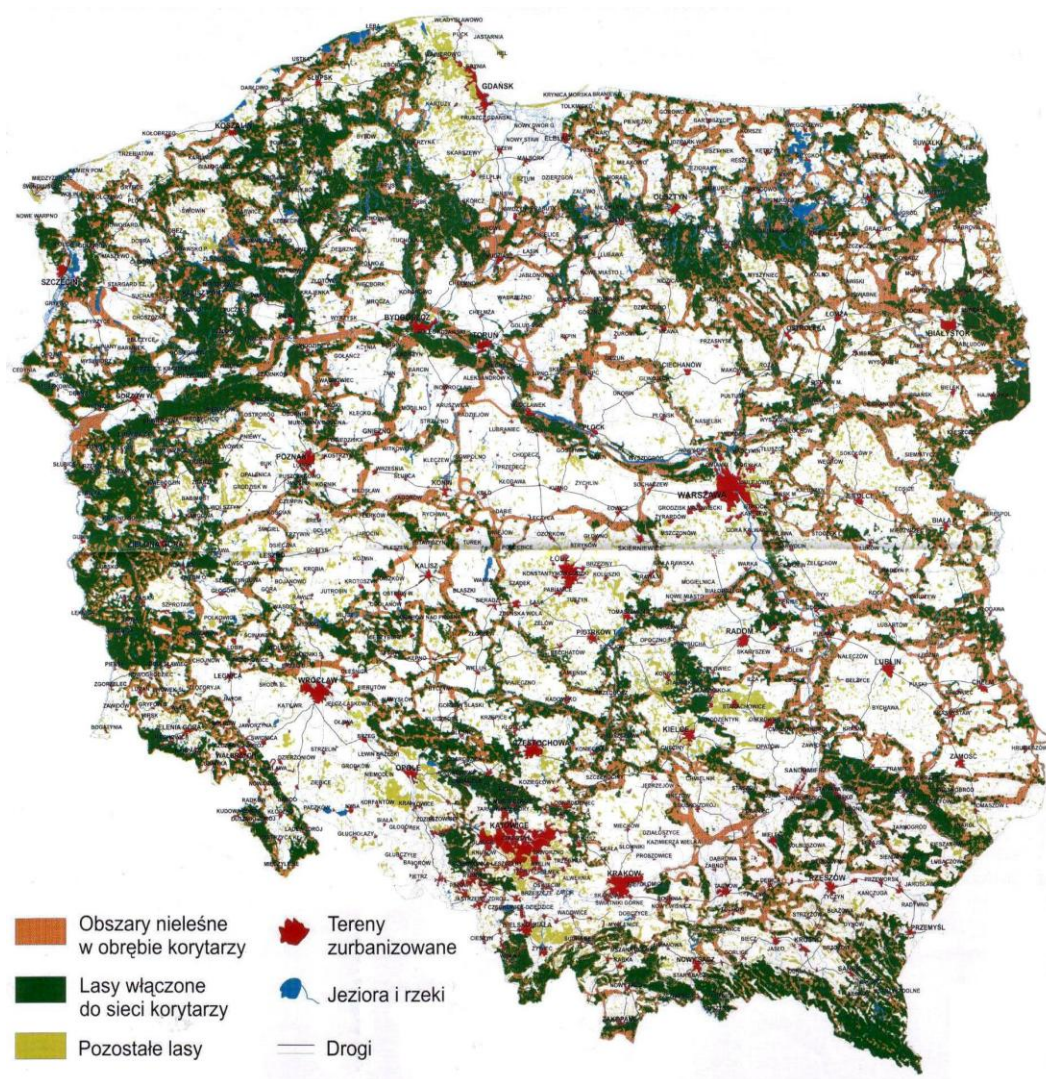
oceniono również przydatność wybranego kruszywa do zastosowania jako materiał zasypki. Na podstawie badań laboratoryjnych określono jego skład granulometryczny, zagęszczalność oraz współczynnik filtracji.

2. Lokalizacja przejść dla zwierząt

Lokalizacja przejść dla zwierząt powinna zapewnić zachowanie ciągłości korytarzy ekologicznych (Rys. 1), które są obszarami umożliwiającymi, między innymi, migrację zwierząt [4].

Oprócz wymienionego wymogu dotyczącego lokalizacji przejść dla zwierząt, istnieje jeszcze szereg innych warunków, które należy uwzględnić podczas projektowania przejść.

Zgodnie z [5] przejścia dla zwierząt powinny być zlokalizowane w odległości nie mniejszej niż 200 m od skrzyżowań bezkolizyjnych, oświetlonych odcinków dróg, parkingów oraz zabudowań. Zagęszczenie i liczba przejść zależy, między innymi, od znaczenia ekologicznego obszarów zasiedlanych przez zwierzęta oraz od przeznaczenia przejścia. Na przykład, dla terenów przyległych do parków narodowych i rezerwatów przyrody, odległość pomiędzy przejściami dla dużych ssaków powinna wynosić 2 km, dla średnich ssaków 1 km, dla ssaków średnich i małych 0,5 km, natomiast dla płazów 50 lub 100 m [6].



Rysunek 1. Korytarze ekologiczne w Polsce

Źródło: Jędrzejewski W., Nowak S., Kurek R. T., Mysłajek R. W., Stachura K., Zawadzka B.: *Zwierzęta a drogi. Metody ograniczenia negatywnego wpływu dróg na populację dzikich zwierząt*. Zakład Badania Ssaków Polskiej Akademii Nauk, Białowieża, 2006 [6]

3. Klasyfikacja przejść dla zwierząt

Zgodnie z [7] przejścia dla zwierząt można podzielić ze względu na rozmiar i pełnione funkcje, usytuowanie względem niwelety drogi oraz łączenie z pozaekologicznymi funkcjami (Rys. 2). Na rysunku 2 grubymi ramkami oznaczone zostały rodzaje przejść, w których mogą zostać wykorzystane konstrukcje przepustów, będące tematem pracy.



Rysunek 2. Podział przejść dla zwierząt

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 5. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Styczeń-Luty, 2009, s. 70-75 [7]

4. Przepusty ekologiczne

Wszystkie rodzaje przejść dla zwierząt pełnią funkcje ekologiczne [8], jednak w pracy analizie poddane zostały przejścia ekologiczne w formie przepustów pod drogami.

Zgodnie z [9] przepustami nazywa się najmniejsze obiekty mostowe typu tunelowego, które są wpuszczone w nasyp drogowy. Przepusty mogą pełnić wielorakie funkcje. Służą one do przeprowadzania dróg, rurociągów czy kabli. W pracy będą rozpatrywane jedynie funkcje ekologiczne, polegające na przeprowadzaniu cieków wodnych oraz małych i średnich zwierząt.

4.1. Elementy składowe przepustów ekologicznych

Budowę typowego przejścia dla zwierząt w formie przepustu drogowego przedstawiono na rysunku 3.



Rysunek 3. Elementy składowe typowego przejścia dolnego dla zwierząt

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 5. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Styczeń-Luty, 2009, s. 70-75 [7]

Zgodnie z [7] w skład typowego przejścia dolnego dla zwierząt wchodzi:

1) Nawierzchnia

Nawierzchnia może zostać wykonana jako typowa, jednak lepszym rozwiązaniem byłoby zastosowanie nawierzchni o ograniczonym hałasie i drganiach, np. nawierzchni z asfaltów zawierających w swoim składzie gumę.

2) Siatki naprowadzające

Siatki naprowadzające kierują zwierzęta na przejście. Są one wykonane zazwyczaj z siatek stalowych lub siatek stalowych pokrytych tworzywem sztucznym.

3) Umocnienie skarp

Poprawne wykonanie umocnienia skarp odgrywa bardzo ważną rolę, gdyż zapewnia bezpieczeństwo poruszającym się po nich zwierzętom. Wykluczone jest stosowanie w umocnieniu skarp ostrych elementów.

4) Skrzydełka naprowadzające

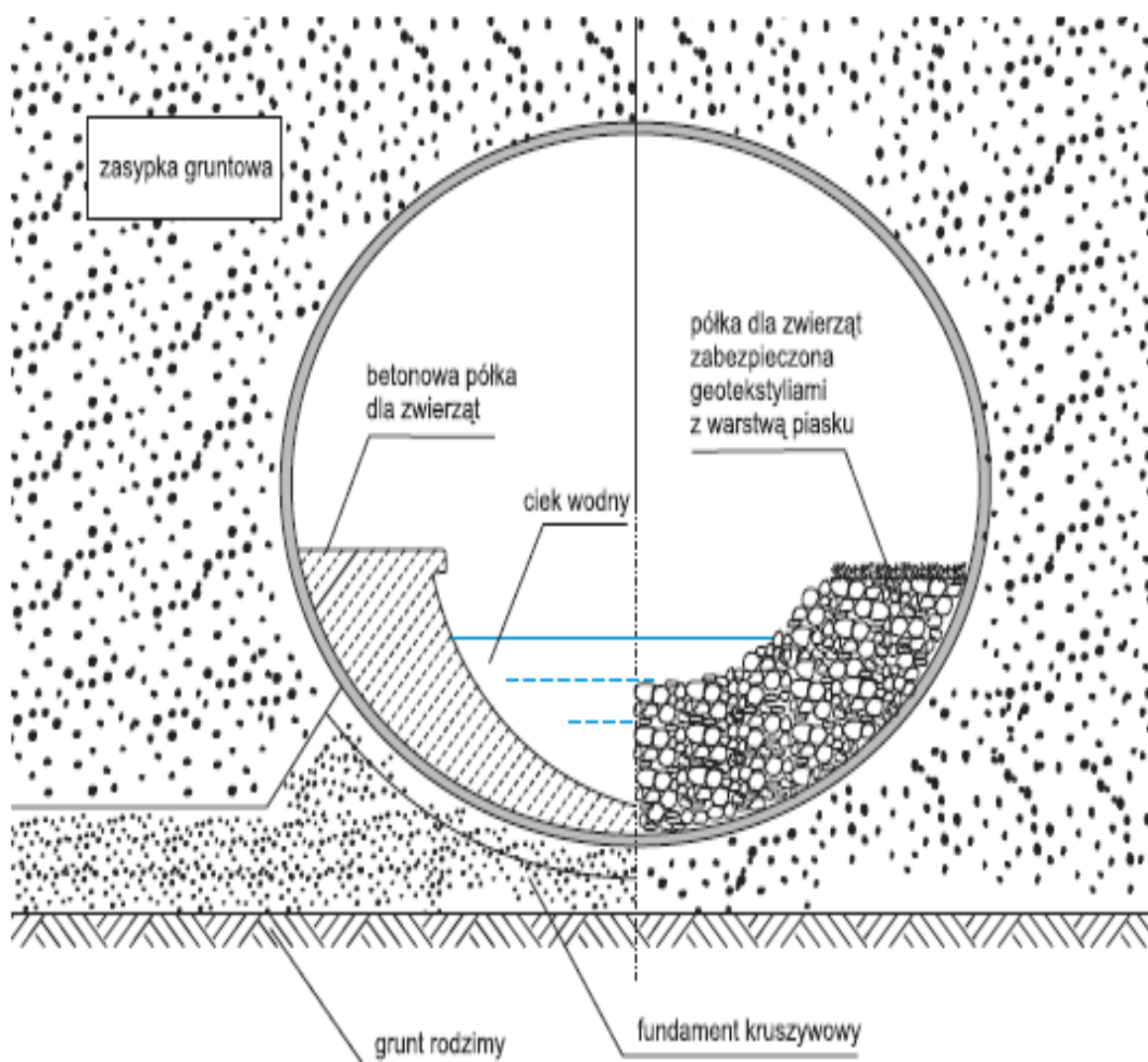
Skrzydełka naprowadzające mają za zadanie kierowanie zwierząt w stronę przejścia. Powinny być one połączone z siatką naprowadzającą.

5) Konstrukcyjna rura osłonowa

Jest jednym z najważniejszych elementów przepustu ekologicznego. Element ten szczegółowiej zostanie omówiony w dalszej części pracy.

6) Półki dla zwierząt

Przepusty ekologiczne służące do przeprowadzania zwierząt oraz cieków wodnych powinny być zaopatrzone w półki, umożliwiające zwierzętom swobodne pokonanie przejścia. Półki mogą być wykonane, między innymi, z kruszywa lub z betonu (Rys. 4). W obu przypadkach należy zastosować dodatkowo pokrycie piaskiem i humusem.



Rysunek 4. Typowy sposób wykonywania półek dla zwierząt w przepustach ekologicznych

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 5. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Styczeń-Luty, 2009, s. 70-75 [7]

Na rysunkach 5 i 6 pokazano inne niż opisane powyżej rozwiązania konstrukcji pól dla zwierząt.



Rysunek 5. Pólki podwieszane pokryte gruntem

Źródło: Kurek R. T.: *Poradnik projektowania przejść dla zwierząt i działań ograniczających śmiertelność fauny przy drogach*. Stowarzyszenie Pracownia na Rzecz Wszystkich Istot, Bystra, 2010 [10]



Rysunek 6. Półka gabionowa pokryta gruntem i darniną

Źródło: Kurek R. T.: *Poradnik projektowania przejść dla zwierząt i działań ograniczających śmiertelność fauny przy drogach*. Stowarzyszenie Pracownia na Rzecz Wszystkich Istot, Bystra, 2010 [10]

Szerokość pól nad zwierciadłem średniej wody w przepuscie powinna być nie mniejsza niż 0,5 m [2].

7) Utwardzone dno

Dno przepustów ekologicznych jest utwardzane, między innymi, za pomocą kruszywa, kostki brukowej lub płyt ażurowych, które zapobiegają rozmyciu dna.

8) Ciek wodny.

4.2. Materiały i rozwiązania konstrukcyjne w przepustach ekologicznych

Ze względu na materiały użyte do budowy oraz rozwiązania konstrukcyjne, przepusty można podzielić na tradycyjne i nowoczesne [3].

Przepusty tradycyjne, o konstrukcji sztywnej, były najczęściej wykonywane z kamienia, cegły i betonu, a nawet z drewna. Ich przekroje poprzeczne mają kształt trójkąta, prostokąta, trapezu. Przepusty tradycyjne mogą posiadać również konstrukcję sklepioną [11]. Przykładowe zdjęcia przepustów tradycyjnych przedstawiono na rysunkach 7 i 8.



Rysunek 7. Tradycyjny przepust kamienny

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 1. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Marzec-Kiecień, 2008, s. 52-56 [3]



Rysunek 8. Tradycyjny ceglany przepust sklepiony

Źródło: Wysokowski A., Kubiak Z., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 3. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Lipiec-Sierpień, 2008, s. 54-59 [11]

Przepusty nowoczesne, najczęściej o konstrukcji podatnej, są wykonywane z takich materiałów, jak: blachy faliste (Rys. 9), kamionka, polimery zbrojone włóknem szklanym, tworzywa sztuczne (Rys. 10), żelbet (Rys. 11) lub beton. Obecnie projektowane i wykonywane przepusty mają różnorodne kształty przekroju poprzecznego, pokazane na rysunku 12.



Rysunek 9. Przykład konstrukcji gruntowo – powłokowej z blach falistych

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 4. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Wrzesień-Październik, 2008, s. 84-88 [12]



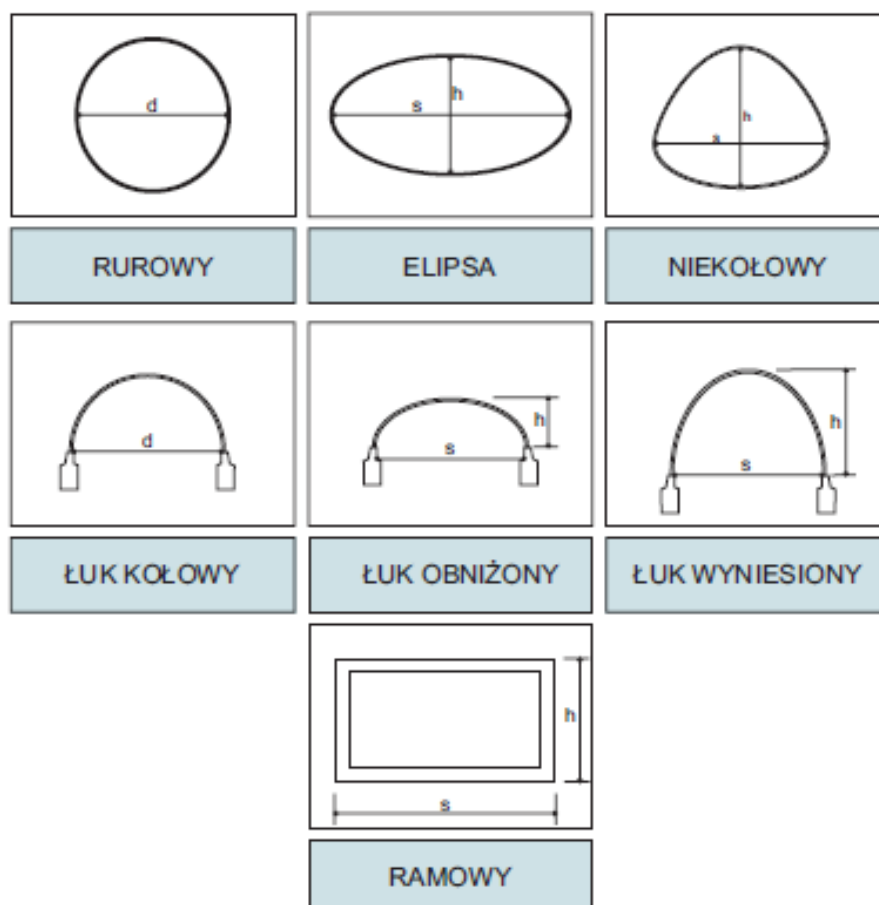
Rysunek 10. Przykład nowoczesnych elementów z tworzyw sztucznych

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 4. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Wrzesień-Październik, 2008, s. 84-88 [12]



Rysunek 11. Przykład żelbetowych przepustów ramowych

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 4. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Wrzesień-Październik, 2008, s. 84-88 [12]



Rysunek 12. Typowe kształty przekroju poprzecznego przepustów nowoczesnych

Źródło: Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 4. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, Wrzesień-Październik, 2008, s. 84-88 [12]

4.3. Posadowienie przepustów ekologicznych

Przy projektowaniu posadowienia przepustów ekologicznych, tak jak we wszystkich innych przypadkach związanych z projektowaniem posadowienia, można korzystać ze wskazówek podanych w Eurokodzie 7 [13]. Wymagania dotyczące podłoża pod przepustami bardziej szczegółowo omówiono w [14], [15], [16].

Zgodnie z [14] przepusty o konstrukcji sztywnej (przepusty monolityczne oraz prefabrykowane betonowe lub żelbetowe) posadowione są na warstwie betonu chudego, wykonanej na podłożu rodzimym.

Konstrukcje podatne (gruntowo-powłokowe) mogą być wykonywane bezpośrednio na gruncie, jeżeli jego nośność jest wystarczająca. Zgodnie z [16] nośność podłoża jest wystarczająca, gdy pozwala na zachowanie stateczności nasypu lub drogi, na nim wykonanych. W przypadku, gdy podłoże nie jest w stanie zapewnić stateczności konstrukcji na nim posadowionych, należy wykonać wzmocnienie podłoża poprzez zastosowanie geosyntetyków, zwiększenie grubości fundamentu kruszywowego lub wymianę gruntu [15], [16].

W przypadku przepustów w postaci rur z tworzyw sztucznych możliwe jest ich posadowienie bezpośrednio na gruncie rodzimym, o ile ten spełnia wypadania kategorii nośności G1 według ATV-DVWK-A127P [17].

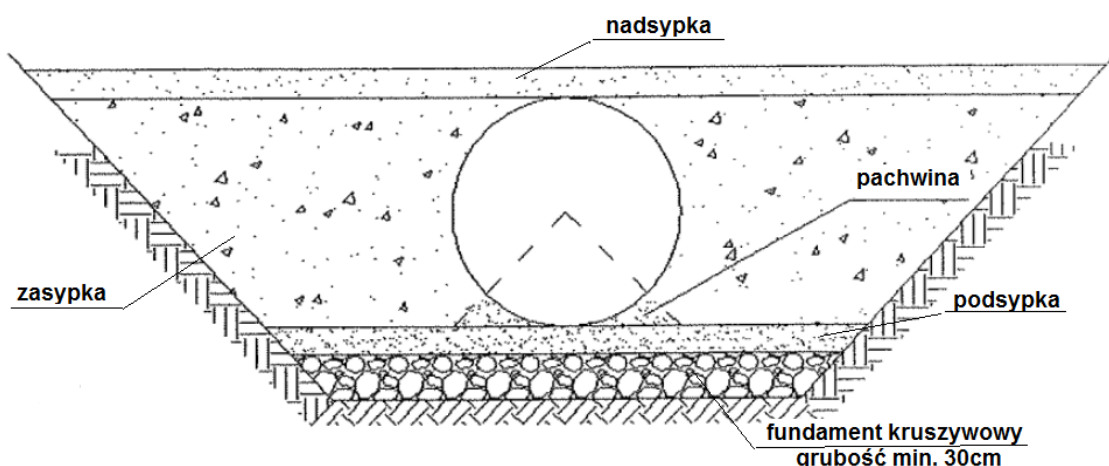
Według [17] rozróżnia się 4 kategorie gruntów (Tab. 1).

Tabela 1. Podstawowe parametry gruntów w zależności od kategorii

Kategoria	Ciężar objętościowy γ [kN/m ³]	Kąt tarcia wewnętrznego ϕ [°]
G1 grunty niespoiste	20	35
G2 grunty słabo spoiste	20	30
G3 grunty spoiste mieszane	20	25
G4 grunty spoiste	20	20

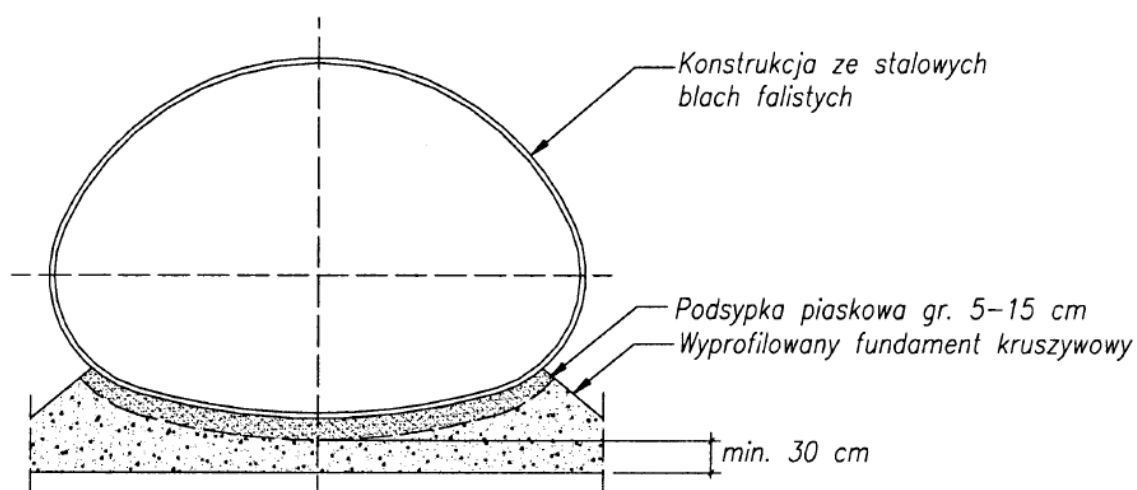
Źródło: ATV-DVWK-A127P. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych [17]

Gdy grunt nie spełnia wymagań kategorii G1 należy zastosować posadowienie konstrukcji podatnej na fundamencie kruszywowym o grubości nie mniejszej niż 30 cm [15], [16] (Rys. 13 i 14).



Rysunek 13. Schemat posadowienia przepustu rurowego z tworzyw sztucznych

Źródło: Jasiński W., Łęgosz A., Nowak A., Pryga-Szulc A., Wysokowski A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych drogowych konstrukcji inżynierskich z tworzyw sztucznych*. GDDKiA – IBDiM, Żmigród, 2006 [16]



Rysunek 14. Wyprofilowany fundament kruszywowy

Źródło: Rowiński W., Wysokowski A., Pryga A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych*. GDDKiA – IBDiM, Żmigród, 2004 [15]

Fundament kruszywowy może być wykonany ze żwiru, mieszanki żwirowo-piaskowej, pospółki, kruszywa łamanego lub kłińca. Do budowy tego rodzaju fundamentów powinny być używane grunty niespoiste, mrozoodporne, zagęszczalne (minimalny wymagany wskaźnik zagęszczenia I_s dla standardowej metody Proctora wynosi 0,98), wodoprzepuszczalne, o wskaźniku różnoziarnistości C_u większym od 5 (grunty różnoziarniste i bardzo różnoziarniste) [15,16].

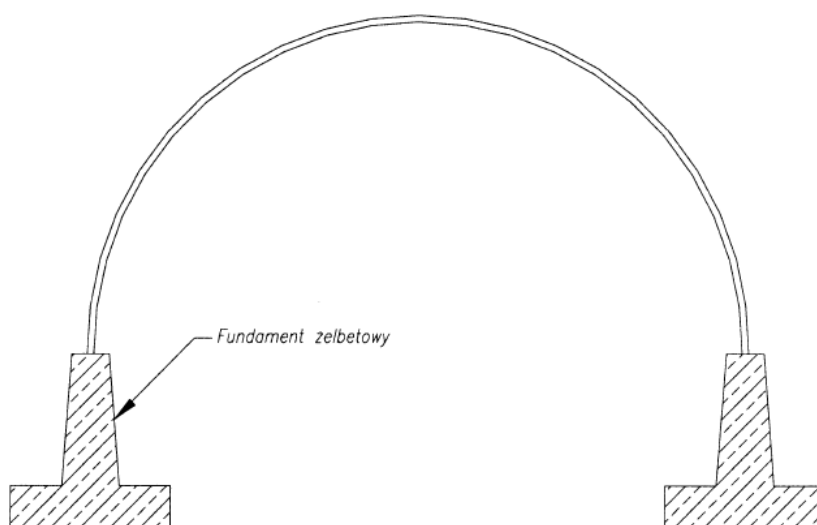
W przypadku konstrukcji podatnych z tworzyw sztucznych, zamiast fundamentu kruszywowego, można zastosować fundament z gruntu stabilizowanego cementem.

Przy wykonywaniu fundamentów kruszywowych pod konstrukcje powłokowo-gruntowe należy pamiętać o poprawnym ukształtowaniu podłoża w kierunku poprzecznym i podłużnym, a w przypadku konstrukcji o rozpiętości powyżej 4 m o dopasowaniu kształtu fundamentu do kształtu dna przepustu (Rys. 14) [15,16].

Fundament kruszywowy powinien być pokryty podsypką o minimalnej grubości wynoszącej 15 cm (Rys. 13, 14). W przypadku konstrukcji podatnych z blach falistych i tworzyw sztucznych górna warstwa podsypki powinna być usypana luźno, po to, by mogła dostać się pomiędzy karby blachy lub rury [15,16].

Zgodnie z [16] podsypka bezpośrednio kontaktująca się z konstrukcją przepustu powinna być wykonana z materiału wodoprzepuszczalnego, niespoistego, zagęszczalnego, mrozoodpornego, który nie zawiera części organicznych.

Konstrukcje przepustów z blach falistych mogą być również posadowione na ławach żelbetowych (Rys. 15).



Rysunek 15. Posadowienie konstrukcji z blach falistych na żelbetowym fundamencie

Źródło: Rowiński W., Wysokowski A., Pryga A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych*. GDDKiA – IBDiM, Żmigród, 2004 [15]

4.4. Zasyпка gruntowa

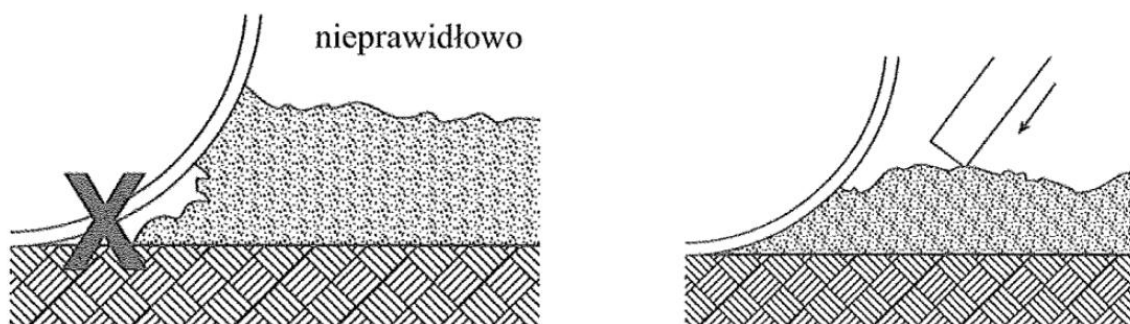
W przypadku konstrukcji przepustów ekologicznych o konstrukcji podatnej, na zasypkę najlepiej jest stosować grunty kategorii G1 (Tab. 1). Dodatkowymi wymaganiami dla zasyпки są: wskaźnik różnoziarnistości powyżej 5, wskaźnik krzywizny C_c w zakresie od 1 do

3, współczynnik filtracji k równy minimum 8 m/dobę, średnice ziaren zastępczych od 0 do 40 mm, moduł edometryczny powyżej 20 MPa. Nadsypka (Rys. 13) powinna być wykonana z gruntu o parametrach nie gorszych niż zasypka [16].

Zasypka powinna być wykonywana i zagęszczana w warstwach o grubości nie większej niż 30 cm, równomiernie po obu stronach przepustu. W obszarach pachwinowych pomiędzy podsypką a spodem konstrukcji zaleca się układanie zasypki w warstwach o grubości nie większej niż 20 cm. Wymagany minimalny wskaźnik zagęszczenia zasypki I_s bezpośrednio przy przepuszczeniu wynosi 0,95, natomiast na pozostałym obszarze I_s powinien być równy minimum 0,98 [15,16].

Zaleca się kontrolowanie wskaźnika zagęszczenia każdej ułożonej i zagęszczonej warstwy za pomocą np. czujników elektronicznych. Natomiast zagęszczenie np. co 3 warstwy należy sprawdzić metodą Proctora [15].

Bardzo częstym błędem podczas zasypywania przepustów z rur z tworzyw sztucznych oraz blach falistych jest niedokładne zagęszczenie gruntu w pachwinie (Rys. 16). W obszarze tym zasypka powinna być zagęszczana przy użyciu ubijaka ręcznego. Można też zastosować wpyługiwanie zasypki [15,16].



Rysunek 16. Sposób wykonania podbicia pod rurą z tworzyw sztucznych

Źródło: Jasiński W., Łęgosz A., Nowak A., Pryga-Szulc A., Wysokowski A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych drogowych konstrukcji inżynierskich z tworzyw sztucznych*. GDDKiA – IBDiM, Żmigród, 2006 [16]

Zgodnie z [15] ciężki sprzęt do zagęszczania zasypki powinien znajdować się w odległości co najmniej 1 m od konstrukcji przepustu.

Największym problemem podczas zagęszczania zasypki wokół konstrukcji powłokowo – gruntowych jest możliwość ich deformacji, wypiętrzenia lub przesunięcia. W związku z tym ważna jest prowadzenie pomiarów odkształceń pionowych i poziomych konstrukcji każdorazowo po ułożeniu i zagęszczeniu warstwy zasypki [15].

5. Wyniki badań

Badania laboratoryjne zostały przeprowadzone dla kruszywa łamanego 0/31,5. W celu oceny przydatności kruszywa do zastosowania na zasypkę przepustu drogowego wykonano: badanie wilgotności naturalnej, składu granulometrycznego, zagęszczalności oraz wodoprzepuszczalności.

5.1. Wilgotność naturalna

Badanie wilgotności naturalnej zostało przeprowadzone zgodnie normą PKN-CEN ISO/TS 17892-1 [18]. Badanie polega na pobraniu próbek gruntu o naturalnej wilgotności, o masie określonej w normie [18], a następnie ich suszeniu w temperaturze 105 °C do stałej masy.

Wilgotność wyrażona w procentach obliczana jest ze wzoru

$$w = \frac{m_w}{m_s} 100\% \quad (1)$$

gdzie:

m_w – masa wody w próbce,

m_s – masa szkieletu gruntowego.

Wyniki badań wilgotności przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wyniki badań wilgotności naturalnej

Opis		Numer pojemnika	
		1	2
Masa pojemnika [g]	m_c	1235,00	2417,00
Masa pojemnika z gruntem wilgotnym [g]	m_1	5689,00	7922,00
Masa pojemnika z gruntem wysuszonym [g]	m_2	5563,00	7752,00
Masa wody w próbce [g]	m_w	126,00	170,00
Masa szkieletu gruntowego [g]	m_d	4328,00	5335,00
Wilgotność [%]	w	2,91	3,19
Wynik badania [%]		3,05	

Źródło: Opracowanie własne

5.2. Skład granulometryczny

Z reprezentatywnej próbki o masie około 6000 g wysuszonej w temperaturze 105 °C wydzielono dwie próbki o suchej masie 1250 g. Próbki przemyto przez sito o oczku 0,063 mm, a następnie przesiano przez zestaw sit ustawionych na wstrząsarce mechanicznej zgodnie z normą PKN-CEN ISO/TS 17892-4 [19].

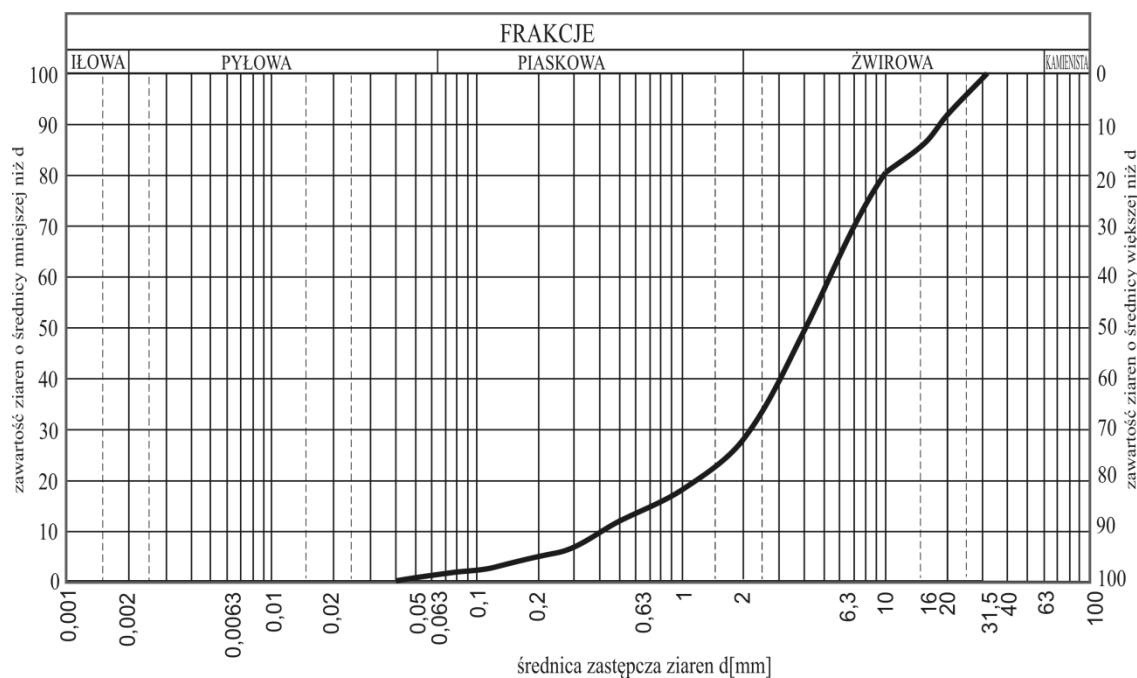
Wyniki badań przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki analizy granulometrycznej

Wymiar oczek	Badanie 1			Badanie 2			Średnio		
	Zawartość ziaren		Suma	Zawartość ziaren		Suma	Zawartość ziaren		Suma
[mm]	[g]	[%]	[%]	[g]	[%]	[%]	[g]	[%]	[%]
> 31,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20,0 – 31,5	106,80	8,54	8,54	117,75	9,42	9,42	112,28	8,98	8,98
16,0 - 20,0	61,97	4,96	13,50	63,54	5,08	14,50	62,75	5,02	14,00
10,0 - 16,0	64,91	5,19	18,69	76,13	6,09	20,59	70,52	5,64	19,64
4,0 - 10,0	396,69	31,74	50,43	372,17	29,77	50,37	384,43	30,75	50,40
2,0 - 4,0	271,87	21,75	72,18	274,65	21,97	72,34	273,26	21,86	72,26
1,0 - 2,0	115,97	9,28	81,46	122,95	9,84	82,18	119,46	9,56	81,82
0,5 - 1,0	79,35	6,35	87,80	79,89	6,39	88,57	79,62	6,37	88,19
0,25 - 0,5	78,69	6,30	94,10	74,77	5,98	94,55	76,73	6,14	94,32
0,125 - 0,25	42,70	3,42	97,52	38,71	3,10	97,64	40,71	3,26	97,58
0,075 - 0,125	6,20	0,50	98,01	5,81	0,46	98,11	6,01	0,48	98,06
< 0,075	24,85	1,99	100,00	23,63	1,89	100,00	24,24	1,94	100,00
Suma	1250,00	100,00	-	1250,00	100,00	-	1250,00	100,00	-

Źródło: Opracowanie własne

Na podstawie uśrednionych wyników przeprowadzonej analizy granulometrycznej dla badanego kruszywa wyznaczono przebieg krzywej uziarnienia (Rys. 17).



Rysunek 17. Krzywa uziarnienia badanego gruntu

Źródło: Opracowanie własne

W oparciu o krzywą uziarnienia wyznaczono:

a) zawartości poszczególnych frakcji

Frakcja kamienista $d > 63 \text{ mm}$ – 0,00 %
 Frakcja żwirowa $2 \text{ mm} < d < 63 \text{ mm}$ – 72,26 %
 Frakcja piaskowa $0,063 \text{ mm} < d < 2 \text{ mm}$ – 26,74 %
 Frakcja pyłowa i iłowa $d < 0,063 \text{ mm}$ – 1,00 %;

b) wielkości średnic miarodajnych

$d_{60} = 5,2 \text{ mm}$

$d_{30} = 2,2 \text{ mm}$

$d_{10} = 0,40 \text{ mm};$

c) wskaźnik różnoziarnistości C_u ze wzoru (2)

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{5,2}{0,40} = 13,00 \quad (2)$$

gdzie:

d_{60} – średnica miarodajna, poniżej której znajduje się 60 % wszystkich cząstek gruntu,

d_{10} – średnica miarodajna, poniżej której znajduje się 10 % wszystkich cząstek gruntu;

d) wskaźnik krzywizny C_c ze wzoru (3)

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} = \frac{2,2^2}{5,2 \cdot 0,40} = 2,33 \quad (3)$$

gdzie:

d_{30} – średnica miarodajna, poniżej której znajduje się 30 % wszystkich cząstek gruntu.

5.3. Zagęszczalność

Badanie zagęszczalności kruszywa wykonano zgodnie z normą PN-EN 13286-2 [20].

W tabeli 4 przedstawiono ogólne informacje dotyczące wybranej metody zagęszczenia.

Tabela 4. Dane ogólne wybranej metody zagęszczenia

Metoda oznaczania	II
Według Proctora	Metoda standardowa
Typ cylindra	Duży
Objętość cylindra	2,2 dm ³
Liczba warstw	3
Ilość uderzeń ubijaka na warstwę	55
Masa ubijaka	2,5 kg
Wysokość spadania ubijaka	32 cm
Energia zagęszczania	0,6 kNm/dm ³

Źródło: PN-88/B-04481. Grunty budowlane. Badania próbek gruntu [21]

Zgodnie z zaleceniami normy [20] próbki gruntu były przesiane przez sito o oczku 10 mm. Badania wykonano na 5 reprezentatywnych próbkach. Kolejne badanie zagęszczenia wykonywano dodając wodę do poprzednio ubijanej próbki. Krzywą pełnego nasycenia wykreślono przyjmując gęstość właściwą szkieletu gruntowego $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ i gęstość objętościową wody $\rho_w = 1,00 \text{ g/cm}^3$.

Uśrednione wyniki badań podano w tabeli 5 i 6.

Tabela 5. Stosunek masy ziaren pozostałych na sicie 10 mm do masy próbki

Masa próbki [g]	m_s	7959
Masa ziaren pozostałych na sicie o boku oczka 10mm [g]	m_s'	1652
Stosunek masy ziaren pozostałych na sicie 10mm do masy próbki [%]	$x \cdot 100$	20,76

Źródło: Opracowanie własne

Tabela 6. Wartości gęstości objętościowej w zależności od wilgotności gruntu

Masa cylindra [g]	5877				
Masa cylindra z gruntem [g]	10214	10318	10651	10818	10752
Masa gruntu w cylindrze [g]	4337	4441	4774	4941	4875
Objętość cylindra [cm ³]	2200				
Gęstość objętościowa gruntu [g/cm ³]	1,971	2,019	2,170	2,246	2,216
Wilgotność gruntu [%]	4,50	6,00	8,00	10,00	11,00
Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego [g/cm ³]	1,886	1,904	2,009	2,042	1,996

Źródło: Opracowanie własne

Krzywą pełnego nasycenia porów gruntu wodą wyznaczono korzystając ze wzorów (4), (5) i (6), a wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 7.

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \quad (4)$$

gdzie:

n – porowatość gruntu,

ρ_d – gęstość objętościowa szkieletu gruntowego wyznaczana ze wzoru

$$\rho_d = \frac{100\rho}{100 + w} \quad (5)$$

w którym ρ jest gęstością objętościową gruntu, a w wilgotnością.

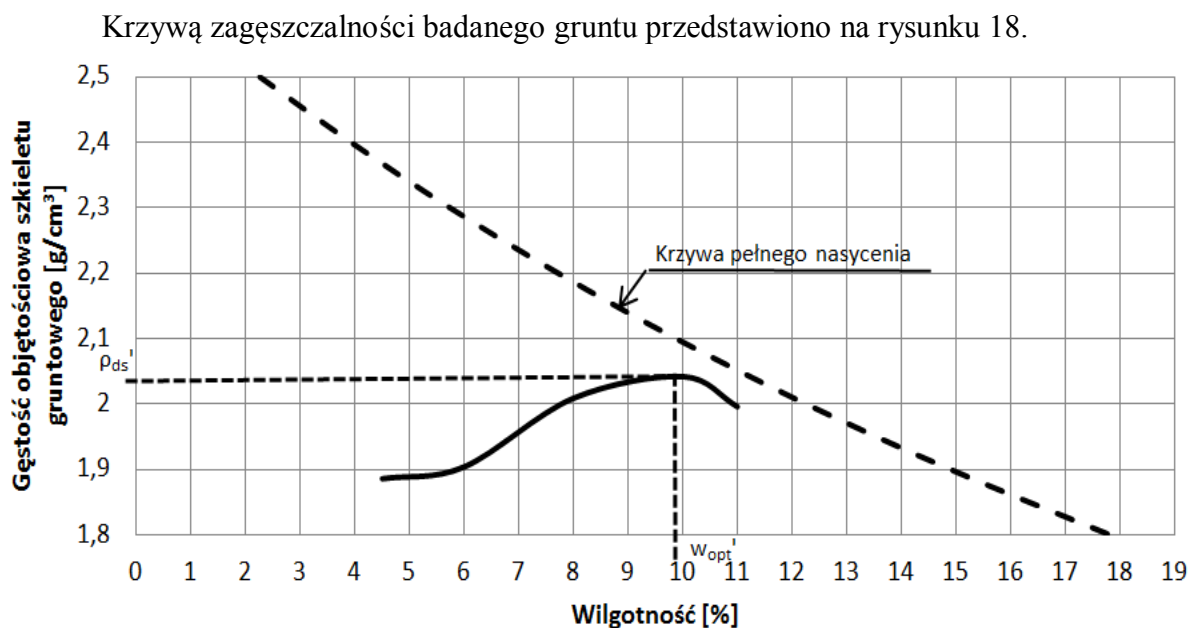
$$w_r = \frac{n}{1 - n} \frac{\rho_w}{\rho_s} \quad (6)$$

w_r – wilgotność gruntu przy całkowitym nasyceniu porów wodą.

Tabela 7. Wilgotność gruntu przy całkowitym nasyceniu porów wodą w zależności od ρ_d

ρ _d	n	n / (1-n)	w _r
2,5	0,057	0,060	2,26
2,4	0,094	0,104	3,93
2,3	0,132	0,152	5,74
2,2	0,170	0,205	7,72
2,1	0,208	0,262	9,88
2,0	0,245	0,325	12,26
1,9	0,283	0,395	14,90
1,8	0,321	0,472	17,82

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 18. Krzywa zagęszczalności badanego gruntu

Źródło: Opracowanie własne

Z wykresu odczytano:

- wilgotność optymalną w'_{opt} równą 9,9 %,
- maksymalną gęstość objętościową szkieletu gruntowego ρ'_{ds} równą 2,043 g/cm³.

Wartości wilgotności optymalnej i maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego z uwzględnieniem poprawki na zawartość ziaren o średnicy większej niż 10 mm, należy obliczyć ze wzorów

$$w_{opt} = (1 - x)w'_{opt} \quad (7)$$

$$\rho_{ds} = \frac{\rho_s \rho'_{ds}}{\rho_s - x(\rho_s - \rho'_{ds})} \quad (8)$$

Po uwzględnieniu poprawki wilgotność optymalna w_{opt} wynosi 7,84 %, a maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_{ds} 2,145 g/cm³.

Wskaźnik zagęszczenia gruntu należy obliczyć ze wzoru

$$I_s = \frac{\rho_d}{\rho_{ds}} \quad (9)$$

5.4. Wodoprzepuszczalność

Badanie wodoprzepuszczalności (filtracji) wykonano zgodnie z normą PKN-CEN ISO/TS 17892-11 [22]. Wyniki badań dla wskaźnika zagęszczenia I_s równego 1 zestawiono w tabeli 8.

Tabela 8. Współczynnik filtracji badanego gruntu

Kierunek przepływu	t	A	l	ΔH	i	T	Q	k _{tn}	k _{10n}	k ₁₀	k ₁₀
	[°C]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[-]	[min]	[cm ³]	cm/min	cm/min	cm/min	m/dobę
Z dołu do góry	15	100	6	2,9	0,483	1	42	0,869	0,756	0,766	11,04
		100	6	2,9	0,483	1	43	0,890	0,774		
		100	6	2,9	0,483	1	42	0,869	0,756		
		100	6	2,9	0,483	1	44	0,910	0,792		
		100	6	2,9	0,483	1	42	0,869	0,756		
Z góry do dołu	15	100	6	2,9	0,483	1	43	0,890	0,774	0,756	10,88
		100	6	2,9	0,483	1	43	0,890	0,774		
		100	6	2,9	0,483	1	41	0,848	0,738		
		100	6	2,9	0,483	1	41	0,848	0,738		
		100	6	2,9	0,483	1	42	0,869	0,756		
Wynik badania										0,761	10,96

Źródło: Opracowanie własne

Poniżej podano objaśnienia symboli występujących w tabeli 8.

t – temperatura wody,

A – pole przekroju poprzecznego próbki,

l – droga filtracji (wysokość próbki),

ΔH – różnica poziomów wody,

i – spadek hydrauliczny, obliczany ze wzoru

$$i = \frac{\Delta H}{l} \quad (10)$$

T – czas pomiaru,

Q – objętość wody przepływającej przez próbkę w czasie T,

k_t – współczynnik filtracji w temperaturze badania,

$$k_t = \frac{Q}{ATi} \quad (11)$$

k_{10} – współczynnik filtracji w temperaturze 10 °C

$$k_{10} = \frac{k_t}{0,7 + 0,03t} \quad (12)$$

6. Wnioski

Wyznaczony na podstawie krzywej uziarnienia wskaźnik różnoziarnistości C_u wynosi 13 i jest większy od wymaganego równego 5.

Wymagany wskaźnik krzywizny powinien zawierać się w przedziale od 1 do 3. Wskaźnik krzywizny C_c dla badanego kruszywa wynosi 2,33, w związku z tym spełnia wymagania stawiane zasypkom przepustów.

Grunt stosowany na zasypkę powinien mieć współczynnik filtracji większy niż 8 m/dobę. Współczynnik filtracji badanego kruszywa 0/31,5 jest większy od wymaganego i dla $I_s = 1,0$ wynosi 10,96 m/dobę.

Z krzywej uziarnienia wynika, że średnice ziaren zastępczych badanego kruszywa zawierają się w przedziale od 0,04 mm do 31,5 mm, w związku z tym mieszczą się w wymaganym dla zasypek przedziale wynoszącym 0 – 40 mm.

Wymagany minimalny wskaźnik zagęszczenia zasypki wynosi 0,98, co przy maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego równej $2,145 \text{ g/cm}^3$ i wilgotności optymalnej $w_{\text{opt}} = 7,84 \%$ oznacza, że gęstość objętościowa zasypki po zagęszczeniu powinna wynosić minimum $2,26 \text{ g/cm}^3$.

W ramach pracy nie wykonano badań modułu edometrycznego, który dla zasypek przepustów powinien być większy od 20 MPa.

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych można stwierdzić, że kruszywo 0/31,5 spełnia większość wymagań stawianych zasypkom przepustów drogowych.

Literatura

1. Curzydło J., Konopka J.: *Siedliska rozdzielone infrastrukturą transportową ponownie łączone są przez ekologiczne mosty i przepusty: przykłady przejść dla dzikich zwierząt w Austrii, Belgii, Francji, Niemczech, Szwajcarii i Polsce*. Oddziaływanie infrastruktury transportowej na przestrzeń przyrodniczą, Warszawa-Poznań-Lublin, 2007, s. 219-226.
2. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.
3. Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 1*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Marzec-Kiecień, 2008, s. 52-56.
4. Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody.

5. Kurek R. T.: *Optymalny model postępowania przy ustalaniu lokalizacji przejść dla zwierząt*. Ochrona dziko żyjących zwierząt przy inwestycjach drogowych w Polsce, Stowarzyszenie Pracownia na Rzecz Wszystkich Istot, Bystra, 2008.
6. Jędrzejewski W., Nowak S., Kurek R. T., Mysłajek R. W., Stachura K., Zawadzka B.: *Zwierzęta a drogi. Metody ograniczenia negatywnego wpływu dróg na populację dzikich zwierząt*, Zakład Badania Ssaków Polskiej Akademii Nauk, Białowieża, 2006.
7. Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 5*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Styczeń-Luty, 2009, s. 70-75.
8. Kurek R. T.: *Przejścia dla zwierząt przy drogach – rozwiązania optymalne oraz doświadczenia i problemy w zakresie projektowania, cz. 1*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Maj-Czerwiec, 2011, s. 78-81.
9. Lachowicz M., Podhorecki A.: *Budowa przepustów i przejść dla zwierząt w warunkach zrównoważonego rozwoju*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Wrzesień-Październik, 2012, s. 74-77.
10. Kurek R. T.: *Poradnik projektowania przejść dla zwierząt i działań ograniczających śmiertelność fauny przy drogach*. Stowarzyszenie Pracownia na Rzecz Wszystkich Istot, Bystra, 2010.
11. Wysokowski A., Kubiak Z., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 3*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Lipiec-Sierpień, 2008, s. 54-59.
12. Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 4*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Wrzesień-Październik, 2008, s. 84-88.
13. PN-EN 1997-1. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
14. Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 15*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Listopad-Grudzień, 2013, s. 20-25.
15. Rowiński W., Wysokowski A., Pryga A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych*. GDDKiA – IBDiM, Żmigród, 2004.
16. Jasiński W., Łęgosz A., Nowak A., Pryga-Szulc A., Wysokowski A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych drogowych konstrukcji inżynierskich z tworzyw sztucznych*. GDDKiA – IBDiM, Żmigród, 2006.
17. ATV-DVWK-A127P. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych.
18. PKN-CEN ISO/TS 17892-1. *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 1: Oznaczanie wilgotności*.

19. PKN-CEN ISO/TS 17892-4. *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 4: Oznaczanie składu granulometrycznego.*
20. PN-EN 13286-2. *Mieszanki niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym. Część 2: Metody określania gęstości i zawartości wody. Zagęszczanie metodą Proctora.*
21. PN-88/B-04481. *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.*
22. PKN-CEN ISO/TS 17892-11. *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 11: Badanie filtracji przy stałym i zmiennym gradiencie hydraulicznym.*

mgr inż. Monika Kolendo¹

Politechnika Białostocka, Zakład Informacji Przestrzennej

ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

e-mail: ¹monika.kolendo@wp.pl

Wybrane metody prognozowanie zapotrzebowanie na wodę w miejskich systemach wodociągowych

Słowa kluczowe: sieć wodociągowa, zapotrzebowanie na wodę, modele prognozujące, SSN, ARIMA, SARIMA

Streszczenie: Jednym z kluczowych zagadnień w procesie planowania i projektowania rozwoju oraz eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę jest ocena zapotrzebowania na wodę definiowana na podstawie kształtowania się rozbiorów wody w systemach wodociągowych. Proces zapotrzebowania na wodę jest szeregiem czasowym, czyli uporządkowanym w czasie ciągiem informacji dotyczących zużycia wody wodociągowej przez wszystkich odbiorców. Na podstawie wstępnie skategoryzowanych informacji o ilości wody wtłoczonej do sieci wodociągowej można dostrzec pewne zależności, cechy, składowe, trendy, jak również stworzyć model matematyczny opisujący ten proces. Wyznaczony w ten sposób matematyczny opis zjawisk z przeszłości umożliwia kalibrację modelu w celu ekstrapolacji trendu szeregu czasowego na przyszłość, w oparciu o te same zasady i reguły. W pracy przedstawiono czynniki środowiskowe, społeczne, techniczne i klimatyczne wpływające na rzeczywiste zapotrzebowanie na wodę oraz przykłady włączenia wymienionych elementów w proces predykcji zużycia wody. W pracy dokonano klasyfikacji modeli prognozujących na długo i średnioterminowe oraz krótkoterminowe. Dokonano również charakterystyki wybranych metod, w tym m. in. modeli ekonometrycznych, modeli ARIMA i SARIMA, modelu wygładzania wykładniczego i sztucznych sieci neuronowych, które ze względu na możliwości aproksymacji dowolnych zjawisk nieliniowych oraz kalibracji przyjętej struktury na podstawie danych eksperymentalnych lub obrazów uczących, stanowią atrakcyjne i skuteczne narzędzie w prognozowaniu zapotrzebowania na wodę.

1. Wstęp

Począwszy od przełomu lat 80. i 90. Obserwuje się w wielu polskich miastach spadek wielkości zużycia wody. W świetle badań prezentowanych w pracy [1] proces ten w dużym stopniu jest następstwem dostępności na polskim rynku dobrej jakościowo armatury czerpalnej i armatury sanitarnej, które przyczyniły się do ograniczenia marnotrawstwa wody, jednocześnie umożliwiając jej oszczędzanie. Równie istotne w tych przemianach było niemal pełne opomiarowanie poboru wody z sieci wodociągowej. Na badane zjawisko wpływa ponadto podniesienie świadomości wartości wody i jej ceny. Niezmiernie istotnym czynnikiem powodującym zmniejszenie zapotrzebowania na wodę były przemiany, jakie dokonały się w przemyśle. Obejmowały one spadek produkcji, likwidację wielu zakładów oraz zmianę profilu produkcji.

Ciągły spadek zapotrzebowania na wodę w Polsce zmusza przedsiębiorstwa wodociągowe do poszukiwania innowacyjnych rozwiązań dotyczących między innymi optymalnego sterowania procesami ujmowania i rozdziału dyspozycyjnych zasobów wodnych, dystrybucji wody oraz oczyszczania ścieków i wody [2].

Sterowanie dystrybucją wody wymaga zastosowanie skalibrowanego modelu hydraulicznego, a także modelu prognostycznego zapotrzebowania na wodę. W związku z tym, metody modelowania i prognozowania poboru wody, a w szczególności prognozowania szeregów czasowych poboru wody uśrednionego w różnych przedziałach czasowych, są obecnie badane przez zespoły naukowe zarówno w specjalności inżynieria środowiska, jak i automatyki oraz informatyki [3]. Główną ideą procesu predykcji jest zapewnienie obiektywnych i wyczerpujących przesłanek do podejmowania decyzji o charakterze gospodarczym w odniesieniu do zjawiska definiowanego daną zmienną endogeniczną [4].

Proces zużycia wody stanowi szereg czasowy, czyli uporządkowany w czasie ciąg informacji związanych z zużyciem wody wodociągowej przez wszystkich odbiorców. Reprezentacja szeregu czasowego formie graficznej pozwala na zobrazowanie kolejnych momentów w historii, stanowiących realizację procesu zużycia wody, których pomiary przedstawione są z jednakowym krokiem czasowym. Na podstawie chronologicznie posegregowanych informacji na temat wielkości zużycia wody można wychwycić pewne prawidłowości i zależności, jak również stworzyć model matematyczny procesu zapotrzebowania na wodę. Opis matematyczny zjawiska zapotrzebowania na wodę w przeszłości pozwala na taką kalibrację modelu, aby przy wykorzystaniu tych samych zasad, założeń i reguł, stworzyć ekstrapolację trendu szeregu czasowego w przyszłość, czyli krok na przód.

W szeregach czasowych wyróżnia się zazwyczaj dwie składowe: składową systematyczną, będącą efektem oddziaływań stałego zestawu czynników, oraz składową przypadkową (nieregularną). Składowa systematyczna może występować w postaci [5]:

- a) tendencji rozwojowej – trendu – odzwierciedlającej długookresową skłonność do jednokierunkowych zmian (wzrostu lub spadku) wartości analizowanej zmiennej,
- b) stałego (przeciętnego) poziomu zmiennej,
- c) składowej okresowej (składowej periodycznej), która może występować w postaci wahań cyklicznych i sezonowych;

Do długoterminowego prognozowania poboru wody najczęściej stosowane są modele regresji liniowej i nieliniowej. Uwzględniają one często, oprócz danych dotyczących zużycia wody w przeszłości, również inne czynniki, takie jak warunki meteorologiczne, produkt

krajowy brutto/osobę, cenę wody oraz cenę energii elektrycznej. Do bieżącego i krótkoterminowego poboru wody najczęściej wykorzystywane są modele stochastyczne, między innymi scałkowany model autoregresji i średniej ruchomej ARIMA oraz model wygładzania wykładniczego, który są proste w praktycznym zastosowaniu i nie wymaga założenia o stacjonarności szeregu.

Alternatywą do wyżej wymienionych metod mogą być sztuczne sieci neuronowe, które coraz częściej wykorzystywane są do prognozowania procesów gospodarczych. Jednym z atutów sieci neuronowych jest ich zdolność do prognozowania zjawisk, dla których nie są znane prawa i zależności kształtujące dany proces. Mogą one być wykorzystywane do aproksymacji dowolnych zjawisk o charakterze nieliniowym.

2. Czynniki kształtujące proces zużycia wody

Wielkość zapotrzebowania na wodę jest wypadkową wielu czynników o bardzo zróżnicowanym charakterze. Można je podzielić na kilka grup [6]:

- Czynniki związane z czasem – pora roku, dzień tygodnia, pora dnia, godzina, a także charakter dnia (dzień roboczy, sobota, niedziela, dzień świąteczny przypadający w ciągu tygodnia). Wpływ wymienionych czynników można określić wykorzystując dane archiwalne dotyczące produkcji wody gromadzone przed administrację sieci wodociągowych.
- Czynniki meteorologiczne – średnia, minimalna i maksymalna temperatura powietrza, opady, liczba dni bez opadów, wilgotność powietrza, nasłonecznienie, parowanie. Czynniki te mają charakter losowy, ale znajomość ich wartości i trendów w poszczególnych porach roku umożliwia powiązanie ich wartości procesem z zapotrzebowania na wodę.
- Czynniki związane z wielkością i charakterem zaopatrywanego obszaru – charakter obszaru (udział dzielnic mieszkaniowych jednorodzinnych i wielorodzinnych, obszarów przemysłowych, rekreacyjnych, ogródków działkowych itp.), wielkość obszaru (ilość mieszkańców oraz prognozy demograficzne, wielkość zakładów przemysłowych, itp.). Czynniki te są zdeterminowane i ich wpływ na wielkość zapotrzebowania na wodę jest możliwy do wyznaczenia.
- Czynniki o charakterze losowym – awarie sieci wodociągowej mogące powodować wycieki wody, błędne odczyty. Są to czynniki trudne do przewidzenia, a ich wpływ w przypadku skumulowania efektów może być znaczący w odniesieniu do wielkości zapotrzebowania na wodę.

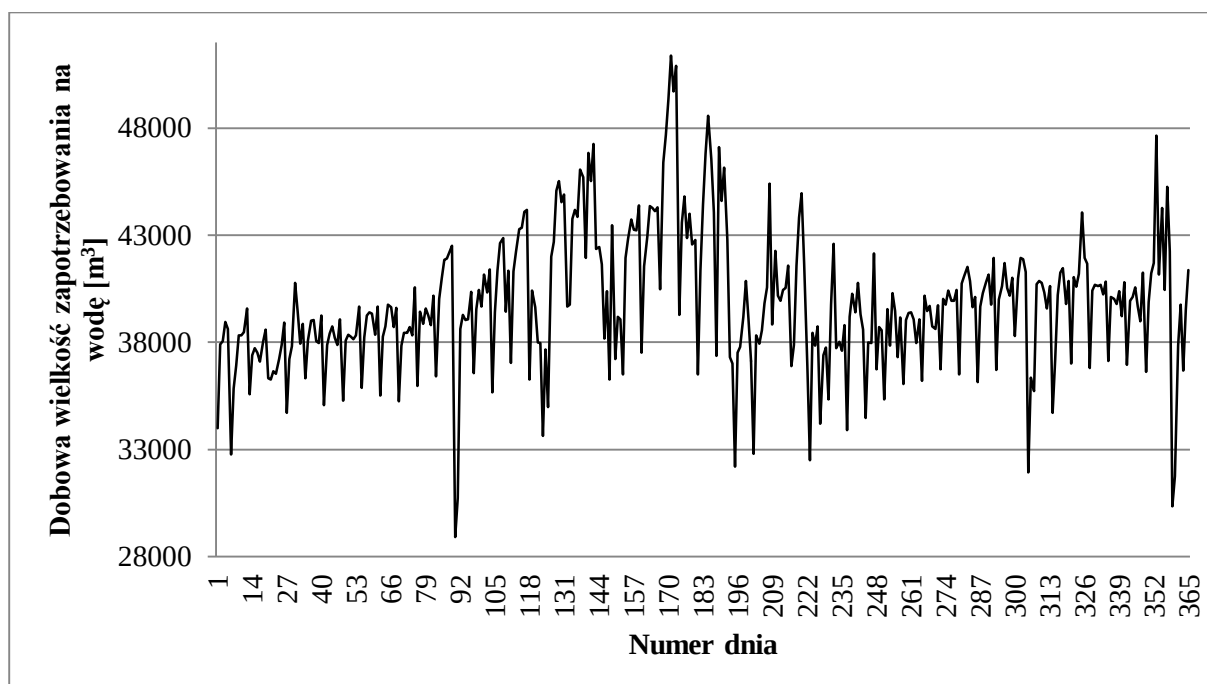
Określenie wpływu wszystkich wymienionych czynników kształtujących proces zapotrzebowania na wodę jest niezmiernie trudne. W szczególności trudność może sprawiać określenie istotności poszczególnych zmiennych w całym procesie. W celu uzyskania jak najlepszej prognozy należy uwzględnić je wszystkie. Prowadzi to jednak do znacznego wydłużenia czasu obliczeń. Czasochłonne jest również gromadzenie danych dotyczących wszystkich wyżej wymienionych czynników. Odrzucenie niektórych z nich lub ograniczenie ich istotności prowadzi do skrócenia tego czasu, ale niestety także powoduje wzrost prawdopodobieństwa powstania znaczących błędów w prognozowaniu. Niezbędne jest zatem rozwiązanie kompromisowe umożliwiające uzyskanie zadawalających rezultatów adekwatnych do czasu poświęconego na obliczenie i zgromadzenie danych.

Najistotniejszymi czynnikami, są te związane z czasem oraz charakterem i wielkością rozważanego obszaru. W znaczny sposób na obciążenie sieci wodociągowej wpływają również takie czynniki jak temperatura powietrza oraz opady, które mają szczególne znaczenie w połączeniu z czynnikami o charakterze losowym.

Proces zużycia wody jest szeregiem ciągłym i podlega wahaniom sezonowym. Można wyróżnić zmiany roczne, sezonowe, miesięczne, tygodniowe, dobowe oraz godzinowe [2, 5]. Roczne zmiany zużycia wody wynikają przede wszystkim ze wzrostu demograficznego oraz migracji demograficznej. Obecnie obserwuje się ciągłą wymianę mieszkańców, co jest podyktowane faktem, iż społeczeństwo coraz słabiej przywiązuje się do jednego stałego miejsca zamieszkania. Na roczne zmiany zapotrzebowania na wodę mają również znaczący wpływ takie czynniki jak, rodzaj i charakter jednostki osadniczej, rozwój przemysłu, rodzaj zabudowy mieszkaniowej na danym obszarze oraz ich standard wyposażenia w urządzenia sanitarne. W prognozach długoterminowych należy również uwzględnić takie parametry jak, zamożność mieszkańców, wzrost cen jednostkowych za czystą wodę pitną oraz odprowadzanie i oczyszczanie ścieków, a także wzrost cen za energię elektryczną. Istotny wpływ ma również stopień przyrostu długości sieci wodociągowej i kanalizacyjnej oraz stan techniczny infrastruktury wodociągowej i armatury wewnątrz i na zewnątrz budynków oraz związane z tym wielkości strat wody spowodowane nieszczelnością sieci, kradzieżami wody oraz niedokładnością pomiarów [7].

Nierównomierność sezonowej i miesięcznej konsumpcji wody jest spowodowana głównie okresami urlopowymi (wakacje, ferie, święta, długie weekendy) i związaną z tym migracją ludności do/z jednostki osadniczej wyposażonej w sieć wodociagową. Ponadto, w prognozach miesięcznych należy uwzględnić czynniki klimatyczne związane ze zmianami pór

roku, a także rodzaj przemysłu dominującego w analizowanym obszarze [7]. Przykładowy rozkład wielkości zapotrzebowania na wodę w ciągu roku przedstawia rysunek 1.



Rysunek. 1. Wielkość zapotrzebowania na wodę w Białymstoku oraz gminie wiejskiej i miejskiej Wasilków w 2013 roku

Źródło: „Wodociągi Białostockie” Sp. z o. o.

Zmiany poboru wody w cyklach tygodniowych, dobowych i godzinowych zależą od warunków meteorologicznych na badanym obszarze, przy czym zużycie wody przy krótszych cyklach jest najbardziej skorelowane z temperaturą powietrza, opadami oraz wilgotnością powietrza. W pracy [8] modele uwzględniające warunki meteorologiczne dają lepsze rezultaty, niemniej jednak budowa takiego modelu generuje wyższe koszty i ryzyko związane z brakami w danych. Dużą rolę w procesie zapotrzebowania na wodę odgrywają również informacje kalendarzowe, w tym typ dnia tygodnia (dzień roboczy, świąteczny, przedświąteczny, inny dzień wolny od pracy – długie weekendy, wakacje). Podstawowy wpływ na cykl dobowy i tygodniowy ma charakter obszaru objętego analizowaną siecią wodociągową. Znaczący wpływ ma zapotrzebowanie na wodę pochodzące z sektora przemysłu występującego na badanym obszarze. Kolejnym znaczącym parametrem jest profil produkcyjny i usługowy zakładów pracy oraz obiektów użyteczności publicznej, a także gęstość zaludnienia oraz cywilizacyjne przyzwyczajenia ludności. Na wielkość zapotrzebowania na wodę w cyklu dobowym wpływają również imprezy okolicznościowe oraz styl życia ludności i sposób spędzania wolnego czasu, między innymi nawyki

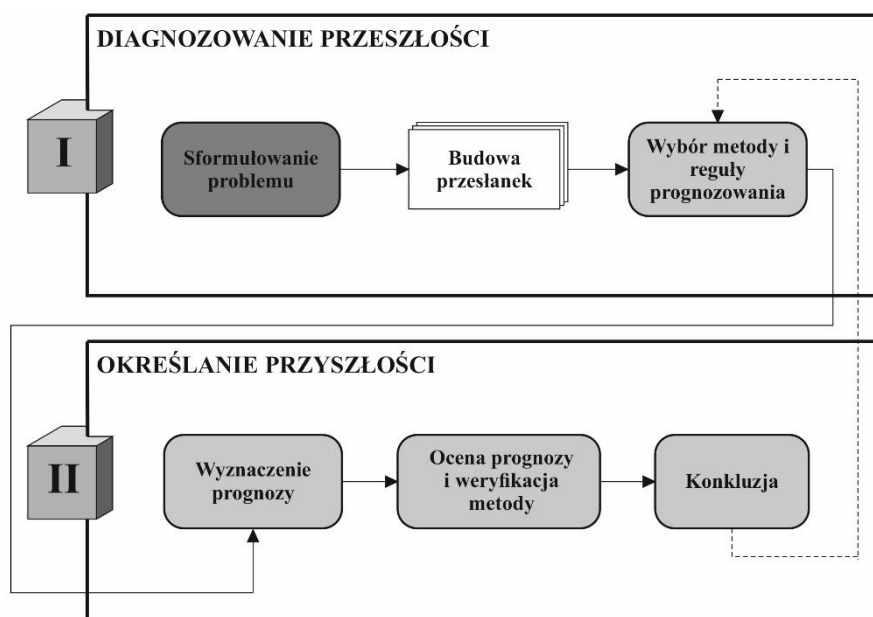
żywieniowe, higiena, a także atrakcyjność programu telewizyjnego, godziny emisji popularnych seriali bądź innych audycji telewizyjnych [7].

Na zużycie wody ma ponadto wpływ również ciśnienie w sieciach zewnętrznych i w instalacjach wodociągowych. Wzrost ciśnienia o 0,1 MPa powoduje odczuwalne wzrost zużycie wody o ok. 8-10%. Stabilizacja ciśnienia skutkuje zazwyczaj zmniejszeniem poboru wody [2, 5].

3. Prognozowanie i metody wnioskowania w przyszłość

Na gruncie pojęcia prognozowania sformułowano różnorodne definicje. Cieślak [9] rozumie prognozowanie jako „wnioskowanie o zdarzeniach nieznanych na podstawie zdarzeń znanych”.

Proces prognozowania można podzielić na dwie fazy. Pierwsza faza obejmuje diagnozowanie przeszłości, czyli sformułowanie problemu, badania przesłanek oraz wybór metody i reguły prognozowania. Druga faza to określenie przyszłości, czyli wyznaczenie prognozy, ocena i weryfikacja metody oraz konkluzja (Rys. 2) [10].



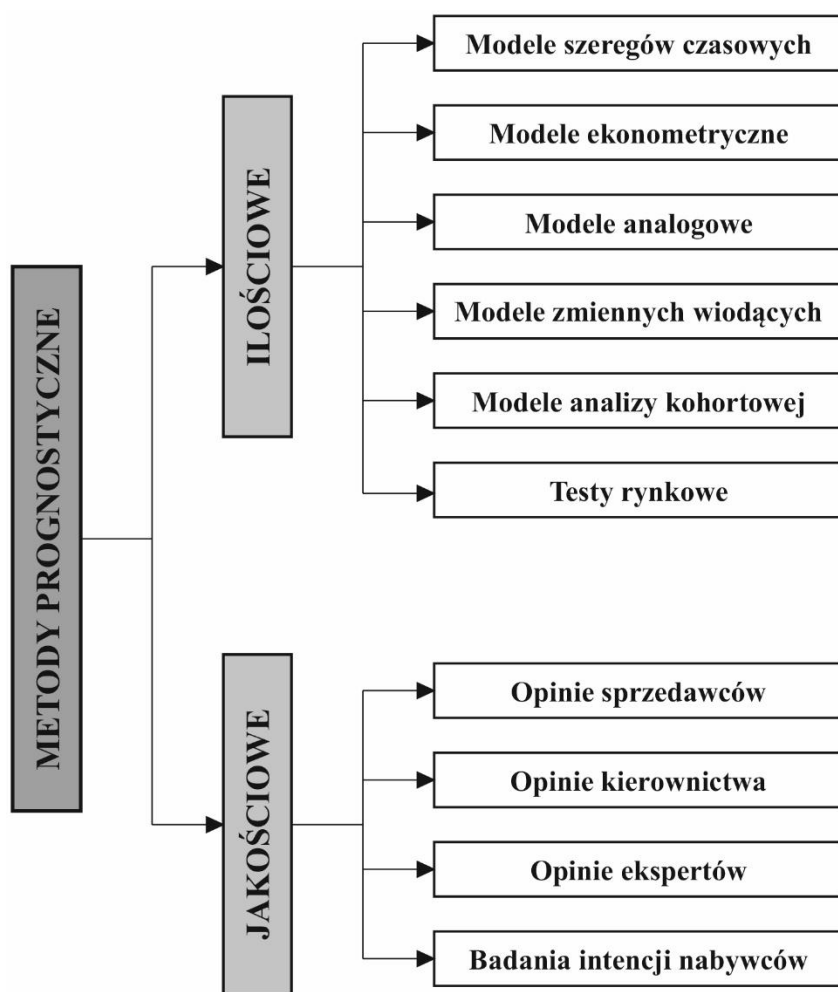
Rysunek 2. Etapy prognozowania

Źródło: [10], zmienione

Metody prognozowania, czyli takie metody, które wykorzystywane są do predykcji przyszłych wartości na ogół na podstawie prawidłowości zaobserwowanych w przeszłości, można podzielić na metody ilościowe i jakościowe (Rys. 3). Podział na wymienione dwie grupy jest tylko jednym z możliwych, aczkolwiek na podstawie przeglądu literaturowego

można stwierdzić, że w publikacjach dotyczących prognozowania występuje on najczęściej [2, 9, 11].

Prognozy ilościowe to takie, które są wyrażone liczbą. Są one oparte na modelach zbudowanych na podstawie reguł matematyczno-statystycznych. Wśród metod ilościowych możemy wyróżnić modele szeregów czasowych, modele ekonometryczne, modele analogowe, modele zmiennych wiodących, modele analizy kohortowej oraz testy rynkowe [12]. Ponadto w literaturze, modele ekonometryczne często są dodatkowo dzielone na metody oparte na modelach jednorównaniowych (np. klasyczne modele trendu, modele autoregresji) oraz na modele wielorównaniowe.



Rysunek 3. Podział metod prognozowania

Źródło: [12], zmienione

Niniejsza praca stanowi szczegółowy opis wybranych metod ilościowych wykorzystywanych w prognozowaniu zapotrzebowania na wodę. Są to modele szeregów czasowych: skalowany model autoregresji i średniej ruchomej ARIMA, wykładnicze

wygładzanie szeregów czasowych oraz sztuczne sieci neuronowe, które są coraz częściej wykorzystywane do prognozowania szeregów czasowych dotyczących różnych zagadnień i procesów. W przypadku prognoz długoterminowych szerokie zastosowanie mają liniowe i nieliniowe równania regresji.

O prognozie mówimy, że jest jakościowa, gdy prognozowanym zdarzeniem jest stan zmiennej jakościowej lub słownie opisana sytuacja dotycząca zmiennej ilościowej [9]. Prognozowanie jakościowe opiera się na metodach ankietowych, intuicyjnych, kolejnych przybliżeń, ekspertyz i innych (Rys. 3).

W przypadku prognozowania zapotrzebowania na wodę zasadnym jest podział prognoz na długo, średnio i krótkoterminowe. Horyzont czasowy prognozy jest kluczowym czynnikiem przy wyborze odpowiedniej metody predykcji zapotrzebowania na wodę.

3.1. Prognozy długo i średnioterminowe

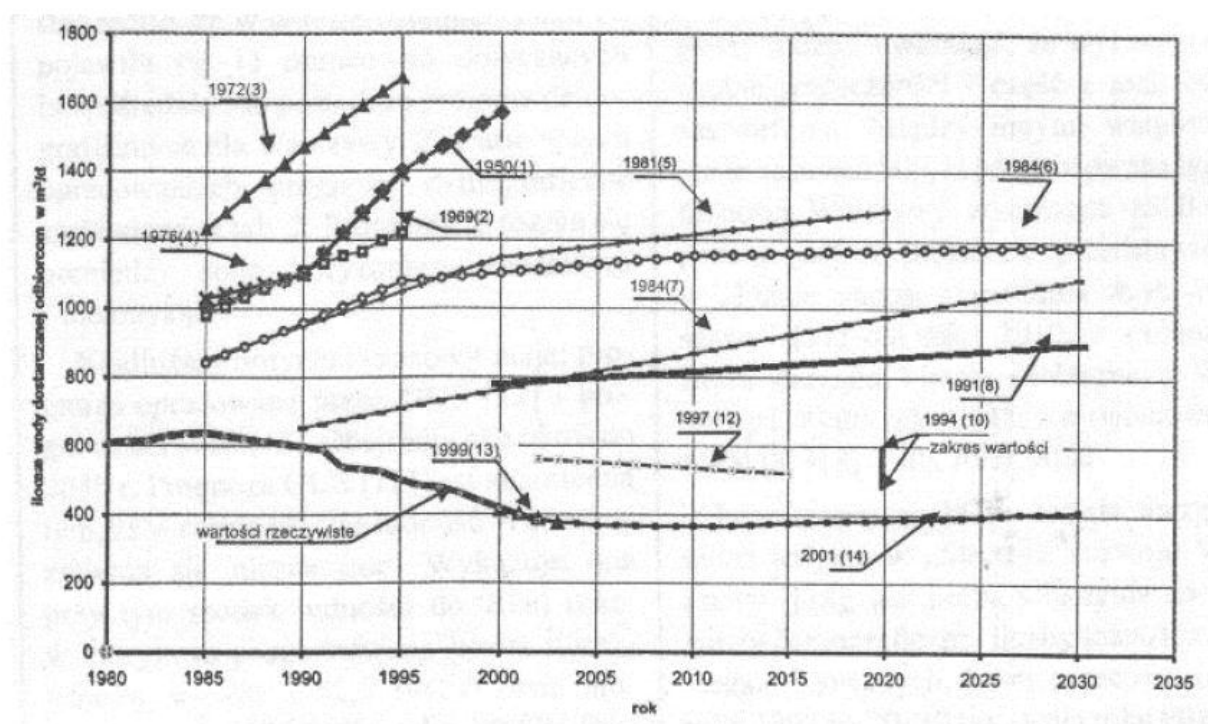
Prognoza długoterminowa dotyczy takiego przedziału czasu, w którym mogą wystąpić zarówno zmiany ilościowe, jak i jakościowe. Dotyczy ona z reguły 30 – 50 lat i stanowi jeden z elementów planu zagospodarowania przestrzennego. Precyzyjne określenie zapotrzebowania na wodę w tak długim okresie jest bardzo trudne i czasochłonne. Istnieje zatem potrzeba aktualizacji takich prognoz lub opracowywania ich od nowa. Celem prognozy długoterminowej jest określenie prawdopodobnej ilości wody niezbędnej dla danego obszaru w określeniu dyspozycyjności posiadanych zasobów wodnych. Prognozy przy horyzoncie czasowym 30 – 50 lat mają za zadanie również wskazać tendencję zużycia wody w przyszłości. Jest to istotne głównie ze względu na planowane bilanse budżetów jednostek zakładów wodociągowych, a także na opracowanie strategii co staje się istotnym zadaniem ze względu na ujawniające się przewymiarowanie sieci wodociągowej. Z uwagi na brak planów rozwojowych dotyczących sieci wodociągowej, efektywność prognozowania długoterminowego jest obciążona dużą dozą niepewności. Wyniki predykcji długoterminowej traktują o rozbiórce wody w przyszłości w sposób bardzo ogólny [2, 7, 9].

Prognozowanie średnioterminowe dotyczy takiego horyzontu czasowego, w którym oczekuje się zmian ilościowych oraz śladowych zmian jakościowych. Prognozy średniookresowe obejmują najczęściej horyzont czasowy od 5 do 20 lat. Trafności tych prognoz zależy od bazy danych archiwalnych, dotyczących danych wejściowych wykorzystanych w procesie predykcji.

Jedną z podstawowych metod analizy szeregów czasowych zużycia wody jest szacowanie i ocena linii trendu omawianego procesu. Stanowi to najprostszą formę opisu

każdego zjawiska, w szczególności zjawisk niestacjonarnych, stochastycznych szeregów czasowych. Dodatkową zaletą takiego podejścia jest możliwość wykorzystania tych modeli do ekstrapolacji szeregów czasowych zużycia wody w rezultacie dopasowania funkcji (liniowej, wykładniczej, hiperbolicznej, potęgowej i innych) do istniejących punktów szeregów czasowego oraz poza ich zakresem. W tym miejscu należy również zaznaczyć, iż wydłużenie horyzontu prognozy przekłada się znacząco na niepewność predykcji badanego procesu [7].

Przykładem rozbieżności szacowania zapotrzebowania na wodę w okresie perspektywnym są prognozy opracowane dla Warszawy w drugiej połowie XX wieku. Na rysunku 4 przedstawiono przewidywane wartości zużycia wody wodociągowej w Warszawie według różnych prognoz. Analizując prezentowany poniżej wykres można zauważyć, że w starszych prognozach przewidywano kilkakrotnie większe zużycie wody, niż w przypadku prognoz opracowywanych po 2000 roku [13, 14].



Rysunek 4. Przewidywane zużycie wody wodociągowej w Warszawie według różnych prognoz

Źródło: [13]

Zagadnienia związane z prognozowaniem długoterminowym procesem zapotrzebowania na wodę są podejmowane również poza granicami Polski. Przykładem mogą być Chiny, gdzie Zhang, Shao i Xu [15] zaproponowali predykcję zużycia wody w oparciu o metodę kwotowania, regresji i analizy szeregów czasowych. Model prognozowania

zapotrzebowania na wodę na cele gospodarstw domowych zbudowali w oparciu wskaźnik Engla, który jest najbardziej popularnym indeksem mierzącym standard życia. Wskaźnik Engla wywodzi się z Prawa Engla traktującego o malejącym stosunku wydatków na żywność w odniesieniu do ogólnych rozchodów w gospodarstwie domowym. Spadek wskaźnika Engla może mieć zarówno pozytywny jak i negatywny wpływ na zużycie wody w gospodarstwach domowych. Z jednej strony wzrost dochodów może powodować wzrost zużycia wody przeznaczonej na cele higieny osobistej, sprzątnia oraz utrzymania przydomowych i miejskich obszarów zieleni. Z drugiej strony wzrost standardu życia może powodować poniesienie świadomości ekologicznej mieszkańców, co w konsekwencji przekłada się na podejmowanie przez nich wysiłków na rzecz oszczędzania zasobów wodnych, między innymi poprzez zakup nowoczesnych i oszczędnych urządzeń sanitarnych i gospodarstwa domowego [15].

Model prognozujący zapotrzebowania na wodę w gospodarstwach domowych jest wyrażony następującym równaniem:

$$Q_i^R = Q_0^R \left(\frac{E_i}{E_0} \right)^\alpha \left(\frac{W_i}{W_0} \right)^\beta \left(\frac{T_i}{T_0} \right)^\gamma \quad (1)$$

gdzie:

Q_i^R i Q_0^R – zużycie wody w roku bazowym oraz w roku i ,

E_i i E_0 – wskaźnik Engla dla roku bazowego oraz roku i ,

W_i i W_0 – liczba mieszkańców w roku bazowym oraz roku i ,

T_i i T_0 – średnia temperatura powietrza w roku bazowym i w roku i ,

α, β, γ – współczynniki.

W prognozowaniu zapotrzebowania na wodę na cele przemysłowe, niezwykle ważny jest udział przemysłu na analizowanym obszarze oraz jego profil. W Chinach opracowano indeks Hoffmana, który obrazuje zarówno ilość i rodzaj przemysłu dokonując jego klasyfikacji na lekki oraz ciężki. Model prognozujący zużycie wody na cele przemysłowe uwzględniający wspomniany miernik przyjmuje następującą postać [15]:

$$Q_i^L = Q_0^L \left(\frac{H_i}{H_0} \right)^\alpha \left(\frac{M_i}{M_0} \right)^\beta \left(\frac{G_i}{G_0} \right)^\gamma \quad (2)$$

gdzie:

Q_i^L i Q_0^L – zużycie wody w roku bazowym oraz roku i ,

H_i i H_0 – indeks Hoffmana dla roku bazowego oraz roku i ,

M_i i M_0 – proporcja ciężkiego przemysłu w roku bazowym oraz roku i ,

G_i i G_0 – wartość przemysłu w roku bazowym oraz roku i ,

α, β, γ – współczynniki.

Przedstawione powyżej modele umożliwiły dopasowanie rzeczywistych trendów zużycia wody w Pekinie z korelacją 0,93 dla gospodarstw oraz 0,68 dla przemysłu. Należy zatem zauważyć słuszność budowania takich prognoz, ponieważ dając trafne wyniki często są pomocne przy opracowywaniu strategii rozwoju, planów zarządzania i racjonalizacji gospodarowania wodą [15].

Zagadnienie prognozowania długoterminowego zostało podjęte również przez Yasar i Bilgili [16] z Turcji. Zaproponowali oni model uwzględniający szereg zmiennych meteorologicznych, opisujących wielkość konsumpcji wody. Te zmienne to: miesiąc w roku (X_1), średnia miesięczna wartość rachunku za wodę (X_2), łączna liczbę odbiorców (X_3), temperatura atmosferyczna (X_4), względna wilgotność (X_5), opady (X_6), całkowite promieniowanie słoneczne (X_7), nasłonecznienie (X_8), prędkość wiatru (X_9) oraz ciśnienie atmosferyczne (X_{10}). Korelacje poszczególnych zmiennych ze zmienną objaśnianą przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Parametry statystyczne wszystkich zmiennych

Input and output variables	Unit	X_{min}	X_{max}	X_{mean}	X_{SD}	Correlation with Y
Y	m^3	2482408.000	4538769.000	3536344.807	472388.201	1.000
X_1	month	1.000	12.000	6.454	3.444	0.174
X_2	Turkish Lira/ m^3	0.312	2.470	1.285	0.650	0.390
X_3	Number	312254.000	439454.000	374156.866	32063.322	0.357
X_4	$^{\circ}C$	6.700	29.800	19.296	7.279	0.696
X_5	%	56.100	80.000	68.761	5.618	0.224
X_6	mm	0.000	320.900	48.690	53.990	-0.440
X_7	kcal/ m^2	0.129	0.652	0.372	0.136	0.577
X_8	h	2.200	11.300	7.295	2.334	0.665
X_9	m/s	0.300	1.600	1.128	0.294	0.116
X_{10}	Bar	1.001	1.021	1.010	0.005	-0.648

Źródło: [16]

Uwzględniając wszystkie powyższe zmienne objaśniające oraz korzystając z metody regresji nieliniowej otrzymano model opisy równaniem X. Wskaźnik determinacji na poziomie 0,773 informuje, iż poniższy model wyjaśnia ponad 77% zmienności zmiennej objaśnianej.

$$Y=1458,814 X_1^{-0,018} X_2^{-0,009} X_3^{0,507} X_4^{0,173} X_5^{0,133} X_6^{0,01} X_7^{-0,024} X_8^{0,103} X_9^{0,036} X_{10}^{-1,686} \quad (3)$$

Kolejne badania [16] pozwoliły na uproszczenie powyższego modelu na podstawie wykorzystania automatycznej metodę regresji krokowej (równanie 4):

$$Y=4405,5486 X_4^{0,207} X_3^{0,474} \quad (4)$$

Model uwzględniający średnią miesięczną wartość rachunku za wodę oraz liczbę odbiorców objaśnia ponad 68% zmienności zapotrzebowania na wodę w mieście Adana w Turcji.

Babel i Maporn [17] analizując zagadnienia długoterminowej predykcji zużycia wody zaproponowali uwzględnienie dodatkowo takich elementów jak, produkt krajowy brutto, liczba ludności obsługiwana przez daną sieć wodociągową oraz parowanie. Kolejnym przykładem analiz na podobnym horyzoncie czasowym są modele opracowane w Danii przez Hansela [18]. Autor zaproponował uwzględnienie w modelu regresji zmiennych jakościowych informujących o charakterze zabudowy (domy jednorodzinne, domy szeregowe) oraz indeksu opisującego potrzeby podlewania ogródków w poszczególnej zabudowie. Zdaniem autora na wielkość zapotrzebowania na wodę przekłada się ponadto cena energii elektrycznej [18].

Powyższe przykłady w czytelny sposób obrazują, że stworzenie długoterminowej prognozy zużycia wody należy do zadań niezwykle trudnych i pracochłonnych. Pomimo tego taka prognoza stanowi niezbędny element większego systemu optymalizującego pracę urządzeń na dystrybutorach oraz zarządzania produkcją i dystrybucją wody pitnej. W związku z tym można przyjąć, że istnieje duża potrzeba konstruowania modeli na tym poziomie szczegółowości, przy czym należy pamiętać, że każda prognoza powinna być systematycznie aktualizowana i weryfikowana w oparciu nowe wartości pomiarów i obserwacji badanego zjawiska.

3.2. Prognozy krótkoterminowe

Prognozy krótkoterminowe odnoszą się do horyzontu czasowego, w którym zachodzą jedynie zmiany ilościowe, czyli zmiany wartości zmiennej prognozowanej występujące ze zbadaną i wykrytą prawidłowością trendu [9].

Prognozy o krótkim horyzoncie predykcji, zwane bieżącymi, są obecnie wykorzystywane do komputerowych symulacji, których celem jest wszechstronna analiza

pracy systemu zaopatrzenia w wodę. Prognozy krótkoterminowe są przydatne również do określenia optymalnych poleceń operacyjnych w procesach produkcji, uzdatniania i dystrybucji wody oraz oczyszczania ścieków [3].

W literaturze przedmiotu spotyka się wiele klas modeli wykorzystywanych do prognozowania krótkoterminowego. Wśród tradycyjnych wykorzystywanych predykcji zużycia wody, można wymienić następujące:

- modele regresji,
- modele wygładzania wykładniczego,
- modele Holta oraz Wintersa,
- modele średniej ruchomej MA,
- modele autoregresji AR,
- modele autoregresji i średniej ruchomej ARIMA.

Nowoczesnym i stale rozwijanym narzędziem są sztuczne sieci neuronowe, które znalazły zastosowanie w wielu dziedzinach gospodarki przy modelowaniu, prognozowaniu oraz podejmowaniu decyzji. Wybrane metody prognozowania, wykorzystywane szczególnie przy predykcji krótkoterminowej zostaną omówione w poszczególnych podrozdziałach.

3.2.1. Wygładzanie wykładnicze

Istota wygładzania wykładniczego polega na tym, że szereg czasowy zmiennej prognozowanej wygładza się za pomocą ważonej średniej ruchomej, przy czym wagi są określane według prawa wykładniczego. Bieżącym i bezpośrednio poprzedzającym obserwacjom przypisuje się większą wagę niż obserwacjom starszym. Do prognozowania szeregów czasowych charakteryzujących się wahaniami sezonowymi przydatne są modele sezonowe addytywne i multiplikatywne. Przykładem może być model Wintersa, który ma zastosowanie w prognozowaniu szeregów czasowych zawierających trzy komponenty: tendencję rozwojową, wahania sezonowe oraz wahania przypadkowe. Równania addytywne wersji modelu wygładzania wykładniczego mają postać [9]:

$$\hat{q}_t = F_{t-1} + S_{t-1} + C_{t-s} \quad (5)$$

$$F_{t-1} = \alpha \cdot (q_{t-1} - C_{t-1-s}) + (1-\alpha) \cdot (F_{t-2} + S_{t-2}) \quad (6)$$

$$S_{t-1} = \beta \cdot (F_{t-1} - F_{t-2}) + (1-\beta) \cdot S_{t-2} \quad (7)$$

$$C_{t-1} = \gamma \cdot (q_{t-1} - F_{t-1}) + (1-\gamma) \cdot C_{t-1-s} \quad (8)$$

a prognozę na m kroków naprzód wyraża formuła:

$$\hat{q}_{t+m} = F_t + m \cdot S_t + C_{t+m-s} \quad (9)$$

W wersji multiplikatywnej równania modelu mają postać:

$$\hat{q}_t = (F_{t-1} + S_{t-1}) \cdot C_{t-s} \quad (10)$$

$$F_{t-1} = \alpha \cdot \frac{q_{t-1}}{C_{t-1-s}} + (1-\alpha) \cdot (F_{t-2} + S_{t-2}) \quad (11)$$

$$S_{t-1} = \beta \cdot (F_{t-1} - F_{t-2}) + (1-\beta) \cdot S_{t-2} \quad (12)$$

$$C_{t-1} = \gamma \cdot \frac{q_{t-1}}{F_{t-1}} + (1-\gamma) \cdot C_{t-1-s} \quad (13)$$

a prognozę na m kroków naprzód wyraża formuła:

$$\hat{q}_{t+m} = (F_t + m \cdot S_t) \cdot C_{t+m-s} \quad (14)$$

gdzie:

F_{t-1} – wygładzona wartość zmiennej prognozowanej w momencie lub okresie $t-1$, po eliminacji wahań sezonowych

S_{t-1} – wygładzona wartość przyrostu trendu na moment lub okres $t-1$

C_{t-1} – ocena wskaźnika sezonowości na moment lub okres $t-1$

α, β, γ – parametry modelu przyjmujące wartość z przedziału $(0,1)$

W pracy [19] wykorzystano metodę wygładzania wykładniczego do prognozowania godzinowego poboru wody w systemie wodociągowym w Brzegu. Wykorzystano zarówno addytywny jak i multiplikatywny model Wintersa. Minimalizację błędów uzyskano za pomocą optymalizacji parametrów gładzenia. Wyniki porównano z prognozą otrzymaną za pomocą sezonowego modelu autoregresji i średniej ruchomej ARIMA(1,0,0)(1,1,0)₂₄. Z przeprowadzonych analiz wynika, że efektywność prognoz badań były zbliżone, a szeregi reszt modeli prognostycznych podlegały procesowi białego szumu. Najmniejsze błędy średniokwadratowe otrzymano stosując addytywną wersję modelu Wintersa.

Metody prognozowania oparte na algorytmach wygładzania wykładniczego są proste w implementacji i nie wymagają spełnienia założenia o stacjonarności szeregu czasowego.

3.2.2. Model autoregresji i średniej ruchomej (ARIMA)

Do opisu procesów stacjonarnych szczególnie przydatne okazują się modele autoregresji $AR(p)$ (ang. *autoregressive model*). W modelach tych bieżąca wartość zmiennej objaśnianej jest wyrażana przez skończoną kombinację jej wartości poprzednich [11]. Model $AR(p)$ można opisać następującą formułą:

$$\tilde{y}_t = \gamma_1 \tilde{y}_{t-1} + \gamma_2 \tilde{y}_{t-2} + \dots + \gamma_p \tilde{y}_{t-p} + \varepsilon_t \quad (15)$$

gdzie:

$y_t, y_{t-1}, y_{t-2}, \dots, y_{t-p}$ – szereg czasowy obserwowanego procesu zużycia wody ze średnią μ ,

$\tilde{y}_t, \tilde{y}_{t-1}, \tilde{y}_{t-2}, \dots, \tilde{y}_{t-p}$ – szereg odchyłeń od wartości średniej μ , $\tilde{y}_t = y_t - \mu$,

t – zdyskretyzowany czas, obejmujący przedziały czasowe (doba, godzina)

p – ilość miejsc zerowych wielomianu – operator autoregresji

γ_p – parametry modelu autoregresji $AR(p)$

Równie duże znaczenie praktyczne ma proces średniej ruchomej $MA(q)$ (ang. *moving average*). W modelu tym zakłada się, że $\tilde{y}_t$ zależy liniowo od skończonej liczby q poprzednich wartości ε_t . Proces ten możemy opisać równaniem [11]:

$$\tilde{y}_t = \varepsilon_t - \theta_1 \varepsilon_{t-1} - \theta_2 \varepsilon_{t-2} - \dots - \theta_q \varepsilon_{t-q} \quad (16)$$

gdzie:

q – ilość miejsc zerowych wielomianu (rzęd średniej ruchomej)

θ_q – parametry modelu średniej ruchomej $MA(q)$

ε_t – szereg reszt modelu

W celu osiągnięcia większej elastyczności w dopasowaniu modelu do rzeczywistego szeregu czasowego uzasadnione jest połączenie modelu autoregresji $AR(p)$ z modelem średniej ruchomej $MA(q)$. Otrzymujemy w ten sposób model mieszany zwanym modelem autoregresji i średniej ruchomej $ARMA(p,q)$. Na bazie tego modelu powstał model $ARIMA(p,d,q)$, który jest wykorzystywany do opisywania stacjonarnych szeregów czasowych lub szeregów niestacjonarnych sprowadzalnych do stacjonarnych [11, 20].

Scałkowany model autoregresji i średniej ruchomej $ARIMA$ (ang. *autoregressive integrated moving average*) można przedstawić następującym równaniem [21]:

$$\nabla^d y_t = \mu + \gamma_1 \nabla^d y_{t-1} + \gamma_2 \nabla^d y_{t-2} + \dots + \gamma_p \nabla^d y_{t-p} + \varepsilon_t - \theta_1 \varepsilon_{t-1} - \dots - \theta_q \varepsilon_{t-q} \quad (17)$$

gdzie:

notacja (p,d,q) – rzędy operatorów niesezonowych

p – regresji

d – różnicowania

q – średniej ruchomej

W analizach ekonomicznych niejednokrotnie występują procesy charakteryzujące się wahaniami sezonowymi. Przykładem takiego procesu jest tygodniowe, dobowe oraz godzinowe zużycie wody. Do analizy wykorzystuje się sezonowy model ARIMA, często określany jako SARIMA(p,d,q)x(P,D,Q)_s. Dodatkowym parametrem jest tutaj s , które określa długość cyklu sezonowości, natomiast P, D, Q są parametrami sezonowymi.

Skalkowane modele ARIMA i SARIMA charakteryzują się różnymi właściwościami przy jednolitym zapisie formalnym oraz identycznych metodach estymacji parametrów dla różnych typów i podklas modeli. Z wielu przyczyn są wygodne w praktycznym zastosowaniu, w szczególności przy bieżących i krótkoterminowych prognozach procesu zużycia wody opisanego szeregami czasowymi [2].

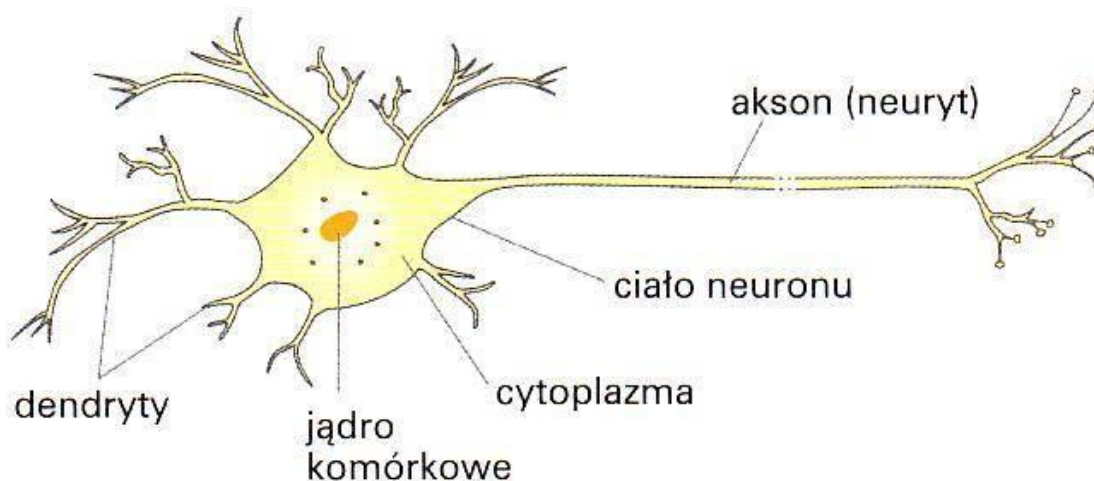
W literaturze istnieje wiele przykładów zastosowania modeli autoregresji i średniej ruchomej ARIMA do prognozowania szeregów czasowych. Przykładem mogą być prace [3], w których autorzy wykorzystali model ARIMA do prognozowania zapotrzebowania na wodę na podstawie piętnastominutowego, półgodzinnego i godzinowego poboru wody przez konsumentów w wydzielonym rejonie sieci wodociągowej Wrocławia, w poszczególnych dniach tygodnia. Prognozy szeregów czasowych poborów wody charakteryzujące się najmniejszymi błędami uzyskano przy implementacji modelu ARIMA(1,0,0)(1,1,0). Prognozę wyznaczono również w oparciu o sztuczne sieci neuronowe. Względny średniokwadratowy błąd prognozy w przypadku modelu ARIMA dla danych godzinowego poboru wody waha się od 5,48% do 11,09% w zależności o dnia tygodnia, natomiast w przypadku SSN błąd ten mieści się w przedziale 6,01% - 10,39%. Efektywność modelu ARIMA jest zatem w tym przypadku porównywalna z rezultatem uzyskanym w drodze implementacji sztucznych sieci neuronowych.

Zaletą modeli ARIMA jest oszczędna parametryzacja co skutkuje możliwością zainicjowania procesu prognozowania poboru wody przy stosunkowo niewielkiej ilości

wyrazów szeregu czasowego. Przyjęcie tego założenia może uprościć predykcję w konsekwencji eliminacji z procesu analizy szeregu czasowego etapu poszukiwania struktury modelu.

3.2.3. Sztuczne Sieci Neuronowe

Podstawowym elementem systemu nerwowego jest komórka nerwowa nazywana neuronem. W budowie neuronu możemy wyróżnić ciało neuronu oraz otaczające je dwa rodzaje wypustek. Dendryty wprowadzają informację do neuronu, natomiast akson, który zawsze jest tylko jeden, wyprowadza informację i może wysłać impulsy do wielu innych neuronów [22, 23, 24, 25]. Rysunek 5 przedstawia uproszczony schemat budowy komórki nerwowej.



Rysunek 5. Budowa neuronu biologicznego

Źródło: www.szkolnictwo.pl

Sztuczne sieci neuronowe to zbiór połączonych ze sobą jednostek wejściowo-wyjściowych. Z każdym połączeniem skojarzona jest waga, która może zostać zmieniona w trakcie uczenia (Rys. 6). Sieć funkcjonuje bez nadzoru jest w pełni automatyczna. Obserwuje dane jej przedstawione, następnie odnajduje pewne związki przyczynowo-skutkowe, w konsekwencji uczy się je wykrywać w danych wyjściowych. Typy związków i właściwości danych, jakie sieć może wykryć zależą od typu sieci i metody uczenia [26].

Znanych jest wiele typów i rodzajów sieci neuronowych, różniących się między sobą strukturą i działaniem. Najpopularniejszym i najlepiej opisanym w literaturze jest perceptron wielowarstwowy (MLP - *Multi Layer Perceptrons*), składający się z trzech lub więcej warstw - wejściowej, ukrytej i wyjściowej - oraz zawartych w nich neuronach [27, 28]. Wszystkie neurony wchodzące w skład sieci dokonują agregacji danych wejściowych poprzez

wyznaczenie sumy ważonych wejść [29]. Do formalnego zapisu sieci wielowarstwowego perceptronu używana jest następująca notacja:

$$\text{MLP sK I:N-N-N:O} \quad (18)$$

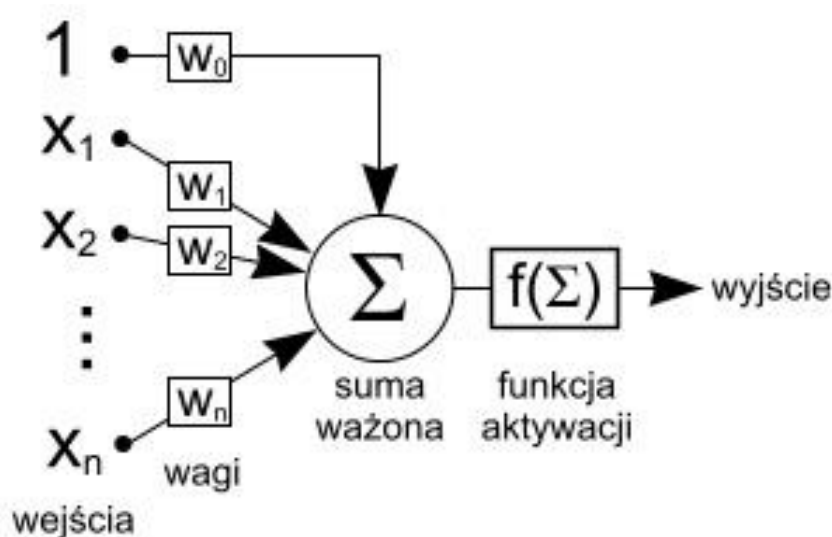
gdzie:

K – wartość opóźnienia,

I – liczba zmiennych wejściowych

O – liczba zmiennych wyjściowych

N – liczba neuronów w warstwie.



Rysunek 6. Neuron komputerowy

Źródło: wiki.ega.org.pl

Prawidłowo skonstruowane sieci neuronowe mogą być wykorzystywane do rozwiązywania wielu zagadnień. Wśród najpopularniejszych zastosowań sieci można wymienić budowę modeli rozwiązujących problemy prognostyczne, regresyjne i klasyfikacyjne. Sieci rozwiązujące zagadnienia prognostyczne korzystają z bieżących i przeszłych wartości tego samego szeregu oraz bieżących i przeszłych wartości innych zmiennych opisujących dane zjawisko [29].

Atrakcyjność stosowania sieci neuronowych wynika przede wszystkim ze zdolności do aproksymacji dowolnych zjawisk nieliniowych oraz możliwość generalizacji. Ponadto, proces budowy modelu neuronowego polega na ekstrapolacji dostępnych zbiorów danych, co prowadzi do automatycznego wykrycia prawidłowości, bez konieczności znajomości funkcji opisującej daną zależność.

Istotną zaletą sieci neuronowych jest ich adaptacyjny charakter, co oznacza, że model możemy wykorzystać do opisu zjawisk zmieniających się w czasie. Co więcej, w chwili pojawienia się nowych danych można rozpocząć proces douczenia sieci. Dzięki temu model może uwzględniać najnowsze obserwacje [29, 30].

W doniesieniach krajowych [27, 28, 30, 31, 32] jak i zagranicznych [33, 34, 35, 36] można odnaleźć informacje, że sztuczne sieci neuronowe z powodzeniem mogą być wykorzystywane do prognozowania chwilowego, godzinowego i dobowego zużycia wody.

Cieźak, Malinowski i Siwoń [30] przedstawili wyniki zastosowania sieci perceptronowej wielowarstwowej (MLP) do prognozowania zapotrzebowania na wodę w sieci wodociągowej we Wrocławiu. Początkowo podzielili szereg czasowy godzinowego poboru wody na trzy szeregi, zawierające odpowiednio zbiory poborów godzinowych w dniach roboczych, sobotach oraz dniach wolnych od pracy. W przeprowadzonych analizach wykorzystano jedno - lub dwu etapowy proces uczenia się. Względny średniokwadratowy błąd prognozy dla poszczególnych dni waha się od 5,59% dla wtorków do 12,20% dla czwartków. Autorzy podsumowując stwierdzili, że omawiana metoda jest wygodnym narzędziem do generowania prognoz i daje zadawalające rezultaty o porównywalnym poziomie błędów w stosunku do modeli klasy ARIMA i wygładzania wykładniczego.

W pracach [27, 28] autorzy przeprowadzili podobne analizy dla sieci wodociągowej Brzegu. Wykorzystali sieć perceptronową wielowarstwową do prognozowania piętnastominutowego, półgodzinnego i godzinowego zużycia wody uzyskując podobne rezultaty.

Licznar i Łomotowski [31] przedstawili hybrydowe prognozowanie poboru wody w systemach wodociągowych przez połączenie technologii sieci perceptronowej z samorganizującymi sieciami Kohonena. Takie połączenie umożliwia również identyfikację przyczyny obserwowanych zmian. Profile dobowego poboru wody w tygodniu zostały wyznaczone osobno dla czterech okresów, tj. zimowego, wiosennego, letniego i jesiennego z okresu 3-letniego (2000-2002). Tak przyjęta metodyka pozwoliła na uzyskanie bardzo małych wartości średniego błędów względnego - 0,7%. Warto zaznaczyć, że w pracy [32] autorzy stosując proste sieci neuronowe dla 7-letniego szeregu czasowego otrzymali wyniki w zakresie 3,09 - 3,56%.

W pracy [36] autorzy przedstawili zastosowanie modelu WDF-ANN (ang. *water demand forecasting using artificial neural network*) do prognozowania zapotrzebowania na wodę w mieście Weinan w Chinach. Model WDF-ANN bazuje na algorytmie wstecznej propagacji błędów, który podaje przepis na zmianę wag w_{ij} dowolnych połączeń elementów

przetwarzających rozmieszczonych w sąsiednich warstwach sieci. Model, oprócz danych dotyczących zużycia wody z przeszłości, uwzględnia również cenę wody, powierzchnię mieszkania przypadającą na jedną osobę oraz roczne dochody gospodarstwa domowego. Maksymalny względny błąd prognozy otrzymano na poziomie 2,3%, co świadczy o możliwości korzystania z powodzeniem takiego podejścia przy szacowaniu wielkości zapotrzebowania na wodę.

4. Podsumowanie

Powyższe rozważania poświęcone procesowi predykcji zapotrzebowania na wodę pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Prognozowanie zapotrzebowania na wodę jest ważnym elementem funkcjonowania systemu dystrybucji wody do sieci wodociągowej. Budowanie modeli prognostycznych jest szczególnie istotne w świetle tendencji spadkowej zużycia wody w wielu miastach.
- Na wielkość zapotrzebowania na wodę wpływają różne czynniki: meteorologiczne, społeczne, techniczne, gospodarcze i inne. Przy doborze zmiennych objaśniających w modelu należy w szczególności uwzględnić horyzont czasowy prognozy.
- Z tradycyjnych modeli prognostycznych najczęściej stosowane są modele wygładzania wykładniczego, modele autoregresji i średniej ruchomej, a przy prognozach długoterminowych liniowe i nieliniowe modele regresji. W wielu pracach przedstawiono, iż tradycyjne modele umożliwiają uzyskanie równie dobrych wyników jak sztuczne sieci neuronowe.
- Nowoczesnym narzędziem, stanowiącym alternatywę dla modeli tradycyjnych, są sztuczne sieci neuronowe, które dzięki możliwości aproksymacji dowolnych zjawisk nieliniowych, douczania siedzi w momencie pojawienia się nowych danych oraz kalibracji struktury na podstawie danych eksperymentalnych, stanowią atrakcyjne i skuteczne narzędzie w prognozowaniu zapotrzebowania na wodę. W zagranicznej literaturze prezentowane są również modele hybrydowe, które oprócz prostych sieci neuronowych włączają jeszcze inne analizy, na przykład samoorganizujące sieci Kohonena.

Literatura

1. Roman M., Kłoss-Trębaczekiewicz H., Osuch-Pajdzińska E., Kałużna M., Mikulska E. *Zmiany zużycia wody w miastach polskich w latach 1987-1998*. Ochrona Środowiska 3(82)/2001.

2. Cieżak W. *Analiza efektywności metod statystycznych i sztucznych sieci neuronowych w bieżącym prognozowaniu poboru wody w miejskich systemach wodociągowych*. Rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska 2005.
3. Siwoń Z., Cieżak W., Cieżak J. *Analiza i prognozowanie szeregów czasowych krótkotrwałego poboru wody*. Instal 2/2006, s. 44-49.
4. Błaszczuk D. *Wstęp do prognozowania i symulacji*. Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2006.
5. Dittman D. *Prognozowanie w zarządzaniu przedsiębiorstwem*. StatSoft Polska, 2000.
6. Kwiesielewicz M., Słomiński T.: *Przegląd wybranych metod prognozowania zapotrzebowania na wodę w miejskich sieciach wodociągowych*. PAK 12/2013, s. 28-31.
7. Muszyński K. *Metoda sztucznych sieci neuronowych w prognozowaniu bieżącym zapotrzebowania na wodę w Krakowie*. Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, 2012.
8. Bakker M., H von Duist, K van Schagen, Vreeburg J., Rietveld L. *Improving the performance of water demand forecasting models by using weather input*. Procedia Sngineering 70/2014, s. 93-102.
9. Cieślak M. *Prognozowanie gospodarcze. Metody i zastosowanie*, Wyd. 4, Wyd. Naukowe PWN, Warszaw, 2005.
10. Nazarko J. *Prognozowanie w zarządzaniu przedsiębiorstwem. Cz I. Wprowadzenie do metodyki prognozowania*. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2004.
11. Witkowska D. *Podstawy ekonomii i teorii prognozowania*. Oficyna Ekonomiczna, Kraków 2005.
12. Dittman P. *Prognozowanie w przedsiębiorstwie. Metody i ich zastosowanie*. Oficyna a Wolters Kluwer Business, Kraków 2008.
13. Kłoss-Trębaczekiewicz H., Osuch-Pajdzińska E., Roman M. *Prognoza zapotrzebowania na wodę dla Warszawy*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna 2/2003.
14. Borowa M. *Rzeczywista i prognozowana wielkość zapotrzebowania na wodę w latach 1996-2030 w Warszawie*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna 4/2003, s. 121-124.
15. Zhang Zhi-guo, Shao Yi-sheng, Xu Zong-xue. *Prediction of urban water demand on the basis of Engel's coefficient and Goffman index: case studies in Beijing and Jinan, China*. Water Science & Technology 62.2/2010, s. 410-418.
16. Yasar A., Bilgili M., Simsek E. *Water Demand Forecasting Based on Stepwise Multiple Nonlinear Regression Analysis*. Arab J Sci Eng 37/2012, s. 2333-2341.

17. Babel M. S., Maporn N., Shinde V. R. *Incorporating Future Climatic and Socioeconomic Variables in Water Demand Forecasting: A Case Study in Bangkok*. Water Resources management, 28/2014, s. 2049-2062.
18. Hansen L. G. *Water and Energy Price Impacts on Residential Water Demand in Copenhagen*. Land Economics, 72(1)/1996, s. 66-79.
19. Siwoń Z., Cieżak W., Cieżak J. *Stochastyczne modele godzinowego poboru wody w wybranym systemie wodociągowym*. Ochrona Środowiska 27(1)/2005, s. 7-13.
20. Nazarko J., Chraślowska J., Rybaczuk M. *Zastosowanie wielosezonowego modelu ARIMA w prognozowaniu obciążeń mocą elektryczną*. Prace Naukowe Akademii Ekonomicznej we Wrocławiu 1022/2014, s. 173-182.
21. Box G., Jenkins G. *Time series analysis. Forecasting and control*. Holden-Day, Oakland, California 1976.
22. Rutkowski L. *Metody i techniki sztucznej inteligencji*. Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2009.
23. Kiełtyka L., Nazarko J. *Technologie informatyczne i prognozowanie w zarządzaniu. Wybrane zagadnienia*. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2005.
24. Piotrowski P. *Sztuczne sieci neuronowe*. W: Parol M., Piotrowski P. (red.). *Sztuczna inteligencja w praktyce. Laboratorium*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.
25. Łęski J. *Systemy neuronowo-rozmyte*. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne. Warszawa 2008
26. Siedlecki J. *Wykorzystanie sztucznych sieci neuronowych w modelowaniu ekonomicznym*. Wyd. Akademii Ekonomicznej im. Oskara Langiego we Wrocławiu. Wrocław 2001.
27. Cieżak W., Siwoń Z., Cieżak J. *Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do prognozowania szeregów czasowych krótkotrwałego poboru wody w wybranych systemach wodociągowych*. Ochrona Środowiska 28(1)/2006, s. 39-44.
28. Cieżak W., Siwoń Z., Cieżak J. *Modelowanie poboru wody w osiedlach mieszkaniowych*. Ochrona Środowiska 30(2)/2008, s. 23-28.
29. Lula P. *Wykorzystanie sztucznej inteligencji w prognozowaniu*. StatSoft.
30. Cieżak W., Malinowski P., Siwoń Z. *Metodologia budowy neuronowego modelu prognostycznego godzinowego rozbioru wody*. Gaz, Woda, Technika Sanitarna 9/2005, s. 9-12.
31. Licznar P., Łomotowski J. *Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych Kohonena do prognozowania dobowego poboru wody*. Ochrona Środowiska 28(1)/2006, s. 45-48.

32. Licznar P., Łomotowski J. *Prognostowanie dobowych rozbiórów wody przy wykorzystaniu sztucznych sieci neuronowych*. Materiały konferencyjne "Water Supply and Water Quality", PZITS, Poznań 2004, s. 175-183.
33. Adamowski J. *Peak Daily Water Demand Forecasting Modeling Using Artificial Neural Networks*. Journal of Water Resources Planning and Management, 134/2008, s. 119-128.
34. Herrera M., Torgo L., Izquierdo J., Perez-Garcia R. *Predictive models for forecasting hourly urban water demand*. Journal of Hydrology 387/2010, s. 141-150.
35. Adamowski J., Hui Fung Chan, Prasher S. O., Ozga-Zielinski B., Silisarieva A. *Comparison of multiple linear and nonlinear regression, autoregressive integrated moving average, artificial neural network and wavelet artificial neural network for urban water demand forecasting in Montreal Canada*. Water Resources Research, 48/2012.
36. Liu J., Savenije H. H. G., Xu J. *Forecast of water demand in Weinan City in China using WDF-ANN model*. Physics and Chemistry of the Earth, 28/2003, s. 219-224.

mgr inż. Magdalena Wanat¹, mgr inż. Monika Łągiewka², dr hab. inż. Leszek Opyrchal prof. AGH³
AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska
Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska
al. A. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, pawilon C-4
e-mail: ¹wanatm@agh.edu.pl, ²lagiewka@agh.edu.pl, ³opyrchal@agh.edu.pl

Porównanie wyników analizy przemieszczeń względnych dla zapory Besko i Solina

Słowa kluczowe: *periodogram, przemieszczenie, szczelinomierz, zaporę*

Streszczenie: Artykuł przedstawia porównanie wyników analizy pomiarów kontrolnych wykonywanych na zaporach betonowych Besko i Solina. Do analizy wykorzystano kilkunastoletnie ciągi pomiarowe przemieszczeń względnych mierzonych za pomocą szczelinomierzy trójosiowych zainstalowanych pomiędzy poszczególnymi betonowymi sekcjami wybranych zapór. Ciągi pomiarowe potraktowano jako szeregi czasowe i ich analizę przeprowadzono z zastosowaniem statystycznej metody periodogramu w celu wyodrębnienia przemieszczeń spowodowanych działaniem nieodwracalnych procesów reologicznych. Dla danych z obydwu zapór wynikiem analizy jest zbiór periodogramów, które zostały podzielone na kilka klas. Każda klasa odpowiada dominującemu czynnikowi, który miała wpływ na mierzone przemieszczenia. Zastosowanie metody periodogramu ułatwia wskazanie i kontrolowanie miejsc zapory, gdzie występują zjawiska reologiczne. W artykule porównano ilość typów periodogramów wskazujących na pojawienie się procesów reologicznych na zaporze Besko i na zaporze Solina oraz wskazano miejsca prawdopodobnego występowania tych procesów.

1. Wstęp

Każdy obiekt hydrotechniczny, który ma za zadanie stałe magazynowanie wody, jest narażony na uszkodzenia i katastrofy. Jednymi z wielu przyczyn tych niekorzystnych zjawisk mogą być odkształcenia zapory lub jej podłoża, przekroczenia dopuszczalnych stanów naprężeń, spękania konstrukcji zapory, nierównomierne osiadanie, długotrwałe lub ekstremalne zjawiska klimatyczne (duże wahania temperatur, opady, wichury, falowanie), a także szkodliwe oddziaływanie wahań poziomów wody i częste lub szybkie zmiany obciążeń budowli lub jej elementów [1].

Z tego względu budowle hydrotechniczne, szczególnie zapory piętrzące wodę, wymagają ciągłego monitoringu ich stanu technicznego, ponieważ na podstawie pomiarów kontrolnych wnioskuje się o bezpieczeństwie obiektu. Jednak interpretacja danych pomiarowych jest bardzo trudna z uwagi na to, że przemieszczenia i odkształcenia zapory betonowej są determinowane przez różnego rodzaju czynniki. Właściwa interpretacja wyników pomiarów z monitoringu obiektów hydrotechnicznych piętrzących wodę jest bardzo ważna, ponieważ bezpieczeństwo budowli wodnych ma ogromne znaczenie dla gospodarki

wodnej jak również znaczenie przyrodnicze i ekonomiczne. Dla oceny bezpieczeństwa budowli niezbędne jest prawidłowe rozróżnienie przemieszczeń wynikających z cyklicznych zmian związanych z temperaturą i poziomem wody w zbiorniku oraz przemieszczeń będących następstwem trudnych do zidentyfikowania zjawisk reologicznych, znacznie bardziej niebezpiecznych dla tego typu obiektów. Należy także uwzględnić fakt, że przemieszczenia zależą nie tylko od czynników zewnętrznych działających na układ przestrzenny jakim jest zapora wraz z podłożem, ale również od historii obciążenia i historii temperatury. Istotnym jest, aby na podstawie monitoringu można było identyfikować, prognozować i przewidywać ewentualne niekorzystne zmiany w obiekcie i podejmować działania im zapobiegające. Dlatego tak ważny jest odpowiedni dobór i udoskonalanie metod stosowanych w analizowaniu wyników pomiarów przemieszczeń budowli hydrotechnicznych.

Interpretacja danych pomiarowych opiera się głównie na metodach statystycznych i metodach numerycznych. Wśród metod statystycznych stosowanych do interpretacji wyników pomiarów kontrolnych wyróżnić można przede wszystkim metody korelacyjne (korelacja liniowa, korelacja krzywoliniowa, korelacja jednokrotna, korelacja wielokrotna) [2], metoda najmniejszych kwadratów [3, 4], metody regresji wielokrotnej [5], metoda periodogramu [6]. Natomiast do metod numerycznych należy przede wszystkim analiza numeryczna MES. Niniejszy artykuł przedstawia porównanie wyników analizy pomiarów kontrolnych dla zapory Besko i Solina, wykonanej z zastosowaniem statystycznej metody periodogramu.

2. Materiały i metody

Przeprowadzono analizę danych z pomiarów kontrolnych dla dwóch obiektów hydrotechnicznych, dla zapory Besko i dla zapory Solina. Obydwa obiekty to zapory betonowe typu ciężkiego wzniesione w drugiej połowie XX wieku.

2.1. Zapora Besko

Zapora Besko jest zlokalizowana na rzece Wisłok na terenie województwa podkarpackiego. Jest to zapora betonowa typu ciężkiego, jej długość wynosi 174 m, maksymalna wysokość 38 m, natomiast szerokość korony zapory to 8,5 m. Obiekt składa się z 14 dylatowanych sekcji betonowych. Na zaporze znajdują się na dwóch różnych poziomach dwie galerie kontrolno-drenażowe, które przechwytyją wody filtrujące do zapory. Uszczelnieniem podłoża zapory jest przesłona cementacyjna, której łączna długość wynosi 3300 m, a średnia głębokość - 25 m. Urządzeniem przelewowym jest przelew

powierzchniowy typu Creagera z dwoma światłami o przekroju 11,20m x 2,60m z zamykanymi klapami sterowanymi napędami hydraulicznymi. Ponadto w korpusie zapory pod przelewami powierzchniowymi znajdują się dwa spusty denne o przekroju prostokątnym o wymiarach 1,50 m x 1,80 m, zamykane zasuwami stalowymi płaskimi o napędzie hydraulicznym. Zapora w Besku została wybudowana w latach 1971-1978 r. Jej zadaniem i zbiornika który tworzy, jest ochrona przed powodzią doliny rzeki Wisłok poniżej zapory, zapewnienie poboru wody na potrzeby komunalne, wyrównanie przepływów na rzece Wisłok poniżej budowli, pobór wody dla celów energetycznych oraz na potrzeby produkcji narybku oraz hodowli ryb.



Rysunek 1. Strona odpowietrzna zapory betonowej w Besku

Źródło: Fot. Leszek Opyrchal

2.2. Zapora Solina

Zapora w Solinie jest największym obiektem hydrotechnicznym w Polsce, została zbudowana na rzece San w latach 1960-1968 w powiecie leskim na terenie województwa podkarpackiego. Jest to zapora betonowa typu ciężkiego, położona w km 325+400 rzeki. Jej przekrój poprzeczny jest zbliżony do trapezu. Zapora składa się z 43 sekcji o długości około 15m. Zapora ma trzy sekcje przelewowe zlokalizowane w jej środkowej części, o szerokości 17,52 m z zamknięciami segmentowymi. Górna krawędź segmentu, znajdującego się w położeniu zamkniętym przewyższa normalny poziom piętrzenia o 0,5 m. W skrajnych sekcjach przelewowych znajdują się upusty denne o przekroju zaokrąglonego prostokąta.

Zamykane są one prostokątnymi zasuwami stalowymi, otwieranymi za pomocą podnośników hydraulicznych umieszczonych w komorze zasuw. Spełnia takie funkcje jak: wykorzystanie energetyczne retencjonowanej wody, ochrona przed powodzią poprzez redukcję fal powodziowych poniżej zbiornika, podwyższenie przepływów minimalnych, retencja wody dla celów gospodarki komunalnej, a także podwyższenie atrakcyjności turystycznej regionu.



Rysunek 1. Strona odpowietrzna zapory betonowej w Solinie

Źródło: Fot. Magdalena Wanat

Tabela 1. Najważniejsze parametry techniczne zapory Besko i zapory Solina

Lp.	Parametr	Zapora Besko	Zapora Solina
1.	klasa ważności obiektów hydrotechnicznych	II	I
2.	długość zapory	174 m	664,8 m
3.	maksymalna wysokość	38 m	81,8 m
4.	ilość sekcji betonowych	14	43
5.	ilość sekcji przelewowych	2	3
6.	maksymalny wydatek przelewu	332 m ³ /s	3 x 426 m ³ /s
7.	maksymalny wydatek spustów dennych	110 m ³ /s	2 x 160 m ³ /s
8.	szerokość korony zapory	8,5 m	8,8 m
9.	nachylenie skarpy odwodnej	1:0,03	1:0,05
10.	nachylenie skarpy odpowietrznej	1:0,7	1:0,75
11.	maksymalna pojemność zbiornika	13,71 mln m ³	503,97 mln m ³

2.3. Pomiary

Zapisy zawarte w *Rozporządzeniu Ministra Środowiska w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie*, mówią, że budowle hydrotechniczne i ich otoczenie powinno być wyposażone w urządzenia do kontroli stanu technicznego od momentu rozpoczęcia budowy i przez cały okres jej użytkowania[7]. Sieć urządzeń kontrolno - pomiarowych musi być tak skonstruowana aby były możliwe obserwacje i pomiary[7]:

- przemieszczeń i odkształceń danej budowli, a także podłoża, na którym została posadowiona i przyległego do niej terenu,
- naprężeń występujących w konstrukcji budowli hydrotechnicznej,
- procesów związanych ze zjawiskiem filtracji zachodzących w budowli hydrotechnicznej, jej podłożu i przyczółkach, jak również poziomów i ciśnień wód podziemnych,
- poziomów piętrzenia wody górnej i wody dolnej oraz stanów wód na głównych dopływach,
- zmian obserwowanych w dnie i na brzegach,
- zjawisk lodowcowych i meteorologicznych,

Dlatego wszystkie zapory wodne wyposażone są w zespół urządzeń pomiarowych. Ich zadaniem jest kontrolowanie przemieszczeń bezwzględnych i względnych. Przemieszczenia bezwzględne mierzona są najczęściej za pomocą zainstalowanych na obiekcie reperów i celowników. Natomiast do pomiaru przemieszczeń względnych służą wahadła, klinometry oraz szczelinomierze.

W analizach przedstawionych w niniejszym artykule wykorzystano dane z pomiarów kontrolnych wykonywanych na zaporze Besko i Solina w latach 2000 - 2010 i dotyczą przemieszczeń względnych. Pomiary wykonywane były na obiektach raz w miesiącu za pomocą szczelinomierzy trójosiowych zainstalowanych pomiędzy poszczególnymi betonowymi sekcjami zapór. Na zaporze Solina szczelinomierze zamontowane są w dwóch z czterech galerii, w galerii nr 1, gdzie zainstalowanych jest 40 szczelinomierzy i w galerii nr 4, gdzie są 34 szczelinomierze. Natomiast na zaporze Besko szczelinomierze umiejscowione są w obydwóch istniejących galeriach, zarówno w galerii dolnej jak i w galerii górnej, łączna liczba zainstalowanych szczelinomierzy to 22. Szczelinomierze to urządzenia służące do pomiaru przemieszczeń względnych w dylatacjach, przemieszczenia mierzone są w trzech kierunkach, mianowicie przemieszczenia poziome w osi sekcji ΔX , przemieszczenia poziome w osi zapory ΔY oraz przemieszczenia pionowe ΔZ .

2.4. Metoda statystyczna

Do analizy danych z pomiarów kontrolnych opisanych w rozdziale 2. 3. zastosowano periodogram. Dane potraktowano jako szereg czasowy, czyli sekwencję obserwacji następujących po sobie w czasie, z okresowością w wymiarze jednego miesiąca. Analiza szeregów czasowych opiera się na założeniu, że kolejne wartości w zbiorze danych reprezentują kolejne pomiary wykonane w równych odstępach czasu. W przedstawionej metodzie statystycznej jaką jest wprowadzony przez Schustera periodogram zakłada się, że szereg czasowy zbudowany jest z fal sinusowych i cosinusowych. Periodogram aproksymuje funkcję dyskretną, liczba jego wyrazów jest skończona, natomiast zmienną niezależną jest czas. Celem obliczenia periodogramu zakładamy, że przemieszczenie punktu opisywane jest za pomocą szeregu Fouriera o nieparzystej liczbie obserwacji N [8]:

$$z_t = \alpha_0 + \sum_{i=1}^q (\alpha_i c_{it} + \beta_i s_{it}) + e_t, \quad (1)$$

$$c_{it} = \cos 2\pi f_i t, \quad (2)$$

$$s_{it} = \sin 2\pi f_i t, \quad (3)$$

$$q = \frac{(N-1)}{2}, \quad (4)$$

gdzie:

t – czas,

z_t – przemieszczenie punktu w chwili t ,

f_i – jest i - tą składową harmoniczną częstości podstawowej $1/N$

e_t – reszta, biały szum,

estymatory współczynników α_0 i (α_i, β_i) oblicza się metodą najmniejszych kwadratów i są równe [8]:

$$\alpha_0 = \bar{z}, \quad (5)$$

$$\alpha_i = \frac{2}{N} \sum_{t=1}^N z_t c_{it} \quad i = 1, 2, \dots, q, \quad (6)$$

$$\beta_i = \frac{2}{N} \sum_{t=1}^N z_t s_{it} \quad i = 1, 2, \dots, q, \quad (7)$$

$$I(f_i) = \frac{N}{2} (\alpha_i^2 + \beta_i^2) \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (8)$$

gdzie:

$I(f_i)$ – intensywność przy częstotliwości f_i , pozostałe oznaczenia jak wyżej [8]

Tabela 2. Przykładowy szereg czasowy dla przemieszczeń w osi sekcji ΔX pochodzących ze szczelinomierza zamontowanego pomiędzy 5 i 6 sekcją na zaporze Besko w galerii górnej

Lp.			ΔX [mm]		Lp.			ΔX [mm]		Lp.			ΔX [mm]		Lp.			ΔX [mm]	
2 0 0 0	1	12		23	10	2 0	45	31	2 0	67	38	2 0	89	39		111	29		
	2	26		24	7		46	22		68	36		90	40		112	42		
	3	33	2 0	25	20	3 0	47	14	5 0	69	34	7 0	91	36		113	40		
	4	38		26	28		48	6		70	28		92	34		114	39		
	5	10		27	35	2 0	49	12		71	13		93	30	0 9	115	39		
	6	34		28	35		50	24		72	5		94	24		116	38		
	7	34		29	37		51	36	73	10	95	12	117	36					
	8	36		30	36		52	37	74	24	96	8	118	26					
	9	26		31	34		53	38	75	37	97	17	119	18					
	10	25		32	33		54	38	76	39	98	25	120	10					
	11	20		33	31		55	35	77	38	99	30	121	9					
	12	-2		34	24		56	35	78	40	100	42	122	21					
2 0 0 1	13	3	35	13	57		3	0 6	79	37	2 0	101	41		123	29			
	14	19	36	3	58		25		80	35		102	41		124	39			
	15	27	2 0	37	14		59	19	8 0	81	35	2 0	103	42	2 0	125	38		
	16	31		38	22		60	13		82	30		104	39		126	42		
	17	34		39	31	2 0	61	18		83	17	1 0	105	33		127	40		
	18	35		40	33		62	23		84	10		106	28		128	40		
	19	34		3 5	41	37	0 5	63	35	2 7	85	14		107	14		129	37	
	20	34			42	39		64	38		86	20		108	10		130	23	
	21	31			43	35	65	40	87	32	109	15	131	17					
	22	27			44	32	66	40	88	36	110	23	132	10					

2.5. Zastosowane narzędzia

Analiza została przeprowadzona przy użyciu programu Gretl, jest to oprogramowanie typu GNU (Powszechna Licencja Publiczna), publikowane przez Fundację Wolnego Oprogramowania. Program Gretl umożliwia wyznaczenie funkcji periodogramu oraz funkcji gęstości spektralnej, co pozwala na ocenę badanego zjawiska w dziedzinie częstości. Dzięki oszacowaniu funkcji możliwa jest interpretacja zmienności procesu po częstościach [9].

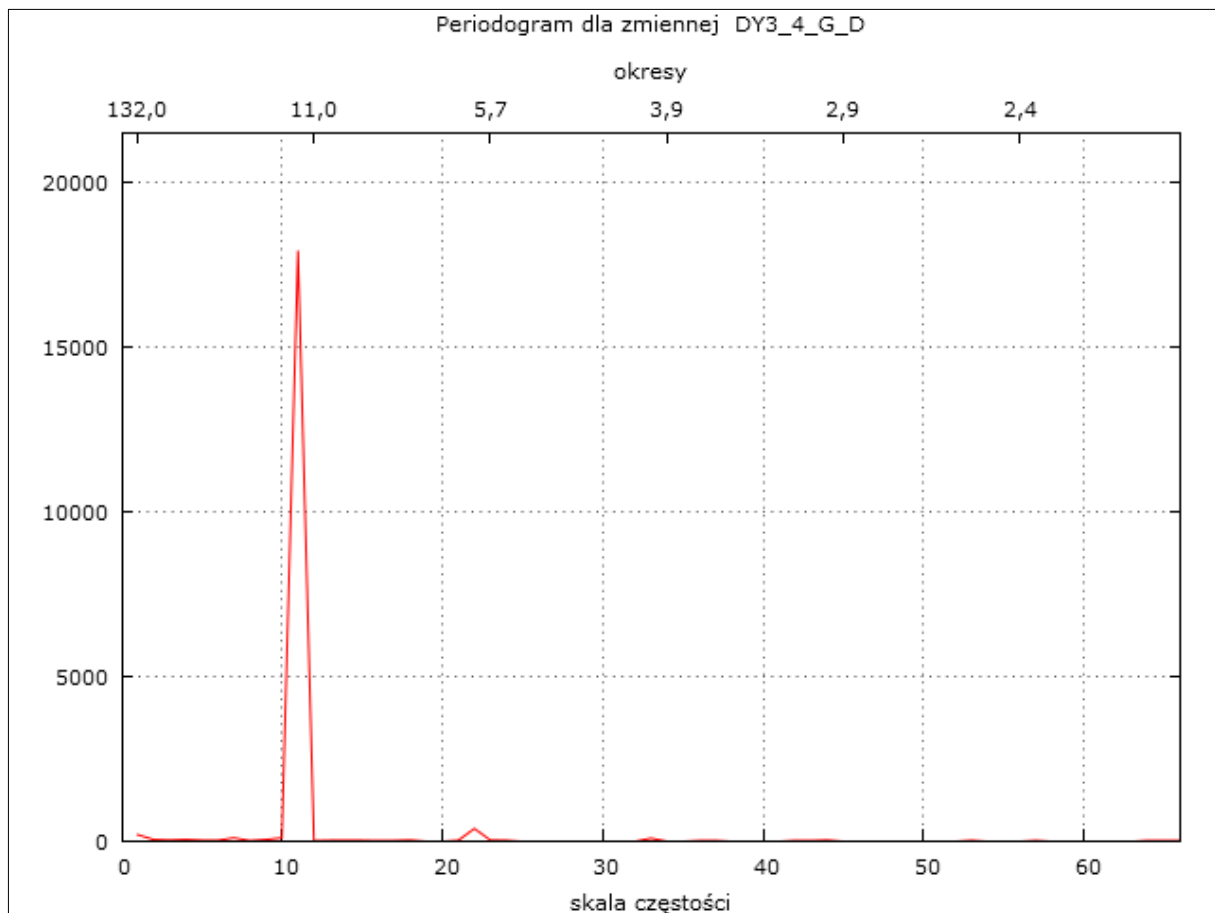
3. Wyniki analizy i dyskusja

W wyniku analizy pomiarów kontrolnych przeprowadzonej dla dwóch zapór: Besko i Solina otrzymano dwa zbiory periodogramów. Dla zapory Besko z 22 szczelinomierzy trójosiowych wykonano 66 periodogramów (po 3 periodogramy dla jednego szczelinomierza odpowiednio dla każdej osi pomiarów ΔX , ΔY i ΔZ). Natomiast dla zapory Solina zbiór periodogramów wynosi łącznie 222, mianowicie 120 periodogramów dla szczelinomierzy z galerii nr 1 oraz 102 periodogramy dla szczelinomierzy z galerii nr 4.

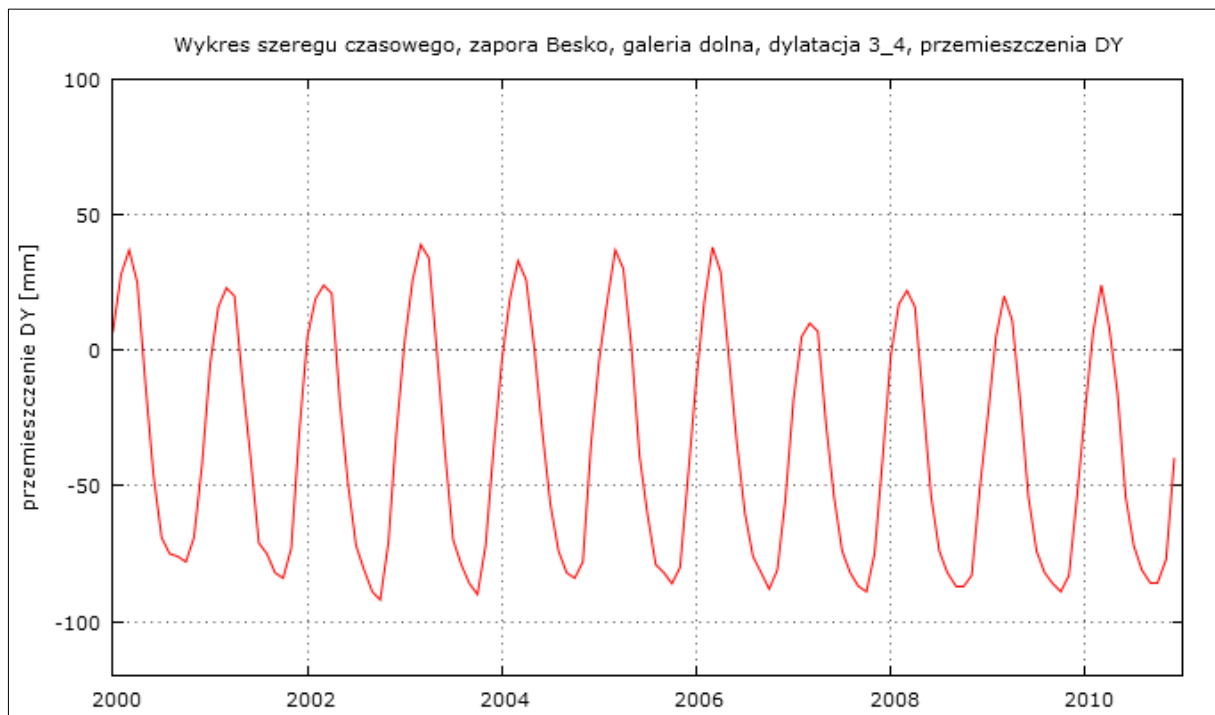
Wykres periodogramu posiada dwie skale osi odciętych: górną i dolną. Na dolnej osi występuje skala częstotliwości, którą należy rozumieć jako liczbę cykli w badanym przedziale czasu. Dla poprawnego rozumienia podajmy przykład, gdzie częstotliwość ma wartość 11, oznacza to 11 cykli w ciągu badanego przedziału czasu, skoro w naszym przypadku wynosił on 11 lat, to znaczy, że otrzymujemy 1 cykl na rok. Na górnej osi podany jest okres rozumiany jako wielokrotność odstępu pomiędzy pomiarami. Ze względu na to, że w naszym przypadku pomiary wykonywane były raz w miesiącu, okres równy 12 oznacza 12 miesięcy czyli jeden rok.

W obrębie obydwóch zbiorów wyróżniono trzy podstawowe klasy periodogramów, klasa A, B i C oraz jedną klasę złożoną AB. Poniżej zostały omówione cechy każdej z klas periodogramów, a na rysunkach przedstawione przykładowe wykresy periodogramów reprezentujące wyróżnione klasy i odpowiadające im szeregi czasowe.

Klasa A - do tej klasy zostały przyporządkowane periodogramy, w których dla 1 okresu wartość gęstości spektralnej jest maksymalna, wyraźnie się wyróżnia na tle szumu, który jest nieznaczący a niekiedy całkowicie zanika. Zaobserwowane maksimum wartości gęstości spektralnej zawsze przypada dla częstotliwości 11, co można interpretować, że w ciągu 11 lat 11 razy wystąpiło maksimum i minimum wskazań, czyli okres zmian wynosi 1 rok. Rysunek 3 przedstawia przykładowy periodogram reprezentujący klasę A, a na Rysunku 4 przedstawiono odpowiadający mu szereg czasowy.

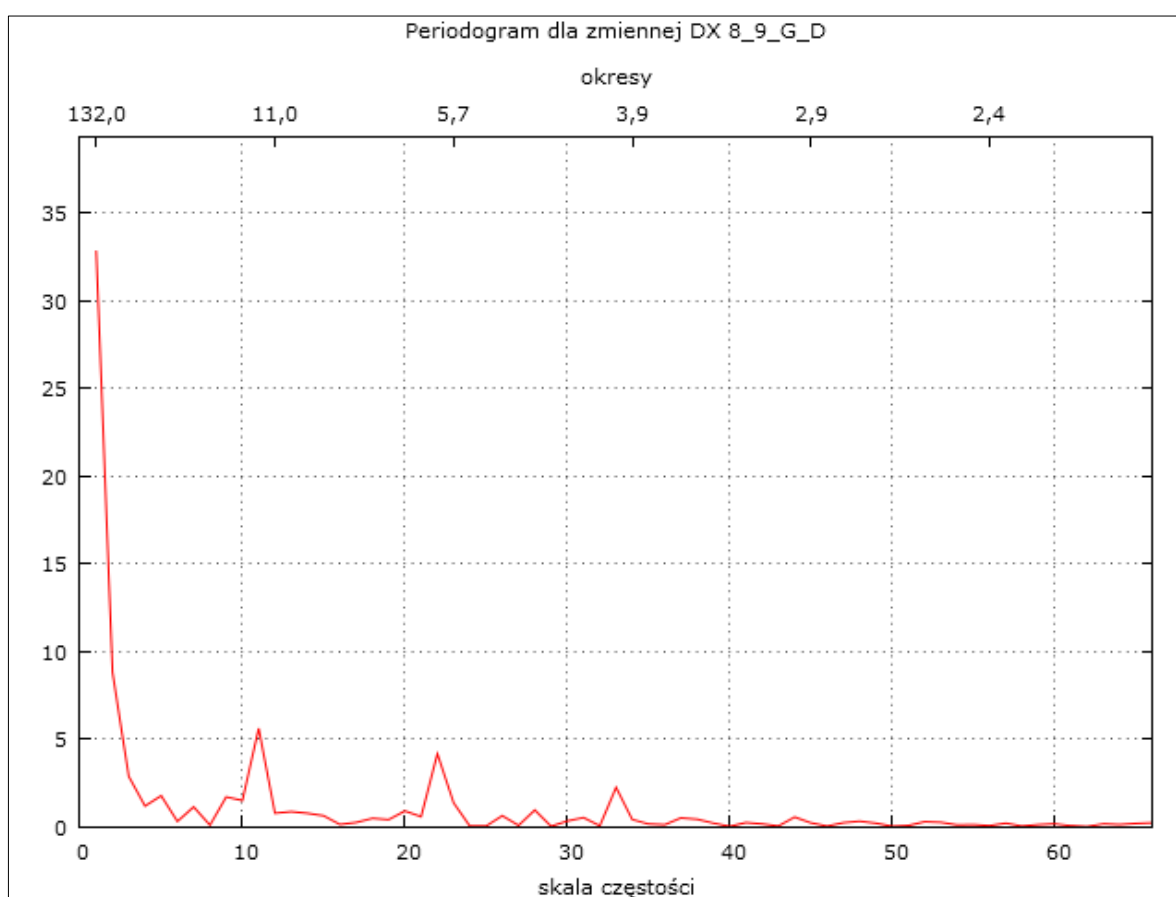


Rysunek 3. Przykładowy periodogram klasy A, dla przemieszczeń w osi zapory ΔY pochodzących ze szczelinomierza zainstalowanego pomiędzy 3 i 4 sekcją zapory w galerii dolnej na zaporze Besko

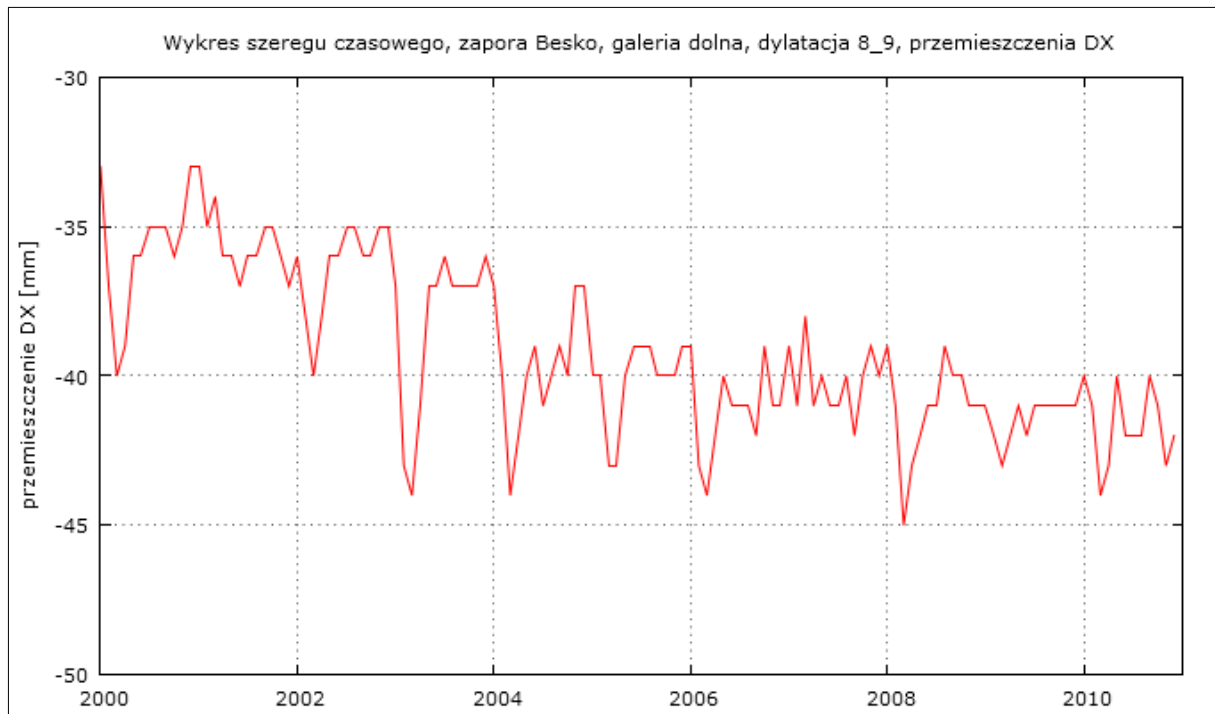


Rysunek 4. Szereg czasowy przemieszczeń w osi zapory ΔY , dane ze szczelinomierza pomiędzy 3i 4 sekcją zapory w galerii dolnej na zaporze Besko

Klasa B - periodogramy, w których wyróżniająca się i maksymalna wartość gęstości spektralnej przypada zawsze dla częstotliwości 1. Oznacza to, że w badanym okresie czasu nie można wyróżnić znaczącego minimum i maksimum. Taka własność występuje wtedy, gdy notowany jest stały wzrost lub spadek wartości mierzonych. Na Rysunku 5 został przedstawiony przykładowy periodogram należący do klasy B, natomiast Rysunek 6 obrazuje odpowiadający mu szereg czasowy dla przemieszczeń w osi sekcji ΔX , zarejestrowanych za pomocą szczelinomierza zainstalowanego w dylatacji pomiędzy 8 i 9 sekcją zapory Besko w galerii dolnej.

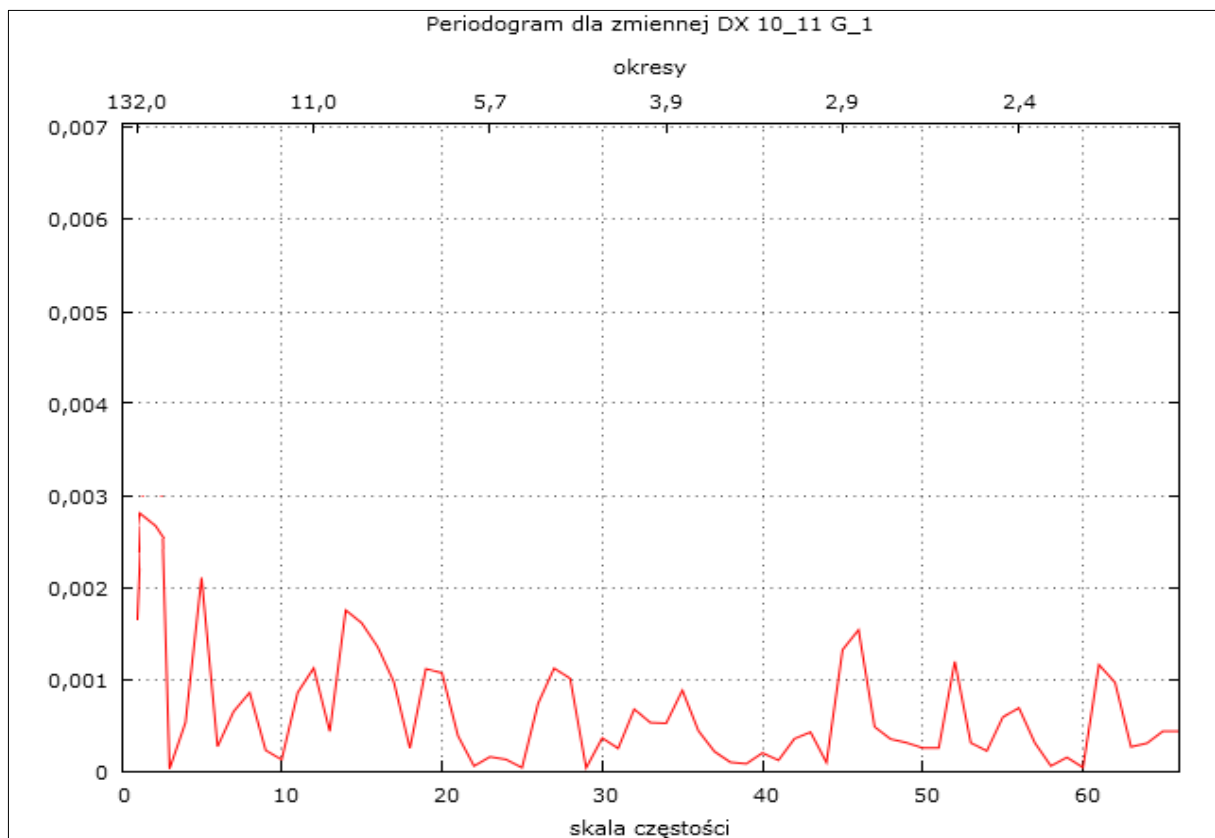


Rysunek 5. Przykładowy periodogram klasy B, dla przemieszczeń w osi sekcji ΔX pochodzących ze szczelinomierza zainstalowanego pomiędzy 8 i 9 sekcją zapory w galerii dolnej na zaporze Besko



Rysunek 6. Szereg czasowy przemieszczeń w osi sekcji ΔX , dane ze szczelinomierza pomiędzy 8 i 9 sekcją zapory w galerii dolnej na zaprze Besko

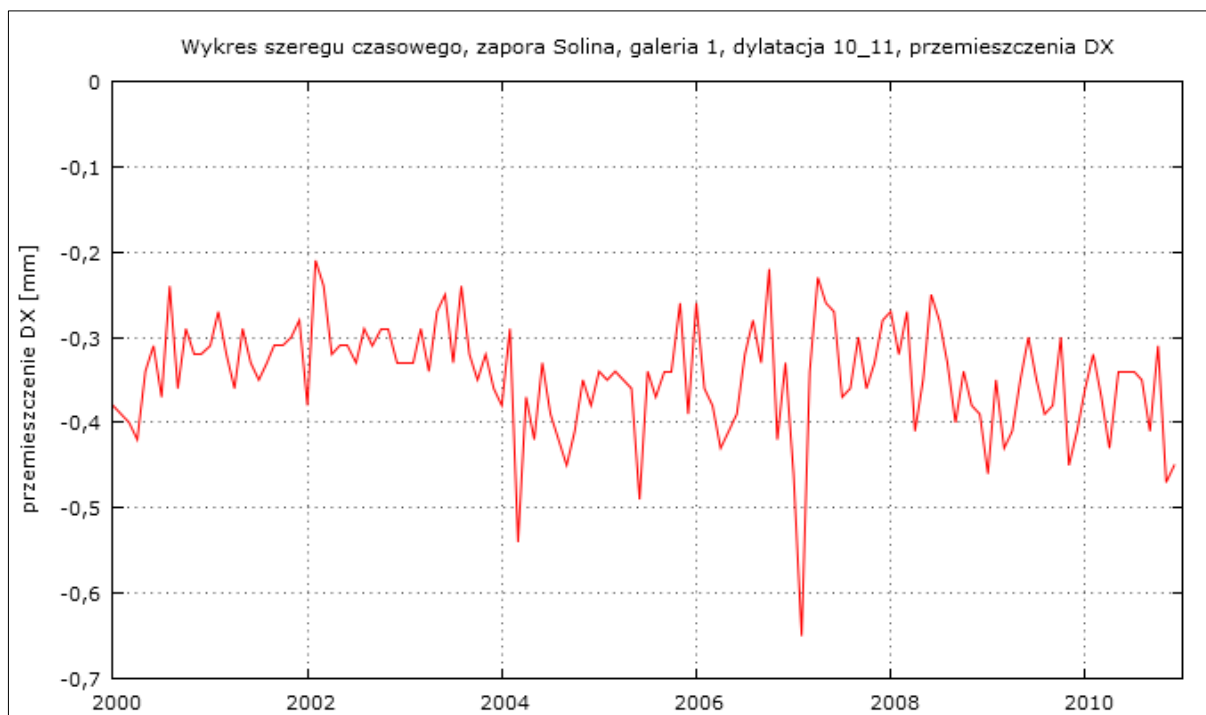
Klasa C - do tej klasy zostały przyporządkowane periodogramy, w których nie ma jednej wyróżniającej się wartości gęstości spektralnej dla jednej częstotliwości.



Rysunek 7. Przykładowy periodogram klasy C, dla przemieszczeń w osi zapory ΔX pochodzących ze

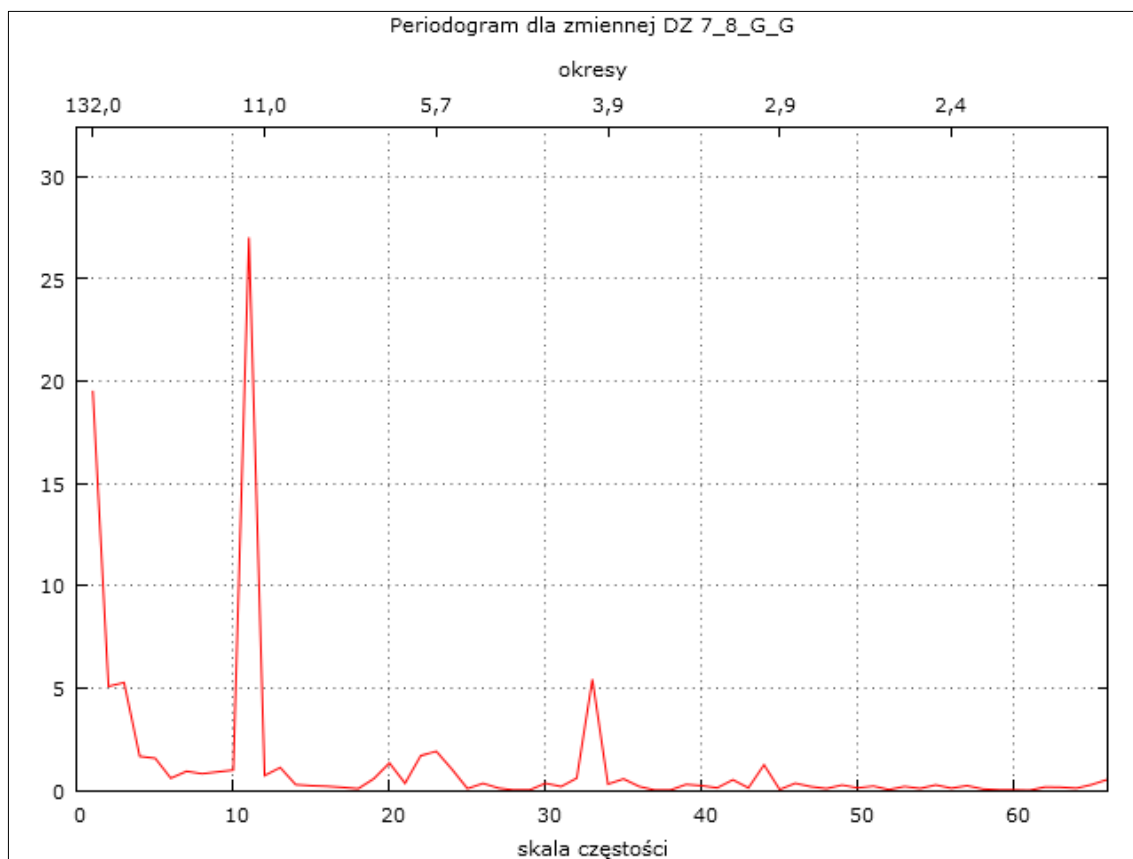
szczelinomierza zainstalowanego pomiędzy 10 i 11 sekcją zapory w galerii nr 1 na zaporze Solina

Na Rysunku 7 przedstawiono przykładowy periodogram reprezentujący klasę C, natomiast poniższy Rysunek 8 obrazuje szereg czasowy przemieszczeń odpowiadający periodogramowi klasy C. Dane na podstawie, których został zbudowany wyżej wymieniony szereg czasowy pochodzą ze szczelinomierza zamontowanego pomiędzy 10 i 11 sekcją na zaporze w Solinie w galerii 1.

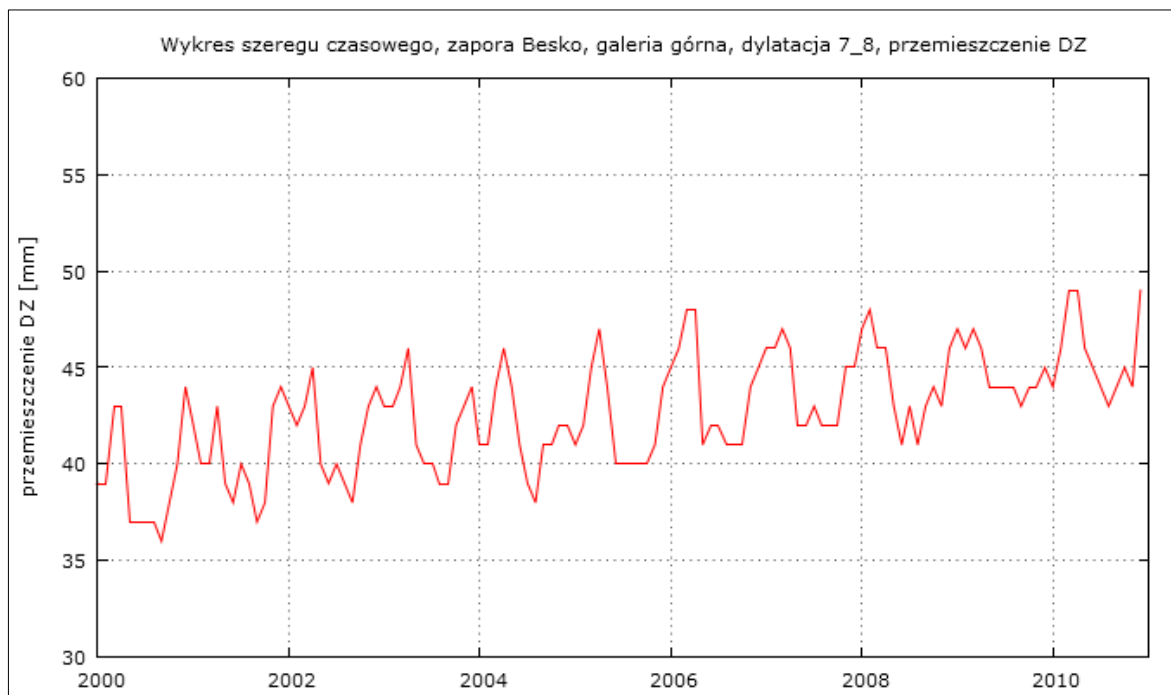


Rysunek 8. Szereg czasowy przemieszczeń w osi sekcji ΔX , dane ze szczelinomierza pomiędzy 10 i 11 sekcją zapory w galerii nr 1 na zaporze Solina

Klasa złożona AB - do tej klasy zostały przyporządkowane periodogramy, które posiadają zarówno cechy periodogramów należących do klasy A jak również periodogramów należących do klasy B. Poniższy Rysunek 9 prezentuje złożony periodogram AB, natomiast na Rysunku 10 zamieszczono szereg czasowy opowiadający wyżej wymienionemu periodogramowi. Jest to szereg czasowy pionowych przemieszczeń względnych, zarejestrowanych na zaporze Besko, w górnej galerii, pomiędzy 7 i 8 sekcją zapory.



Rysunek 9. Przykładowy periodogram klasy AB, dla przemieszczeń pionowych ΔZ pochodzących ze szczelinomierza zainstalowanego pomiędzy 7 i 8 sekcją zapory w galerii górnej na zaporze Besko



Rysunek 10. Szereg czasowy przemieszczeń pionowych ΔZ , dane ze szczelinomierza pomiędzy 7 i 8 sekcją zapory w galerii górnej na zaporze Besko

W poniższych Tabelach 3, 4, 5 przedstawiono zestawienie wyników ustalonych klas periodogramów wykonanych dla szeregów czasowych przemieszczeń pochodzących z poszczególnych szczelinomierzy odpowiednio dla zapory Besko i Solina.

Tabela 3. Zestawienie wyników ustalonych klas periodogramów dla szeregów czasowych przemieszczeń ze szczelinomierzy na zaporze Besko

Lp.	Dylatacja	ΔX	ΔY	ΔZ	Lp.	Dylatacja	ΔX	ΔY	ΔZ
1	1/2	A	A	A	12	7/8_G_G	C	A	AB
2	2/3	AB	A	A	13	8/9_G_D	B	A	A
3	3/4_G_D	B	A	A	14	8/9_G_G	A	A	A
4	3/4_G_G	A	A	B	15	9/10_G_D	AB	A	A
5	4/5_G_D	C	A	A	16	9/10_G_G	A	A	A
6	4/5_G_G	A	A	A	17	10/11_G_D	A	A	A
7	5/6_G_D	A	A	A	18	10/11_G_G	A	A	C
8	5/6_G_G	A	A	A	19	11/12_G_D	A	A	B
9	6/7_G_D	A	A	A	20	11/12_G_G	A	A	A
10	6/7_G_G	B	A	A	21	12/13	C	A	AB
11	7/8_G_D	C	A	C	22	13/14	A	A	AB

Zastosowane w Tabeli 3 skróty w nazwie dylatacji: G_D i G_G oznaczają odpowiednio szczelinomierz zamontowany w galerii dolnej i w galerii górnej.

Tabela 4. Zestawienie wyników ustalonych klas periodogramów dla szeregów czasowych przemieszczeń ze szczelinomierzy zapory Solina dla galerii nr 1

Lp.	Galeria nr 1				Lp.	Galeria nr 1			
	Dylatacja	ΔX	ΔY	ΔZ		Dylatacja	ΔX	ΔY	ΔZ
1	a_1	A	A	A	21	20_21	C	AB	C
2	1_2	AB	A	AB	22	21_22	B	AB	AB
3	2_3	AB	A	B	23	22_23	B	AB	AB
4	3_4	A	A	B	24	23_24	A	AB	AB
5	4_5	C	A	B	25	24_25	AB	AB	AB
6	5_6	C	AB	B	26	25_26	A	AB	A
7	6_7	C	A	B	27	26_27	AB	AB	AB
8	7_8	C	A	AB	28	27_28	C	AB	A
9	8_9	AB	A	C	29	28_29	AB	A	AB
10	9_10	AB	A	B	30	29_30	A	A	A
11	10_11	C	A	B	31	30_31	A	A	AB
12	11_12	AB	A	AB	32	31_32	AB	A	AB
13	12_13	C	AB	B	33	32_33	C	A	AB
14	13_14	B	AB	B	34	33_34	B	A	B
15	14_15	C	AB	B	35	34_35	B	A	B
16	15_16	C	AB	B	36	35_36	AB	A	AB
17	16_17	A	A	AB	37	36_37	AB	AB	B
18	17_18	A	AB	AB	38	37_38	AB	A	A
19	18_19	C	AB	A	39	38_39	AB	A	A
20	19_20	C	AB	B	40	39_40	AB	A	AB

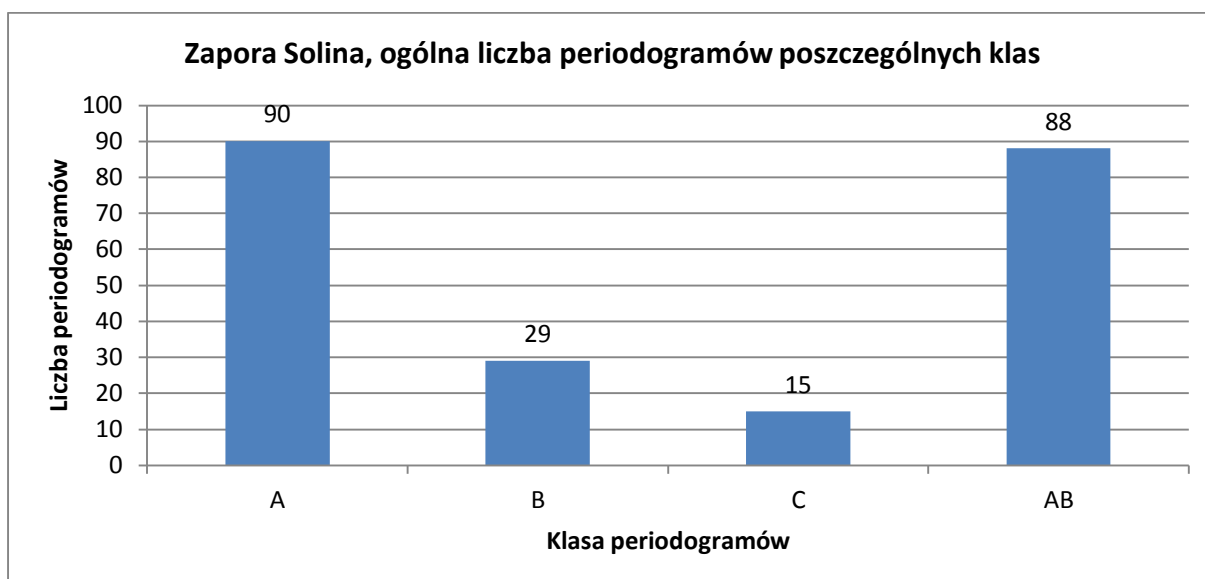
Tabela 5. Zestawienie wyników ustalonych klas periodogramów dla szeregów czasowych przemieszczeń ze szczelinomierzy zapory Solina dla galerii nr 4

Lp.	Galeria nr 4				Lp.	Galeria nr 4			
	Dylatacja	ΔX	ΔY	ΔZ		Dylatacja	ΔX	ΔY	ΔZ
1	a_1	A	A	A	18	17_18	A	A	A
2	1_2	A	A	AB	19	18_19	AB	A	AB
3	2_3	AB	A	A	20	19_20	A	A	B
4	3_4	AB	A	AB	21	20_21	AB	A	B
5	4_5	AB	A	AB	22	21_22	A	A	AB
6	5_6	AB	AB	AB	23	22_23	AB	A	AB
7	6_7	AB	A	A	24	25_26	AB	A	AB
8	7_8	AB	A	A	25	26_27	AB	A	AB
9	8_9	A	A	A	26	27_28	AB	A	B
10	9_10	A	A	A	27	28_29	AB	A	AB
11	10_11	AB	A	B	28	29_30	AB	A	AB
12	11_12	AB	A	B	29	30_31	B	A	AB
13	12_13	AB	A	AB	30	31_32	AB	A	A
14	13_14	A	A	AB	31	32_33	B	A	B
15	14_15	AB	A	AB	32	33_34	AB	A	AB
16	15_16	AB	A	A	33	34_35	AB	A	AB
17	16_17	A	A	AB	34	35_36	B	A	A

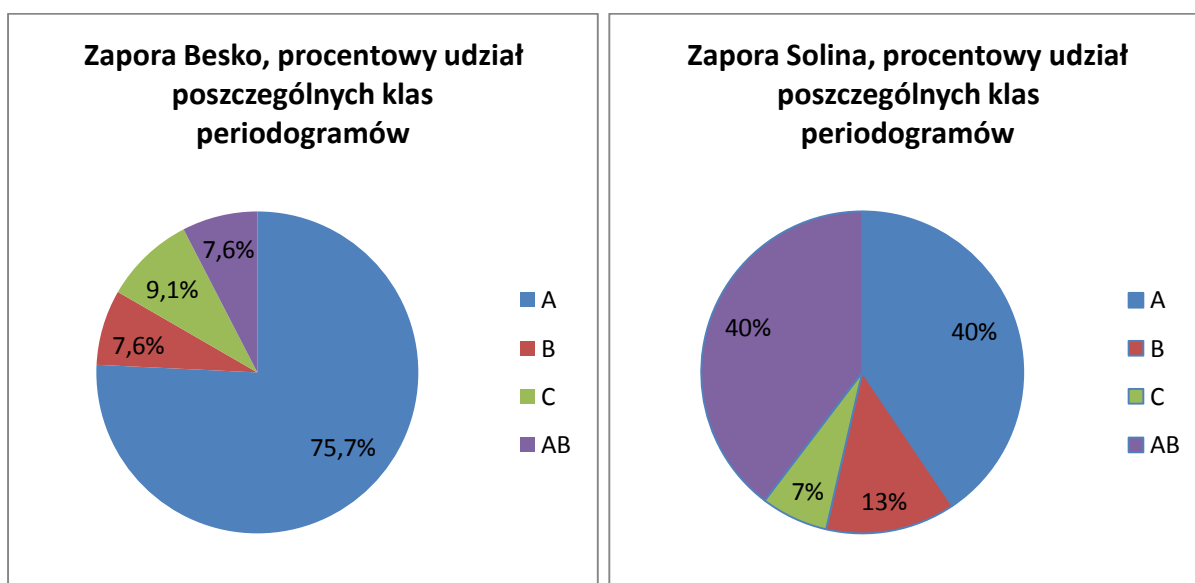
Na wykresach poniżej (Rysunek 11 i Rysunek 12) przedstawiono ogólną liczbę periodogramów przyporządkowanych do poszczególnych klas kolejno dla zapory Besko i Solina. Natomiast Rysunek 13 przedstawia porównanie procentowego udziału liczby periodogramów danej klasy w ogólnej liczbie wykonanych periodogramów zarówno dla zapory Besko jak i dla zapory Solina.



Rysunek 11. Ogólna liczba periodogramów poszczególnych klas wykonanych dla szeregów czasowych przemieszczeń ze szczelinomierzy na zaporze Besko



Rysunek 12. Ogólna liczba periodogramów poszczególnych klas wykonanych dla szeregów czasowych przemieszczeń ze szczelinomierzy na zaporze Solina



Rysunek 13. Procentowy udział poszczególnych klas periodogramów odpowiednio dla zapory Besko i zapory Solina

Z przedstawionej powyżej analizy pomiarów kontrolnych przemieszczeń względnych w trójosiowych szczelinomierzach zapory betonowej w Besku wynika, że większość, 0 bo 76% wykonanych periodogramów należy do klasy A, szczególnie dla przemieszczeń w kierunku ΔY , gdzie występują wyłącznie periodogramy klasy A. Periodogram klasy A charakteryzuje się tym, że maksimum wartości gęstości spektralnej przypada dla częstotliwości o wartości 11. Ze względu na to że badany przedział czasu to 11 lat, można

wnioskować, że periodogramy klasy A odpowiadają szeregom czasowym przemieszczeń, na które największy wpływ mają roczne zmiany temperatury, pod wpływem których poszczególne betonowe sekcje zapory ulegają rozszerzaniu lub kurczeniu, co powoduje zwiększanie się lub zmniejszanie się rozwartości szczelin pomiędzy sekcjami zapory. Wpływ temperatury na mierzone przemieszczenia względne jest dostrzegalny na wykresie szeregu czasowego odpowiadającego periodogramowi klasy A (Rysunek 4), gdzie można zaobserwować sinusoidalny przebieg zmian wartości przemieszczeń, z dość równomierną amplitudą wychyleń na przestrzeni lat. Należy zwrócić uwagę, że w przypadku zapory Solina periodogramy klasy A, także dominują dla przemieszczeń w kierunku ΔY , szczególnie dla pomiarów ze szczelinomierzy zamontowanych w galerii nr 4.

Jeśli chodzi o periodogramy klasy B to w przypadku analizy dla zapory Besko stanowią one 7% wszystkich periodogramów, a dla zapory Solina klasa B to 13% spośród wszystkich periodogramów. Szereg czasowy, dla którego wykonany periodogram przyjmuje klasę B, charakteryzuje się tym, że przemieszczenia w czasie wykazują wyraźny trend wzrostowy lub malejący tak jak na przykładzie zaprezentowanym na Rysunku 6. Według analizy wykonanej dla zapory Besko najwięcej periodogramów tej klasy odpowiada szeregom czasowym przemieszczeń mierzonych w kierunku ΔX , czyli w osi sekcji. W przypadku zapory Solina periodogramy klasy B występują głównie dla szeregów czasowych przemieszczeń pionowych ΔZ .

Periodogramy klasy C cechuje brak wyróżniającej się jednej częstotliwości, dla której przypada maksimum gęstości spektralnej (Rysunek 7). Odpowiadające im szeregi czasowe przemieszczeń mają charakter nieregularny i nie można wyróżnić w nich zarówno sinusoidalnych zależności termicznych jak i trendu w zmianie przemieszczeń. Dla danych pochodzących z zapory Besko, 6 periodogramów zostało zakwalifikowanych do klasy C i stanowi to 9,1% wszystkich periodogramów, natomiast dla danych z zapory Solina jest to najmniej liczna klasa, ponieważ spośród wszystkich periodogramów jedynie 15 przyporządkowano do klasy C, co stanowi 7 % ogólnej liczby periodogramów.

Periodogramy klasy AB są złożeniem typów A i B. Na wykresie szeregu czasowego przemieszczeń (Rysunek 10) zauważalne są sinusoidalne zmiany termiczne oscylujące wokół wzrastającej linii trendu. Na periodogramie (Rysunek 9) wyróżniające są amplitudy przy częstotliwościach o wartościach 1 i 11. W przypadku zapory Besko do tej klasy zakwalifikowano tylko 5 periodogramów z ogólnej liczby równej 66, natomiast dla danych z zapory Solina wśród opracowanych periodogramów aż 40 % należy do klasy AB.

Zachowanie się zapory betonowej, jej przemieszczenia i odkształcenia, są determinowane głównie przez następujące trzy czynniki [10]:

- zmiany temperatury ośrodków wodnego i powietrznego otaczających obiekt oraz zmiany temperatury korpusu samej zapory,
- wahania poziomu piętrzenia wody w zbiorniku,
- zjawiska reologiczne, którymi są mające powolny przebieg nieodwracalne zmiany właściwości materiału z którego zbudowana jest zaporą i podłoża, na którym jest ona posadowiona [10].

Wyżej wymienione czynniki znajdują odzwierciedlenie w klasycznym modelu zapory betonowej, gdzie przemieszczenie punktu pomiarowego opisywane jest następującym równaniem [11, 12]:

$$M(h, t) = T(t) + H(h) + S(t) \quad (9)$$

gdzie :

$M(h, t)$ – mierzona wielkość przemieszczenia,

$H(t)$ – wpływ hydrostatycznego parcia wody na zaporę, określony przez wielomian

$S(h)$ – wpływ sezonowości, określony przez sumę funkcji okresowych,

$T(h)$ – wpływ zmian nieodwracalnych, reologicznych, określony kombinacją funkcji eksponentyjalnych,

h – wysokość piętrzenia,

t – czas [11, 12].

W wyniku porównania modelu klasycznego opisywanego równaniem (9) z modelem periodogramu opisywanym równaniem (1), można wyciągnąć wnioski, że periodogram odzwierciedla dwa z trzech czynników modelu klasycznego. Periodogram klasy A występuje, gdy w modelu klasycznym dominuje składnik sezonowy, natomiast jeśli w modelu klasycznym dominuje czynnik reologiczny to periodogram będzie klasy B. Jeżeli na przemieszczenie mierzonego punktu wpływ ma w równym stopniu zarówno czynnik sezonowy jak i czynnik reologiczny, to periodogram będzie klasy AB. Klasa C periodogramów reprezentuje natomiast sytuacje, gdy żaden z trzech czynników równania (9) nie będzie miał dominującego wpływu.

4. Wnioski

1. Metoda periodogramu pozwala w szybki sposób ocenić, czy przemieszczenie szczeliny dylatacyjnej zapory spowodowane jest sezonowymi zmianami termicznymi, czy jest wynikiem nieodwracalnych procesów reologicznych.
2. Zastosowanie metody periodogramu w analizowaniu pomiarów kontrolnych ułatwia wyodrębnienie czynnika reologicznego mającego wpływ na przemieszczenie, a ponadto wskazanie lokalizacji ewentualnego występowania procesów reologicznych. Dzięki temu można w szczególny sposób kontrolować te miejsca, a w razie konieczności zastosować odpowiednie działania zapobiegające lub naprawcze.
3. Metoda periodogramu niestety nie umożliwia oceny wpływu na przemieszczenie spowodowane piętrzeniem zbiornika.
4. Na zaporze Besko zidentyfikowano 5 miejsc, gdzie możliwe jest występowanie procesów reologicznych.
5. Na zaporze Solina 15% periodogramów należy do klasy B, co wskazuje na to, że mogą w tych lokalizacjach zachodzić procesy reologiczne.

Literatura:

1. Depczyński W., Szamowski A., *Budowle i zbiorniki wodne*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1999.
2. Beynar-Czeczott E., Lebiecki P., Żebrowska A., *Zastosowanie metod korelacyjnych w analizie przemieszczeń budowli piętrzących*, Techniczna Kontrola Zapór 10/97, s.319-323.
3. Dobosz W., *Model opisujący przemieszczenie punktu na zaporze jako funkcję historii obciążenia i temperatury*, Gospodarka Wodna 4/1980, s. 119-122.
4. Dobosz W., *Wpływ piętrzenia i zmiany temperatury na obrót podstawy zapory*, Rozprawy Hydrotechniczne 43/1981, s. 3-18.
5. Dobosz W., *Zastosowanie regresji wielokrotnej do analizy pomierzonych przemieszczeń na zaporze spowodowanych zmianą temperatury*, Rozprawy Hydrotechniczne 42/1980, s.139-153.
6. Wanat M., Opyrchal L., Bruzda T., *Klasyfikacja wskazań szczelinomierzy na przykładzie Zapory Solina*, PAK vol. 59, nr 12/2013, s. 1259-1263.
7. *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie*, Dz. U. z 2007 r., nr 86, poz. 579.

8. Box G.E.P., Jenkins G. M., *Analiza szeregów czasowych, Prognozowanie i sterowanie*, PWN, Warszawa 1983.
9. Kufel T., *Ekonometria, Rozwiązywanie problemów z wykorzystaniem programu GRETL*, PWN, Warszawa 2004.
10. Fiedler K., *Współczesne metody interpretacji pomiarów zapór wodnych*, Gospodarka Wodna 12/1974, s. 462-467.
11. Crépon o., Lino m. : *An analytical approach to monitoring. International Water Power and Dam Construction*, Paris 1999, France.
12. Mazenot P., *Méthode générale d'interpretation des mesure de surveillance des barrages en exploitation à Electricité de France*, Archiwum Hydrotechniki 3/1974, s. 429- 451.

mgr inż., Honorata Adamowicz¹
Politechnika Warszawska, Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki
Ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa
e-mail: ¹honorata.adamowicz@is.pw.edu.pl

Występowanie zjawiska erozji i sufozji w środowisku zurbanizowanym na skutek głębokiego posadowienia. Kryteria współcześnie stosowane do oceny sufozyjności gruntu

Słowa kluczowe: *głębokie posadowienia, sufozja, erozja wewnętrzna, środowisko zurbanizowane*

Streszczenie: W artykule opisano wpływ czynników antropogenicznych na warunki gruntowo-wodne w środowisku zurbanizowanym ze szczególnym uwzględnieniem głębokich posadowień. Ukazano wpływ głęboko posadowionych budynków na zmiany kierunków przepływu wód gruntowych inicjujących zjawiska filtracyjne prowadzące do zmian stanu gruntu. Opisano zagadnienie sufozji i erozji wewnętrznej oraz określono jakie kryteria są współcześnie stosowane do oceny podatności gruntu na wystąpienie tych zjawisk. Wskazano dalsze kierunki badań.

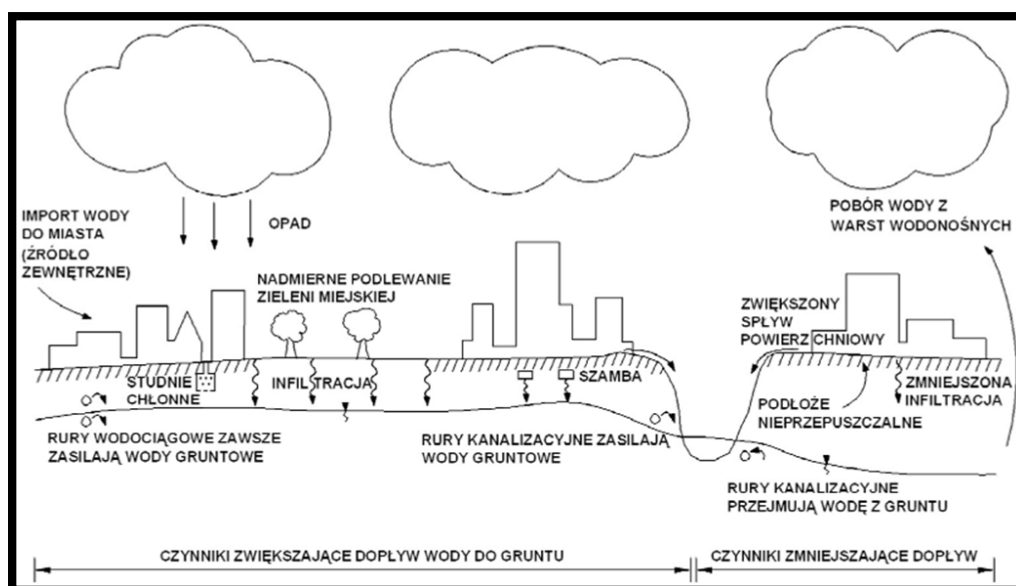
1. Wpływ głębokich posadowień na warunki wodno gruntowe w terenie silnie zurbanizowanym

1.1. Wprowadzenie

Problemy związane z przepływem wody na terenach zurbanizowanych to temat, którego znaczenie znacząco wzrosło w ciągu ostatnich kilku lat. Właściwe planowanie i prowadzenie inwestycji miejskich jest kluczowym elementem zrównoważonego i bezpiecznego rozwoju miast. To co wyróżnia hydrogeologię terenów zurbanizowanych to częstotliwość występowania pewnych czynników, mających istotny wpływ na warunki przepływu wody gruntowej (kierunek, prędkość przepływu czy gradient hydrauliczny). Elementy oddziałujące na środowisko gruntowo wodne na terenie silnie zurbanizowanym to m.in.:

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

Schemat obiegu wody z uwzględnieniem powyższych elementów przedstawiono na Rys.1.



Rysunek 1. Schemat obiegu wody na terenach zurbanizowanych

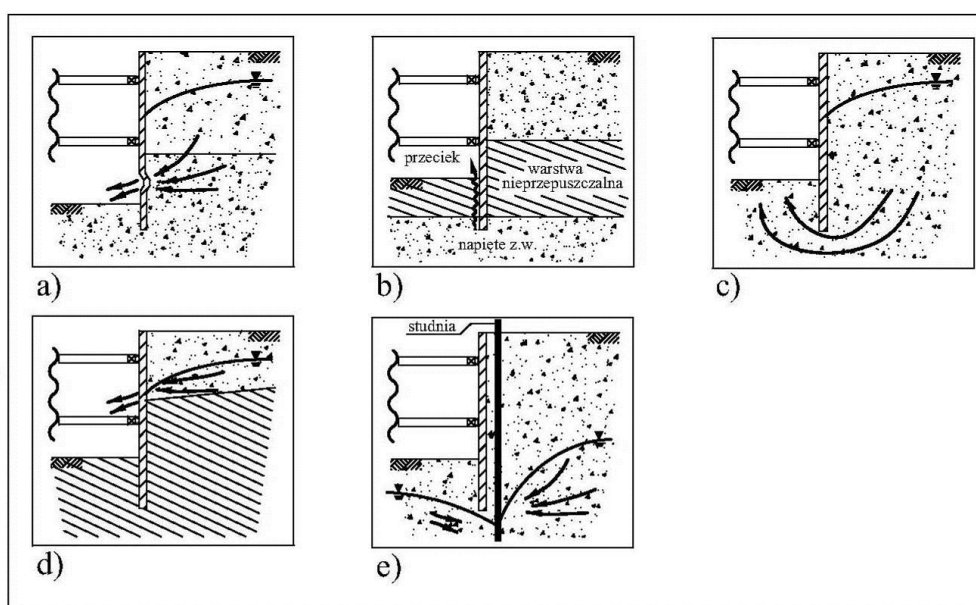
Źródło: Lerner D. N., Groundwater recharge in urban areas, IAHS Publ. no 198, 1990.

Czynniki antropogeniczne można podzielić, w zależności od sposobu oddziaływania, na dwie grupy: aktywne i pasywne. Elementy aktywne biorą udział w cyklu hydrologicznym, natomiast elementy pasywne zmieniają warunki w jakich ten cykl przebiega. Udział oraz skala oddziaływania elementów aktywnych zależy m.in. od skali nieszczelności rur kanalizacyjnych i wodociągowych, czy też stopnia eksploatacji zasobów wód podziemnych na cele bytowe bądź przemysłowe. Do elementów pasywnych można zaliczyć m.in. głęboko posadowione, przegradzające warstwy wodonośne obiekty budowlane, które mogą zaburzać naturalne kierunki przepływu wody nie tylko na etapie ich realizacji (odwodnienie wykopów, często kilku obiektów realizowanych w jednym czasie), ale również podczas eksploatacji. Zmiany położenia zwierciadła wody gruntowej oraz procesy filtracyjne występujące w rejonie głębokiego posadowienia mogą powodować przemieszczenia gruntu w rejonie wykopu i stanowić zagrożenia dla realizowanych oraz istniejących obiektów (Rys.2). Ingerencja głęboko posadowionych obiektów budowlanych w warunki wodno-gruntowe może skutkować [1]:

- zmianą położenia zwierciadła wody gruntowej,
- zmianą kierunku przepływu (czasami lokalne odwrócenie kierunku),
- zmianą gradientu ciśnienia i prędkości przepływającej wody,

- zmianą parametrów gruntu (zmiany wilgotności gruntu, zmiany porowatości, sufozja, erozja wewnętrzna, zewnętrzna, kolmatacja).

Realizacja fundamentów głęboko posadowionych niesie za sobą konieczność zastosowania odpowiedniego systemu odwodnienia wykopu. Powinno być ono realizowane w sposób efektywny przy zapewnieniu bezpieczeństwa wykonywanych robót budowlanych oraz minimalnym niekorzystnym oddziaływaniu na otoczenie. Konsekwencje czasowej zmiany poziomu wody gruntowej mogą być różne - od wysychania jezior czy obumierania drzew oraz osiadania podłoża przy obniżeniu zwierciadła do podtopień piwnic czy wzrostu gradientów hydraulicznych i wystąpienia niekorzystnych zjawisk filtracyjnych przy podniesieniu poziomu wody [1].

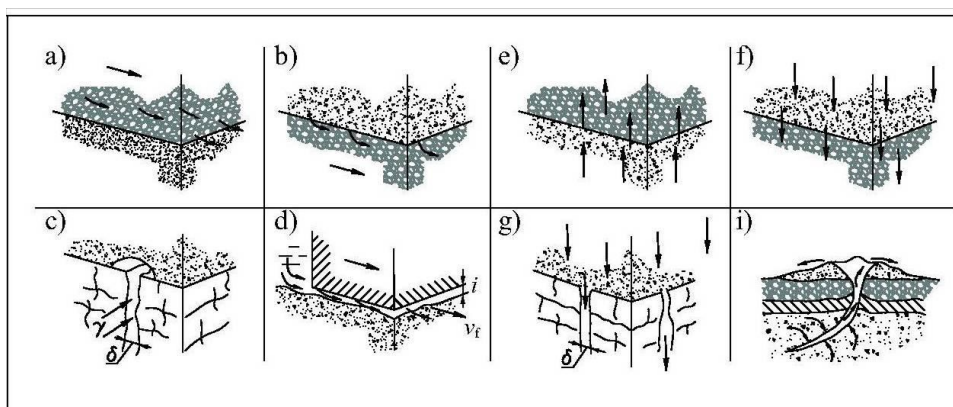


Rysunek 2. Przypadki zagrożeń związanych z wodą gruntową, które mogą powodować zmiany w podłożu w trakcie wykonywania głębokich posadowień: a) przepływ przez nieszczelności w ścianie, b) przepływ wzdłuż kontaktu ściany z gruntem, c) przepływ poniżej (wokół) ściany, d) dopływ wody zawieszonej, e) przepływ spowodowany przez odwodnienie

Źródło: Popielski P., Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym, Prace naukowe Politechniki Warszawskiej, Inżynieria Środowiska, Warszawa 2012.

Jednym z niekorzystnych zjawisk filtracyjnych jest sufozja. Polega ona na usuwaniu z gruntu bądź przemieszczaniu w obrębie gruntu drobniejszych cząstek lub ziaren jego szkieletu mineralnego pod wpływem przepływającej przez ten grunt wody [2]. Proces ten może mieć charakter chemiczny bądź mechaniczny. Chemiczne oddziaływanie nie jest tematem rozważań niniejszego opracowania. Zjawisko mechanicznego wypłukiwania drobnych

cząstek ze szkieletu gruntowego może przebiegać w różny sposób. W zależności od miejsca występowania w gruncie rozróżnia się: sufozję wewnętrzną, występującą wewnątrz danego rodzaju gruntu; sufozję zewnętrzną, występującą w strefie przypowierzchniowej podłoża gdy kierunek ruchu wody jest prostopadły do styku oraz sufozję kontaktową, występującą na styku dwóch różnych warstw gruntu, gdy kierunek ruchu wody jest równoległy do styku. Można w uproszczeniu powiedzieć, że zjawiskiem odwrotnym do sufozji jest kolmatacja – proces osadzania transportowanych przez wodę drobnych cząstek w przestrzeni porowej gruntu, powodujący zmniejszenie jego porowatości i mogący w konsekwencji doprowadzić do ograniczenia wydajności drenaży. Na skutek sufozji zewnętrznej, w strefie przypowierzchniowej czy na powierzchni styku z warstwą gruntu o znacznie grubszym uziarnieniu, może zostać zainicjowana erozja wsteczna - proces polegający na postępującej propagacji stref o zwiększonej porowatości i współczynniku filtracji w kierunku zgodnym z kierunkiem filtrującej wody, lecz o przeciwnym zwrocie [3].



Rysunek 3. Formy destrukcji ośrodka gruntowego przez filtrującą wodę

a) b) c) d) erozja kontaktowa, e) f) g) erozja zewnętrzna (erozja wsteczna), i) przebicie hydrauliczne

Źródło: Popielski P., Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym, Prace naukowe Politechniki Warszawskiej, Inżynieria Środowiska, Warszawa 2012.

Możliwość wystąpienia wyżej wymienionych zjawisk zależy m.in. od sposobu zabezpieczenia wykopu. W przypadku gruntów nawodnionych nie należy stosować obudów charakteryzujących się brakiem szczelności. Przez szczeliny w obudowie może nastąpić wypływ wody, a co za tym idzie wynoszenie drobnych cząstek gruntu. Zjawisko to może doprowadzić do destrukcji ośrodka gruntowego, znajdującego się za obudową [1].

Realizacja głęboko posadowionych obiektów budowlanych może skutkować zmianą kierunku przepływu wody oraz jej spiętrzeniu na skutek przegradzania warstw wodonośnych. Często ściany szczelinowe takich budowli zakotwione są w warstwie nieprzepuszczalnej gruntu, ograniczając przepływ wody w całej wysokości warstwy przepuszczalnej. W

przypadku gdy kilka takich obiektów znajduje się w pobliżu, powstają bariery piętrzące wodę gruntową. W wąskich przestrzeniach między obiektami następuje wzmożona filtracja, skutkująca wystąpieniem zjawisk erozyjnych. Często jedyna możliwa droga swobodnego przepływu znajduje się pod ruchliwą ulicą. Grunt nawodniony oraz rozluźniony przez przepływającą wodę jest bardziej podatny na oddziaływanie obciążeń dynamicznych, co w ekstremalnych sytuacjach może prowadzić do jego upłynnienia [1].

Niekiedy wpływ czynników zewnętrznych jest tak silny, że niezależnie od parametrów gruntu następuje degradacja ośrodka gruntowego. W 1998 roku w Moskwie doszło do zapadnięcia się gruntu, w wyniku czego zniszczeniu uległ dwukondygnacyjny budynek (Rys.4.). Zapadnięcie się gruntu nastąpiło, gdy nawodniony piasek został wyniesiony do drążonego poniżej tunelu. Ilość gruntu niezbędnego do wypełnienia zapadliska, wykorzystanego podczas działań naprawczych, oszacowano na ponad 1000 m³.



Rysunek 4. Budynek zniszczony na skutek wyniesienia podłoża spod jego fundamentów do drążonego poniżej tunelu, Moskwa 1998

Źródło: Khomenko V.P., Suffosion hazard: Today's and tomorrow's problems for cities, IAEG 2006.

W 2012 roku w Warszawie podczas realizacji tunelu łączącego dwie części stacji metra Warszawa "Powiśle" doszło do przebicia hydraulicznego na przodku tunelu oraz do zatopienia i napływu gruntu do komory peronowej zachodniego odcinka stacji [4] (Rys.5.). Realizowany tunel miał łączyć dwie części stacji i był zlokalizowany pod istniejącym tunelem Wisłostrady. W związku z przemieszczeniem gruntu do wnętrza stacji pod tunelem Wisłostrady powstała pustka (Rys. 6.) i konstrukcje wanien tunelu uległy przemieszczeniu (osiadaniu), a następnie najprawdopodobniej zaklinowały się na ścianach szczelinowych i pomiędzy sobą w dylatacjach [5]. Przestrzeń pod Wisłostradą wypełniła się wodą do poziomu

ok. 2 m od spodu płyty tunelu [6]. Oszacowano ubytek gruntu spod tunelu Wisłostrady na ok. 6500 m³.



Rysunek 5. Początkowa faza wypływu gruntu po przebicciu stropu wyrobiska

Źródło: Grzegorzewicz K., Kłosiński B., Rychlewski P., *Ekspertyza techniczna dotycząca określenia przyczyn awarii i metod jej usunięcia na stacji C13 odcinka centralnego II linii metra w Warszawie*, IBDiM, Warszawa 2012



Rysunek 6. Widok z wnętrza pustki pod tunelem Wisłostrady (materiały AGP)

Źródło: Grodecki W., Lewandowska-Siemiańska A., *Ekspertyza dotycząca określenia przyczyn awarii i metod jej usunięcia na stacji C13 odcinka centralnego II linii metra w Warszawie*, Politechnika Warszawska, Instytut Dróg i Mostów, Zakład Geotechniki i Budowli Podziemnych, 2012

2. Kryteria stosowane do oceny sufozyjności gruntu

2.1. Wprowadzenie

Sufozja mechaniczna jest zjawiskiem, w którym przepływająca masa wody wywiera na elementy szkieletu gruntowego ciśnienie zwane ciśnieniem spływowym. Ciśnienie to oddziałuje mechanicznie na poszczególne elementy szkieletu gruntowego i (w zależności od struktury, składu granulometrycznego gruntu oraz prędkości filtrującej wody) powoduje wymywanie ziaren gruntu [7]. Powiększanie się porów gruntowych skutkuje wzrostem współczynnika filtracji i prędkości przepływającej wody. Woda o większej prędkości może poruszać coraz większe ziarna gruntu i powodować dalszy rozwój procesu sufozji. Zwiększenie porowatości gruntu zmniejsza jego wytrzymałość i może powodować jego nagłe osiadanie, przemieszczenie, powstanie kanałów w gruncie czy wystąpienie przebiccia hydraulicznego.

Aby proces sufozji mógł zaistnieć muszą być spełnione następujące trzy warunki:

- Kryterium geometryczne: rozmiar drobnych ziaren gruntu musi być mniejszy niż pory materiału tworzącego szkielet gruntowy (przez drobną cząstkę/ziarno gruntu rozumie się ziarno o średnicy mniejszej niż 0,075 mm i w takim znaczeniu określenie to będzie później przytaczane) [8], dlatego grunt równoziarnisty nie będzie podatny na sufozję, gdyż wymiary wolnych przestrzeni między cząstkami są mniejsze od wymiarów ziaren szkieletu gruntowego, nawet przy najluźniejszym ich ułożeniu [9].
- Kryterium składu granulometrycznego: grunt musi składać się z mniejszej ilości drobnych cząstek, niż jest ich potrzeba do wypełnienia przestrzeni między cząstkami grubymi tworzącymi szkielet gruntowy (w przypadku, gdy cząstek drobnych będzie więcej, wtedy cząstki gruboziarniste będą „unosić się” w szkielecie złożonym z gruntu drobnoziarnistego i sufozja nie zaistnieje) [8].
- Kryterium hydrauliczne : siły powodujące wymywanie cząstek gruntu muszą pokonać siły oporu gruntu. Wartość sił oporu cząstek zależy od rodzaju gruntu (spójność) i wynika głównie z ich ciężaru oraz ich oddziaływania z innymi cząstkami (skład granulometryczny, kształt ziaren, zagęszczenie). Prędkość przepływającej wody musi osiągnąć odpowiednią wartość (prędkość krytyczną), lub musi zaistnieć odpowiednio duży spadek hydrauliczny (spadek krytyczny). Często zależność ta opisana jest jako lokalna różnica gradientu (spadku hydraulicznego), określana jako gradient o wartości krytycznej dla danego gruntu.

Przy spełnieniu powyższych warunków sufozja może zostać zainicjowana tylko wtedy gdy przepływ wody odbywa się w kierunku, w którym istnieje możliwość wystąpienia tego

zjawiska. Ponadto spełnienie kryterium geometrycznego nie koniecznie musi skutkować wystąpieniem zjawiska sufozji. Siły w miejscach styku drobnych cząstek utrudniają ich ruch, w związku z tym konieczne jest występowanie stosunkowo dużego gradientu hydraulicznego do jego zainicjowania. Zatem niektóre konstrukcje mogą być zbudowane z gruntów niestabilnych i w praktyce nie muszą doświadczyć zjawiska sufozji, ze względu na występowanie niskich, nie stanowiących zagrożenia gradientów [10]. Jednak dla gruntów potencjalnie sufozyjnych, np. tworzących podłoże w miejscach, gdzie na skutek zmiany reżimu wodnego może nastąpić zwiększenie gradientów, konieczne jest określenie krytycznego gradientu hydraulicznego, dla którego może zostać zainicjowana erozja wewnętrzna.

2.2. Kryterium geometryczne

Kryterium Terzaghi'ego (1949)

Kryterium geometryczne dotyczy określenia rozmiaru cząstki oraz wielkości porów szkieletu gruntowego, pozwalających na zaistnienie, lub nie, sufozji. Wiele rozważań dotyczących wielkości geometrycznych wciąż opiera się na kryterium Terzaghi'ego stosowanego do projektowania filtrów odwrotnych (zabezpieczających konstrukcje przed sufozją). Według tego kryterium, by erozja nie nastąpiła, muszą zostać spełnione poniższe zależności:

$$D_{15}/d_{85} \leq 4 \quad \text{oraz} \quad D_{15}/d_{15} \geq 4 \quad (1)$$

gdzie:

D_{15} – średnica ziaren gruntu filtru, których zawartość wraz z mniejszymi wynosi 15%,

d_{15} , d_{85} – średnica ziaren gruntu chronionego, których zawartość wraz z mniejszymi wynosi odpowiednio 15% i 85%.

Powyższe kryterium było określone dla oddziaływania dwóch gruntów sąsiadujących ze sobą.

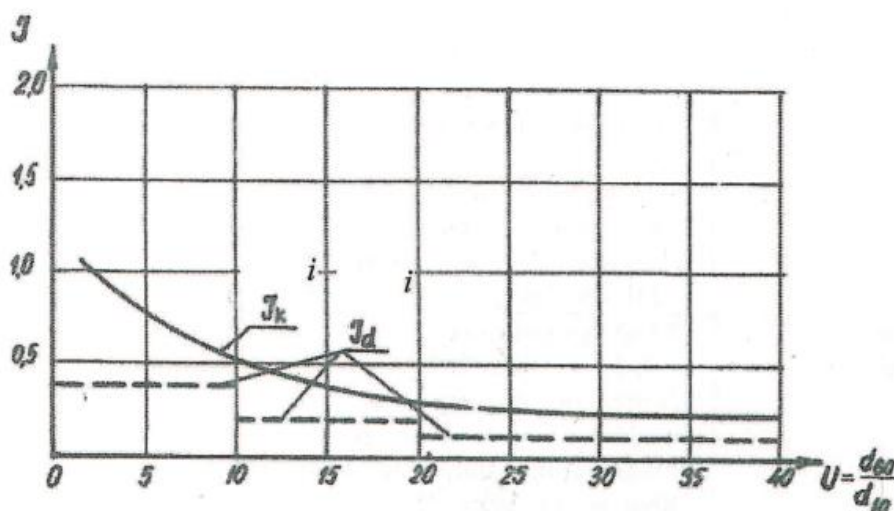
Kryterium Istominy [1957]

Im większa jest niejednorodność uziarnienia tym bardziej grunt może być podatny na sufozję [26]. Istomina przedstawiła prostą metodę oceny wewnętrznej stabilności gruntu w zależności od współczynnika różnoziarnistości:

- $U < 10$ – warunki uniemożliwiające sufozję,
- $10 < U < 20$ – warunki przejściowe,

- $U > 20$ – warunki sprzyjające sufozji.

Opracowała ona również dla gruntów sufozyjnych wykres dopuszczalnych i krytycznych spadków hydraulicznych w zależności od współczynnika różnoziarnistości (Rys.7.).



Rysunek 7. Wykres dopuszczalnych J_d oraz krytycznych J_k gradientów hydraulicznych w zależności od wskaźnika różnoziarnistości U

Źródło: Filipowicz B., Sobkowiak J., *Procesy sufozyjne - w jakiej sytuacji mogą wystąpić*, Bielsko-Biała 2007.

Kryterium Kezdi'ego (1969,1979)

W tej metodzie krzywa uziarnienia gruntu jest dzielona na dwie części: część zawierającą cząstki drobnoziarniste i część zawierającą cząstki gruboziarniste, dla określonej średnicy ziaren. Cząstki gruboziarniste są oceniane przez ich zdolność do zatrzymywania drobnych cząstek. Jeżeli dwa składniki gruntu (drobne i grube) nie przekraczają granicznej wartości opisanej zależnością $D_{15}/d_{85} = 4$ (Terzaghi) grunt uważany jest za wewnętrznie stabilny. W tej metodzie D_{15} oznacza średnicę ziaren cząstek gruboziarnistych, których zawartość wraz z mniejszymi wynosi 15%, natomiast d_{85} oznacza średnicę ziaren cząstek drobnoziarnistych, których zawartość wraz z mniejszymi wynosi 85%. Kezdi do zweryfikowania swej metody zbadał trzy uziarnione skokowo grunty. Kolejni badacze [DeMello (1975), Sherard (1979), Lowe (1988), Kenney i Lau (1985), Honjo (1996), Fannin i Moffat (2006)] potwierdzili prawdziwość granicy stabilności Kezdi'ego i określili ją jako proste i odpowiednie kryterium do oceny podatności na erozję wewnętrzną dla gruntów o skokowym lub szerokim uziarnieniu [12].

Kryterium Lubeckova (1969)

Lubeckov stwierdził, że prawdopodobieństwo przemieszczenia drobnych cząstek gruntu zależy w dużej mierze od kształtu krzywej uziarnienia, więc nie wszystkie grunty charakteryzujące się współczynnikiem różnoziarnistości większym od 20 są podatne na sufozję. Opracował on analityczne metody oparte na założeniu, że pojedyncza warstwa gruntu nie jest podatna na sufozję, jeżeli nachylenie krzywej uziarnienia jest równe lub mniejsze niż określona wartość graniczna dla danego przedziału średnicy ziaren. Uproszczony matematyczny zapis tego warunku można zapisać poniższym równaniem (Molenkamp, 1979):

$$\frac{1}{\chi^{0.6}} \cdot \frac{W(\chi d) - W(d)}{W(d) - W\left(\frac{d}{\chi}\right)} < 1 \quad (2)$$

gdzie:

d – dowolna średnica ziaren odczytana z krzywej uziarnienia,

W(x) – średnica ziaren cząstek których zawartość wraz z mniejszymi wynosi x,

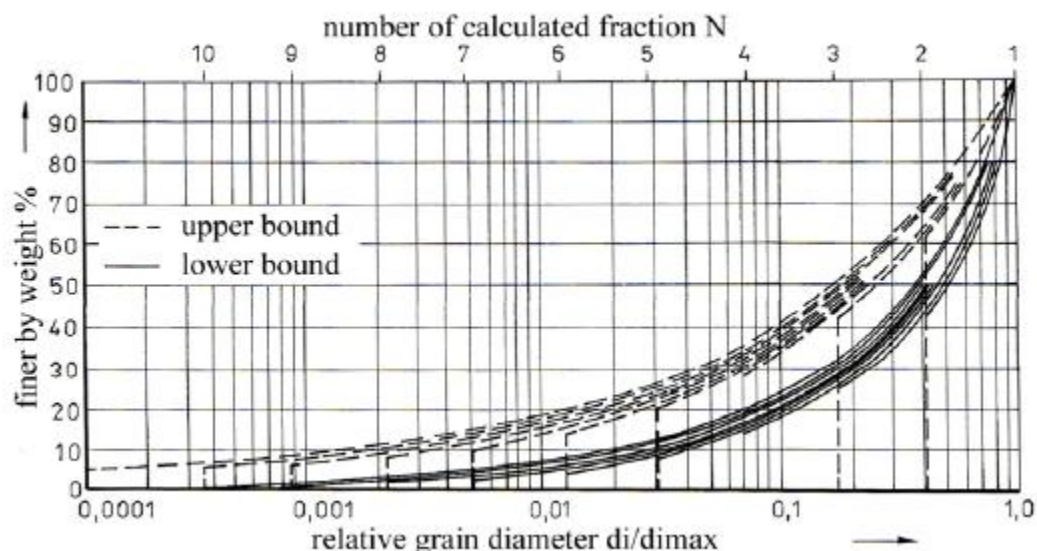
χ – współczynnik, związany ze współczynnikiem bezpieczeństwa, wg tab.1.

Tab.1. Współczynnik bezpieczeństwa i współczynnik χ (wg Kovacs'a, 1981)

Współczynnik bezpieczeństwa	Współczynnik χ
1.0	10
1.5	5
2.3	2.5

Źródło: Kovacs G., *Seepage hydraulics*, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam 1981.

W wyniku empirycznych badań stworzył on również wykres określający graniczne krzywe uziarnienia, dla których grunty nie są podatne na sufozję.



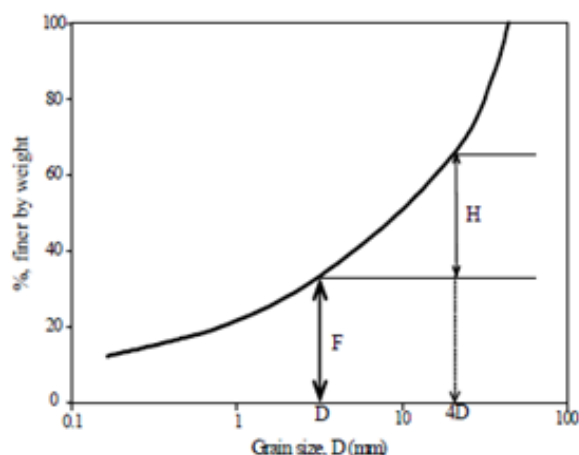
Rysunek 8. Dolne i górne krzywe graniczne dla gruntów niesufizyjnych (Lubeckov)

Źródło: Seiler K. P., Gat J. R., *Groundwater recharge from run-off, infiltration and percolation*, Springer 2007.

Kryterium Kenney i Lau (1985)

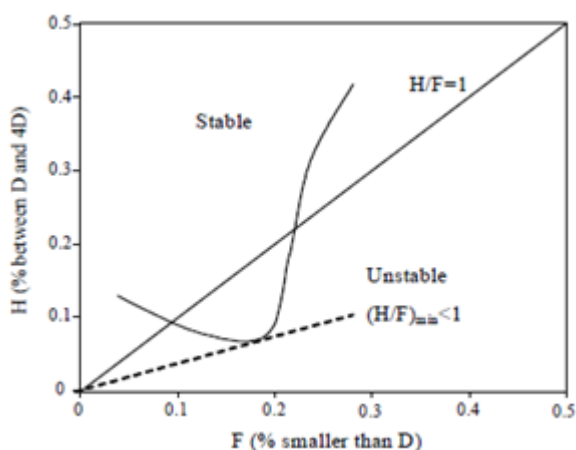
Przyjmując, że wewnętrzna stabilność gruntu jest zdolnością do przeciwdziałania utracie własnych drobnych cząstek w związku z oddziaływaniem filtrującej wody i wibracji, Kenney i Lau przeprowadzili serię testów w celu zdefiniowania granicy pomiędzy stabilnymi i potencjalnie niestabilnymi gruntami [10]. Scharakteryzowali oni strukturę gruntu jako składającego się z dwóch podstawowych jednostek: szkieletu gruntowego, przenoszącego obciążenia, oraz luźnych cząstek wypełniających jego pory [13].

Kryterium to zostało oparte na metodzie wyznaczania, na podstawie krzywej uziarnienia, krzywej kształtu dla danego gruntu. W tej metodzie przyrost wielkości uziarnienia H , w wyznaczonym przedziale od D do $4D$, porównywany jest do wartości F , będącej procentową ilością cząstek o średnicy ziaren D wraz z mniejszymi. Jeżeli krzywa kształtu danego gruntu leży poniżej krzywej granicznej zdefiniowanej stosunkiem H/F , na jej końcu z drobniejszym uziarnieniem w przedziale $F \leq 0,2$ dla gruntów o szerokiej krzywej uziarnienia, oraz $F \leq 0,3$ dla gruntów o wąskiej krzywej uziarnienia, wtedy grunt ten jest potencjalnie niestabilny [9].



Rysunek 9. Wyznaczenie F i H z krzywej uziarnienia

Źródło: Li M., *Seepage induced instability in widely graded soils*, The University of British Colombia (Vancouver) May 2008.



Rysunek 10. Krzywa kształtu gruntu wyznaczona na podstawie krzywej uziarnienia

Źródło: Li M., *Seepage induced instability in widely graded soils*, The University of British Colombia (Vancouver) May 2008.

Koncepcja ta wynika z kryterium opisanego przez Lubeckova. Wyznaczona granica pomiędzy stabilnym a potencjalnie niestabilnym gruntem była pierwotnie zdefiniowana jako $H/F=1,3$. Badania prowadzone przez Kenney i Lau doprowadziły do zmiany tego kryterium na $H/F=1$. Skempton i Brogan potwierdzili słusność tego kryterium oraz stwierdzili, że w gruncie przejście ze stanu stabilnego w sufozyjny następuje nagle, oraz następuje w granicach zdefiniowanych przez Kenney i Lau oraz tych zdefiniowanych przez Kezdi'ego [10].

Kryterium Burenkovy (1993)

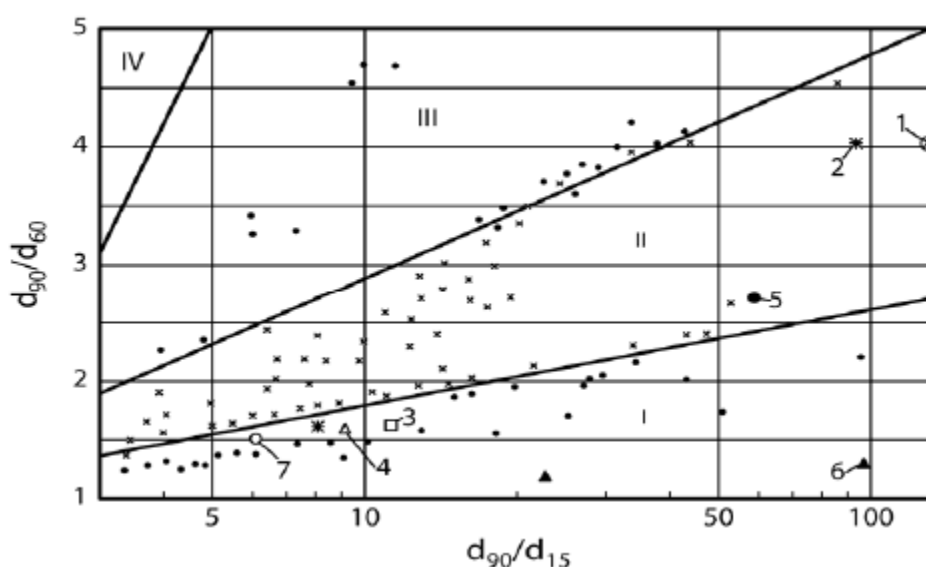
Burenkova przedstawiła metodę opartą na wynikach badań laboratoryjnych przeprowadzonych na 22 próbkach gruntu o maksymalnej średnicy ziaren 100 mm oraz o wartości współczynnika różnoziarnistości do 200. Podstawowym założeniem tej metody było

to, że mniejsze cząstki gruntu nie tworzą podstawowego szkieletu gruntowego, jeżeli ich obecność nie powoduje wzrostu objętości próbki gruntu, po wymieszaniu z frakcją gruboziarnistą (drobne ziarna wypełniają pory frakcji gruboziarnistej). Na podstawie trzech reprezentatywnych średnic ziaren d_{15} , d_{60} i d_{90} , niejednorodność gruntu została opisana dwoma parametrami nazwanymi warunkami różnoziarnistości [12]:

$$h' = d_{90}/d_{60} \quad (3)$$

$$h'' = d_{90}/d_{15} \quad (4)$$

Na podstawie tych dwóch parametrów Burenkova wyznaczyła granice oddzielające grunty sufozyjne od nie sufozyjnych, co przedstawiono na rysunku 11.



Rysunek 11. Kryterium Burenkova; obszar I i III – grunty sufozyjne, obszar II – grunty niesufozyjne, obszar IV – grunty sztuczne

Źródło: Semar O., Witt K.J., Fannin R.J., *Suffosion evaluation - comparison of current approaches*. International Conference on Scour and Erosion 2010, ASCE.

Kryterium to jest właściwe dla gruntów o wypukłych, wklęsłych i liniowych krzywych uziarnienia, jednak nie nadaje się do oceny sufozyjności gruntów uziarnionych skokowo [10].

Kryterium Liu i Mao (2005)

Liu zaproponował metodę, w której grunt ponownie jest podzielony na dwie części: frakcję drobną i grubą. Grunt jest uważany za wewnętrznie stabilny jeśli drobne cząstki całkowicie wypełniają puste przestrzenie uformowane przez grubsze cząstki. Dlatego też, znając punkt podziału P (określający procentową ilość drobnych cząstek o danej średnicy ziaren wraz z mniejszymi) na krzywej uziarnienia, możemy go zastosować do oceny

wewnętrznej stabilności gruntu. Na podstawie teoretycznej analizy i empirycznych badań zostało opracowane poniższe kryterium:

$P < 25$, grunt wewnętrznie niestabilny

$P = 25 \sim 35$, stan przejściowy

$P > 35$, grunt wewnętrznie stabilny.

Punkt podziału między cząstkami drobnymi a grubymi zależy od rodzaju gruntu. Grunty możemy podzielić na dwie kategorie: o uziarnieniu skokowym (nieciągłym) oraz o uziarnieniu ciągłym. Dla gruntów o uziarnieniu skokowym wartość P określa się dla punktu gdzie następuje przerwanie ciągłości uziarnienia, natomiast dla gruntów o uziarnieniu ciągłym parametr P wyznacza się dla średnicy $d_f = \sqrt{d_{70}d_{10}}$

Podobna metoda została przedstawiona przez Mao. Ponownie, znając punkt podziału krzywej uziarnienia p_f , określający procentowy udział cząstek o danej średnicy ziaren wraz z mniejszymi, oraz znając porowatość gruntu n , możemy określić jego wewnętrzną stabilność. Kryterium zostało określone wg poniższych zależności:

- $p_f < 100 \frac{1}{4 \cdot (1-n)}$, dla gruntów niestabilnych, oraz
- $p_f \geq 100 \frac{1}{4 \cdot (1-n)}$, dla gruntów stabilnych.

Dla gruntów o uziarnieniu skokowym wartość p_f określa się dla punktu gdzie następuje przerwanie ciągłości uziarnienia, natomiast dla gruntów o uziarnieniu ciągłym parametr p_f wyznacza się dla średnicy $d_f = 1.3 \sqrt{d_{85}d_{15}}$

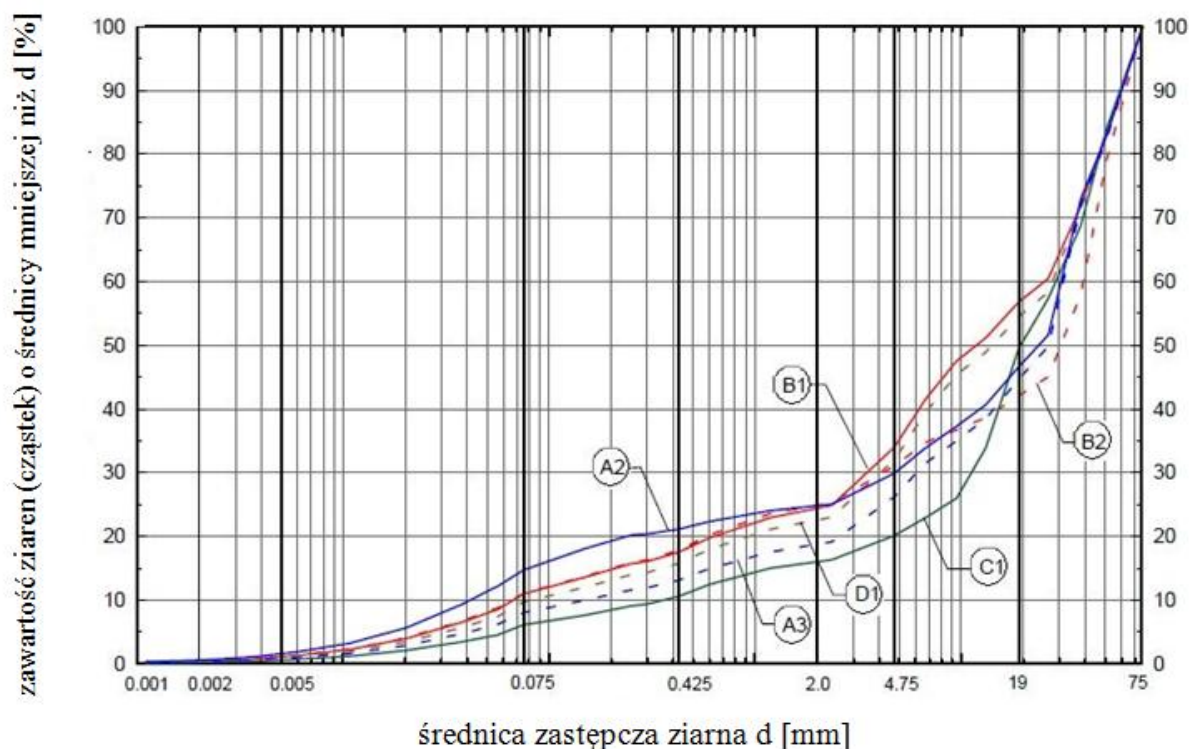
Metody te są powszechnie stosowane w Chinach przy projektowaniu wałów [12].

Wan i Fell (2004)

Grunt może być sufozyjnym jeśli jego uziarnienie jest słabe (skokowe – w gruncie brak ziaren o pośrednich średnicach) lub jeśli składa się głównie z gruntów gruboziarnistych z pewną ograniczoną zawartością procentową cząstek drobnych (Rys.14). Wan i Fell badali wewnętrzną stabilność dla takich właśnie gruntów dla dwóch rodzajów mieszań: glina-ił-piasek-żwir oraz ił-piasek-żwir, których krzywe uziarnienia przedstawione są na rys. 12 i 13. Stwierdzili oni, że grunty o nr. 10, 14A, 15 oraz A1, A2, B1, B2, C1, D1 są gruntami sufozyjnymi. Ponadto określili oni, że jeżeli zawartość cząstek drobnych, o średnicy ziaren < 0.075 , stanowić będzie około 40% gruboziarniste elementy gruntu będą „unosić się” w masie drobnych cząstek i sufozja nie nastąpi. W praktyce stan ten może być związany z zawartością drobnych cząstek (dla gruntów o uziarnieniu skokowym, np. grunt 10, zawartość 30%), lub ze zmianą w nachyleniu krzywej uziarnienia (dla gruntów o szerokiej krzywej uziarnienia, np.

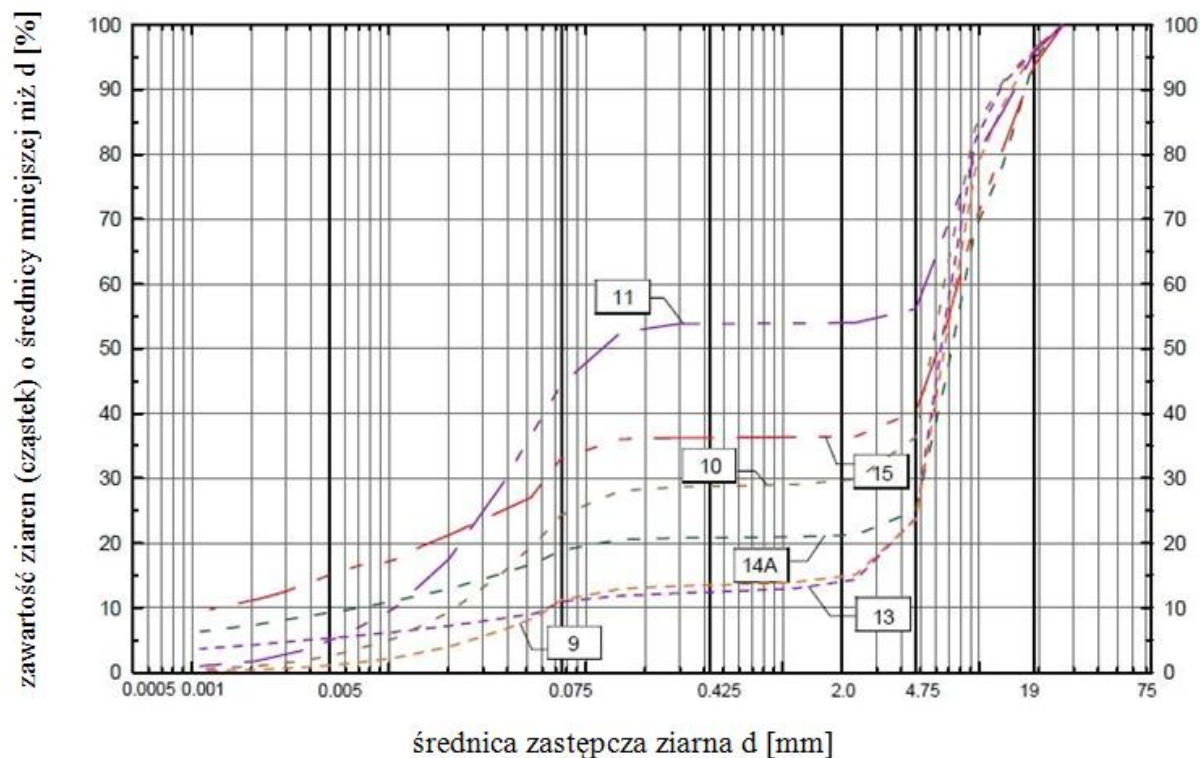
27% dla gruntu C1) [8]. Ocenili oni w sumie 14 różnych mieszanin stosując aktualnie dostępne metody i stwierdzili, że:

- wskaźnik różnoziarnistości nie jest właściwym parametrem do oceny wewnętrznej stabilności gruntu,
- metody polegające na podziale gruntu na drobne i grube cząstki (np. Kezdi) mają za duży margines bezpieczeństwa przy ocenie wewnętrznej stabilności gruntu, gdyż klasyfikują grunty stabilne jako niestabilne,
- metoda Kenney i Lau również klasyfikuje sporo gruntów stabilnych jako niestabilne,
- w metodzie Burenkovej tylko niektóre grunty stabilne są klasyfikowane jako niestabilne [12].



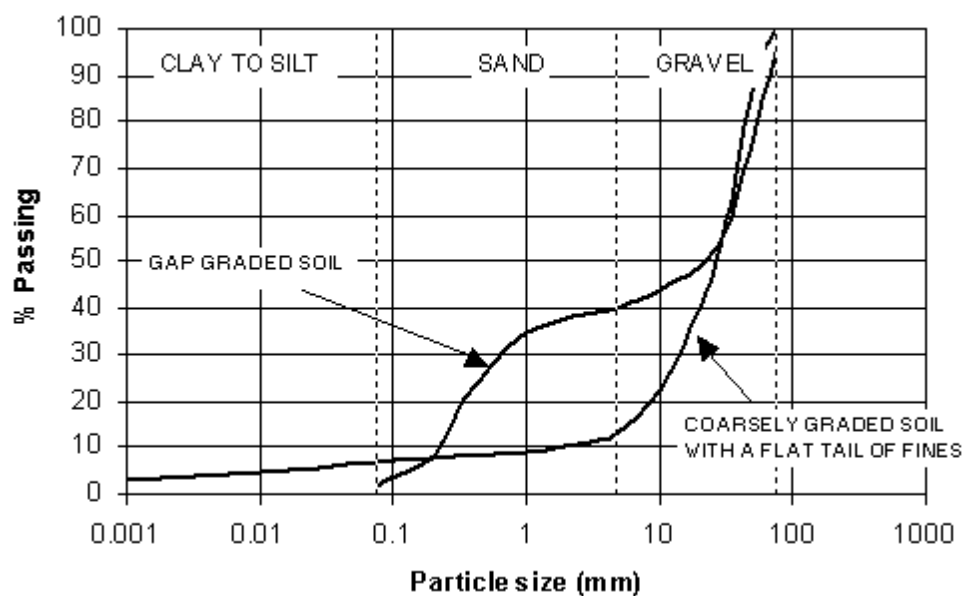
Rysunek 12. Krzywe uziarnienia dla gruntów bardzo różnoziarnistych

Źródło: Fell R., Wan Ch. F., *Methods for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping in the foundation and from embankment to foundation*, UNICIV REPORT No. R-436, Sydney 2005.



Rysunek 13. Krzywe uziarnienia dla gruntów o słabym, skokowym uziarnieniu

Źródło: Fell R., Wan Ch. F., *Methods for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping in the foundation and from embankment to foundation*, UNICIV REPORT No. R-436, Sydney 2005.



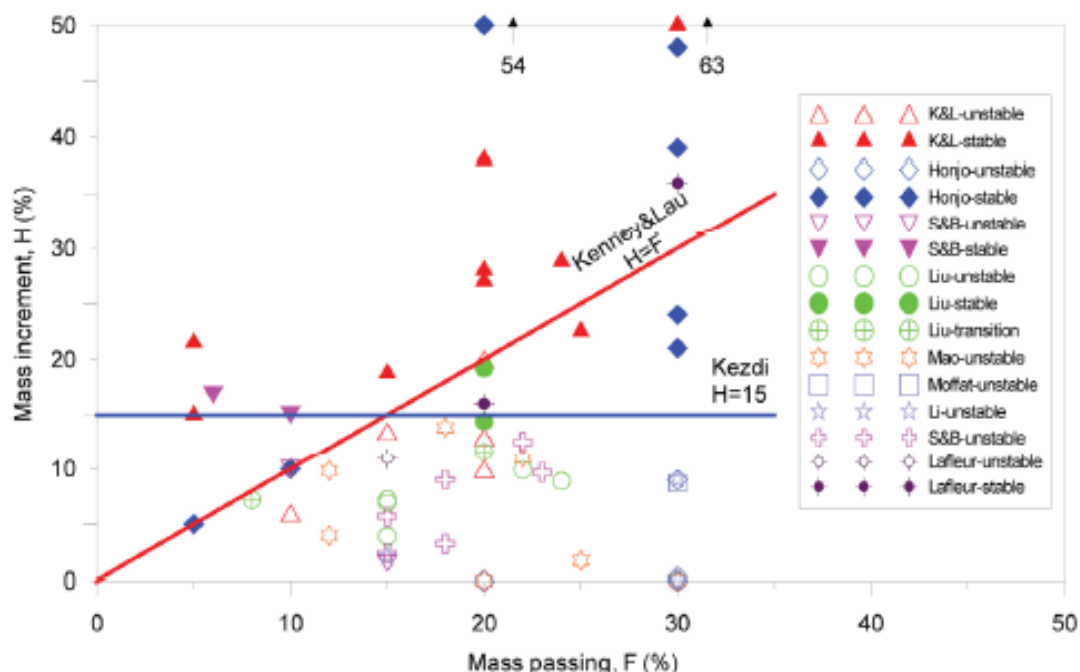
Rysunek 14. Typy uziarnienia gruntów potencjalnie niestabilnych i podatnych na zjawisko sufozji

Źródło: I C O L D , *Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations. Volume1: Internal erosion processes and engineering assessment*, CIGB ICOLD 2013.

Li i Fannin [2008]

Li i Fannin określili ujednolicone podejście łączące metodę Kezdi'ego oraz Kenney i Lau. Wspólną cechą obu metod jest badanie nachylenia krzywej uziarnienia w zdyskretyzowanych odstępach na długości. Różnica wynika z kryterium wykorzystywanego do ustalenia wielkości przedziału: w jednej metodzie procentowy przyrost wielkości ziaren jest stały, gdy w drugiej przyrost jest zmienny. Dokładniej, kryterium Kezdi'ego D_{15}/d_{85} jest wyznaczane, ze swojej definicji, ze stałym przyrostem $H=15\%$, w dowolnym punkcie krzywej uziarnienia. Oznacza to teoretyczną granicę dla niestabilności, która jest liniową zależnością na pół-logarytmicznym wykresie krzywej uziarnienia. W przeciwieństwie do tego, stosunek H/F określony przez Kenney i Lau jest wyznaczany przez przyrost uziarnienia w przedziale od D do $4D$, który zwiększa swą wartość wraz ze wzrostem średnicy ziaren na krzywej uziarnienia. Wykres teoretycznej granicy niestabilności ma przebieg nieliniowy, o kształcie wklęsłym od góry [10].

Wykres granic niestabilności według Kenney i Lau oraz Kezdi'ego przedstawiono na rys.4.8. Dwa parametry graniczne, $D_{15}/d_{85}=4$ oraz $H/F=1$, przecinają się w punkcie $F=15$. Jak widać na wykresie parametr Kenney i Lau charakteryzuje się zbyt dużym marginesem bezpieczeństwa dla $F>15$, natomiast Kezdi dla $F<15$, gdyż zaliczają grunty stabilne do grupy niestabilnych. Dlatego kryterium K&L dla $F<15$ oraz Kezdi dla $F>15$ określają właściwsze wartości graniczne. Spośród wszystkich metod oceny sufozyjności gruntu, kierujących się kryterium geometrycznym, w praktyce inżynierskiej najczęściej stosowane są kryteria Kezdi'ego, Kenney i Lau oraz Burenkovy. Jednak po zweryfikowaniu w/w ujednoliconego kryterium, być może zostanie ono przyjęte do stosowania w praktyce inżynierskiej i zastąpi inne metody stosowane do oceny podatności gruntu na sufozję [10].



Rysunek 15. Ujednolicone podejście do analizy kryterium geometrycznego

Źródło: Seiler K. P., Gat J. R., *Groundwater recharge from run-off, infiltration and percolation*, Springer 2007.

Pozostałe kryteria

Baczkow (1936) określił, że w przypadku piasku różnoziarnistego o najczęściej spotykanej porowatości $n = 39\%$ sufozja mechaniczna jest możliwa, gdy piasek składa się przede wszystkim z dwóch frakcji, których średnice ziaren (d_1 , d_2) spełniają nierówność [14]:

$$\frac{d_1}{d_2} > 20 \quad (5)$$

gdzie:

d_1 , d_2 - średnice ziaren dwóch zasadniczych frakcji z których zbudowany jest grunt, odpowiednio dla dwóch wierzchołków krzywej uziarnienia gruntu.

Patraszew (1938) określił natomiast, że sufozja mechaniczna może nastąpić tylko wówczas, gdy minimalna średnica cząstek wypełnienia d_{min} jest nie większa niż średnica porów konstrukcji szkieletowej d_{pk} ($d_{min} \leq d_{pk}$). Warunek ten następnie został sprecyzowany w zależności od maksymalnej średnicy kanałów filtracyjnych w gruncie $d_{o,max}$ i minimalnej średnicy cząstek lub ziaren wypełnienia d_{min} [14]:

$$d_{min} < 0.77 \cdot d_{o,max} \quad (6)$$

Baran i Gruchot w swej publikacji dot. metod doboru gruntów i projektowania filtrów odwrotnych, chroniących grunty sytkie, zamieścili warunek dla gruntów niesufozyjnych, w

których filtrująca woda może wypłukać tylko nieznaczną ilość najdrobniejszych frakcji, w żadnym stopniu nie zmieniając jego struktury i wytrzymałości[16]:

$$\frac{d_3}{d_{17}} \geq N \quad (7)$$

$$N = (0.32 + 0.16 \cdot U) \cdot \sqrt[n]{U} \cdot \frac{n}{1-n} \quad (8)$$

gdzie:

d_3 , d_{17} , – średnice ziaren w [mm], których zawartość wraz z mniejszymi wynosi odpowiednio 3, 17 [%],

U – współczynnik różnoziarnistości,

n – porowatość.

2.3. Kryterium hydrauliczne

Kryterium Terzaghi’ego

Ciśnienie spływowe dotyczy kryterium hydraulicznego, związanego z siłami hydraulicznymi powodującymi ruch drobnych ziaren gruntu [8]. Terzaghi zdefiniował krytyczny gradient hydrauliczny dla przepływu pionowego w górę w sytuacji, gdy wartość ciśnienia spływowego przekracza ciężar objętościowy szkieletu gruntowego pod wodą powodujący utratę stateczności przez grunt [14]:

$$i_{kr} = (1 - n) \cdot (1 - \rho) = \frac{\rho - \rho_w}{\rho_w} \quad (9)$$

gdzie:

n – porowatość

ρ – gęstość objętościowa gruntu

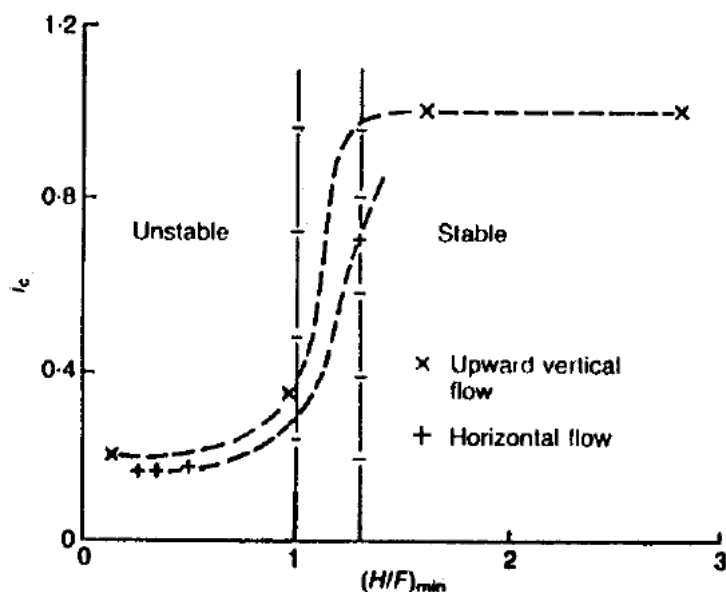
ρ_w – gęstość objętościowa wody

Wartość krytycznego gradientu hydraulicznego zdefiniowanego przez powyższe równanie jest równa 1. Dla takiej wartości grunt ulega upłynnieniu. Jednak wartości krytycznego gradientu hydraulicznego związane z sufozją są niejednokrotnie niższe niż te określone przy pomocy powyższego równania [13].

Skempton i Borgan (1994)

Skempton i Borgan badali grunty dobrze uziarnione i o skokowej charakterystyce krzywej uziarnienia. Badania, które przeprowadzali, miały na celu sprawdzenie poprawności kryteriów Kezdi’ego oraz Kenney i Lau. Odkryli, że dla gruntów niestabilnych krytyczny gradient hydrauliczny mógłby przyjmować wartości w przybliżeniu [mniejsze o] od 1/3 do

1/5 w porównaniu do wartości 1, podanej przez Terzagiego. Ustalili również ogólną zależność pomiędzy wartością gradientu hydraulicznego, a granicznym współczynnikiem stabilności Kenney i Lau H/F , co przedstawiono na Rys.16. [12].



Rysunek 16. Relacja pomiędzy gradientem hydraulicznym, a parametrem H/F

Źródło: Li M., *Seepage induced instability in widely graded soils*, The University of British Columbia (Vancouver) May 2008.

Kryterium Liu i Mao (2005)

Liu, opierając się na badaniach empirycznych, określił nieliniowy związek pomiędzy gradientem hydraulicznym, a procentową zawartością w gruncie drobnych cząstek P (punkt podziału na krzywej uziarnienia określający procentową ilość drobnych cząstek o danej średnicy ziaren wraz z mniejszymi). Określił on, że wartość krytycznego gradientu hydraulicznego wzrasta wraz ze wzrostem zawartości drobnych cząstek. Podobna relacja została również przedstawiona przez Mao i została ona opisana przy pomocy poniższej zależności:

$$i_{kr} = \frac{7 \cdot d_5}{d_f} \cdot [4 \cdot p_f \cdot (1 - n)]^2 \quad (10)$$

gdzie:

d_5 – średnica ziaren gruntu których zawartość wraz z mniejszymi wynosi 5%

$d_f = 1.3 \cdot \sqrt{d_{85} \cdot d_{15}}$ – średnica ziaren dla której następuje podział gruntu na cząstki gruboziarniste i drobnoziarniste

p_f – zawartość procentowa cząstek o średnicy ziaren d_f

n – porowatość

Wan i Fell (2004)

Wan i Fell, na podstawie przeprowadzonych badań, doszli do poniższych wniosków:

- niestabilny wewnętrznie grunt eroduje już przy gradiencie hydraulicznym równym 0,8 lub niższym, w niektórych przypadkach nawet niższym niż 0,5,
- grunty o większej porowatości zaczynają erodować przy niższej wartości gradientu hydraulicznego. Na przykład w usypanym luźno gruncie, charakteryzującym się wysoką porowatością, erozja może rozpocząć się już przy gradiencie mniejszym niż 0,3,
- zagęszczenie gruntu ma znaczący wpływ na wartość krytycznego gradientu hydraulicznego powodującego ruch cząstek – im wyższy stopień zagęszczenia tym wyższa wartość gradientu,
- grunty o uziarnieniu skokowym erodują przy relatywnie niższych wartościach gradientu hydraulicznego niż pozostałe grunty zawierające taką samą ilość drobnych cząstek.

Ponadto nie zdefiniowali oni żadnej matematycznej zależności pomiędzy krytycznym gradientem hydraulicznym a współczynnikiem różnoziarnistości, parametrem H/F czy zawartością w gruncie drobnych cząstek [12].

Moffat (2005)

Moffat badał wewnętrzną stabilność 4 niespoistych gruntów składających się z frakcji: piasek-żwir oraz pył-piasek-żwir. Celem prowadzonych badań było sprawdzenie wpływu pionowych naprężeń efektywnych (25 – 175 kPa), oddziałujących na próbkę gruntu, a jej wewnętrzną stabilność. Wartość krytycznego gradientu hydraulicznego była określana na podstawie obserwacji oraz zmian w lokalnych pomiarach gradientu hydraulicznego. Określił on liniową zależność pomiędzy krytycznym gradientem hydraulicznym, a pionowym naprężeniem efektywnym. Dla każdego rodzaju uziarnienia została określona inna granica hydromechaniczna, charakteryzująca początek wewnętrznej niestabilności [12].

Pozostałe kryteria

Busch określił wartości dopuszczalnych spadków hydraulicznych, przy których sufozja nie zostanie zainicjowana, jako zależność od współczynnika różnoziarnistości dla danego gruntu [15]:

$$i_{\text{dop}} = \begin{cases} 0.3 \div 0.4 & \text{dla } U < 10 \\ 0.2 & \text{dla } 10 \leq U \leq 20 \\ 0.1 & \text{dla } U > 20 \end{cases} \quad (11)$$

Natomiast do wyznaczenia wartości krytycznego spadku hydraulicznego koniecznego do wystąpienia sufozji określił poniższe równanie (zależność ta nie może być stosowana przy ocenie gruntów o uziarnieniu skokowym) [15]:

$$i_{kr} = 0.6 \cdot \left(\frac{\rho_d}{\rho_w} - 1 \right) \cdot (0.82 - 1.8 \cdot n + 0.0062 \cdot (U - 5)) \cdot \sin \left(30^\circ - \frac{\alpha}{8} \right) \cdot \sqrt{\frac{n \cdot g \cdot d_s^2}{v \cdot k}} \quad (12)$$

gdzie:

U – współczynnik różnoziarnistości

k – współczynnik filtracji wg Darcy'ego

n – porowatość

α – nachylenie kierunku przepływu względem poziomu

ρ_d - gęstość objętościowa szkieletu gruntowego

ρ_w - gęstość wody

g – przyspieszenie ziemskie

Największą średnicę cząstek sufozyjnych d_s wyznacza się ze wzoru:

$$d_s = 0.27 \cdot \sqrt[6]{U} \cdot \frac{n}{1-n} \cdot d_{17} \quad (13)$$

gdzie:

d_{17} - średnica ziaren, których zawartość wraz z mniejszymi stanowi 17%

3. Podsumowanie

Wielu autorów opisując strukturę gruntu, dzieli szkielet gruntowy na dwie podstawowe jednostki: szkielet gruntowy właściwy przenoszący obciążenia od przepływającej wody, oraz luźne cząstki wypełniające jego pory. Erozja wewnętrzna zainicjowana przez sufozję polega na erodowaniu drobnych cząstek ze zbudowanego z grubszyego materiału szkieletu właściwego. Skutkuje to ukształtowaniem się obszaru zbudowanego głównie z materiału o większym uziarnieniu (w stosunku do wyniesionych cząstek) i dużej wodoprzepuszczalności, jednak nie zawsze musi oznaczać uformowanie się przebiccia hydraulicznego. Jeżeli taki obszar zostanie wytworzony może zostać zainicjowana erozja wsteczna. Możliwa wydaje się również sytuacja w której nastąpi swego rodzaju stan równowagi, kiedy przebiccie hydrauliczne nie nastąpi i sufozja zostanie zahamowana. Uważa się, że jeżeli sufozja wystąpi, erozja wewnętrzna będzie postępować, aż do utworzenia swoistej ścieżki uprzywilejowanego przepływu poprzez wyerodowanie drobnych cząstek. Oznacza to, że jeżeli sufozja zostanie zainicjowana i jeśli istnieje ciągłość warstw w kierunku przepływu wody, postępowanie zjawiska jest wysoko prawdopodobne [8].

Jeżeli grunt jest wewnętrznie niestabilny przepływająca woda może powodować przemieszczanie się luźnych cząstek, przy dużo niższym gradiencie hydraulicznym niż miałyby to miejsce w przypadku gruntów stabilnych. Dlatego też kryterium hydrauliczne dla erozji wewnętrznej jest bezpośrednio związane z warunkami geometrycznymi szkieletu gruntowego. Kryterium hydrauliczne określa graniczne warunki dla obciążenia hydraulicznego oddziałującego na cząstkę i powodującego jej ruch. Nawet jeżeli grunt ma strukturę geometryczną, która umożliwiałaby przemieszczenie cząstek (odpowiednio duże przestrzenie w szkielecie gruntowym), obciążenie hydrauliczne musi przekraczać siły oporu takie jak ciężar cząstek, czy też ich wzajemne oddziaływanie, by nastąpiło ich przemieszczenie [13].

Jeżeli natomiast w gruncie znajduje się zbyt dużą ilość drobnych cząstek sufozja nie zostanie zainicjowana, chyba, że na skutek erozji wstecznej drobne cząstki zostaną w odpowiedniej ilości wyerodowane. Uważa się, że w gruntach, w których zawartość drobnych cząstek ($d < 0.075\text{mm}$) stanowi ponad 40% całkowitej masy gruntu, cząstki gruboziarniste będą „unosić się” w gruncie drobnoziarnistym i sufozja nie zostanie zainicjowana [8].

Przegląd literatury pokazuje, że zostało opracowanych wiele geometrycznych kryteriów do oceny sufozyjności gruntów niespoistych. Wśród nich, kryterium Kezdi’ego, Kenney i Lau oraz Burenkovy są najczęściej stosowanymi w praktyce inżynierskiej. Kryteria te oceniają wewnętrzną niestabilność gruntów w oparciu o różne hipotezy i wyniki badań. W związku z tym zastosowanie ich względem tego samego gruntu może dać różną ocenę. Przeważnie warunkiem granicznym sufozyjności w/w metod jest współczynnik różnoziarnistości lub skład granulometryczny gruntu. Ponadto kryteria te mogą być stosowane jedynie dla gruntów o podobnym składzie granulometrycznym, do tych, które zostały zbadane. Kryteria te nie analizują jednoczesnego wpływu warunków geometrycznych i hydraulicznych prowadzących do zainicjowania ruchu cząstek. Kolejną wadą tych metod jest też to, że można oszacować przy ich pomocy jedynie podatność na sufozję lub największą średnicę cząstek możliwych do wypłukania. W celu ustalenia względnego marginesu bezpieczeństwa dla każdego kryterium geometrycznego oraz zwiększenia zaufania do tych metod, należałoby porównać otrzymywane przy ich pomocy wartości do kompleksowej bazy empirycznie uzyskanych wartości. Ponadto gruntów spoistych nie można analizować przy pomocy standardowych kryteriów, gdyż nieznana jest wielkość wypłukiwanych cząstek, jednak można stwierdzić, że wraz ze wzrostem spójności wzrasta odporność gruntu na erozję [12].

Zostało przeprowadzonych niewiele badań w celu określenia kryterium hydraulicznego (Adel 1988, Skempton i Borgan 1994, Richards i Reddy 2007). Moffat, jako jedyny badał połączony wpływ naprężeń efektywnych oraz krytycznego gradientu hydraulicznego na wewnętrzną stabilność gruntu [12].

Już w 1946 r. Terzaghi przyrównał wagę środków, jakie musi zapewnić projektant dla przeciwdziałania sufozji zewnętrznej, do wagi środków antykorozyjnych w budownictwie stalowym lub środków zabezpieczających przed degradacją biologiczną w konstrukcjach drewnianych [1].

Zagadnieniami sufozji i erozji zewnętrznej od roku 2004 zajmuje się grupa robocza ICOLD (International Commission of Large Dams). Końcowym celem prac Grupy jest opracowanie raportu – zbioru danych i praktycznych wytycznych zapobiegania erozji wewnętrznej. Pierwsza część raportu została wydana w 2013 roku [1].

W dokumencie Eurokod 7 (PN-EN 1997-1:2008) deformacje podłoża, mogące prowadzić do utraty jego stateczności, związane z wystąpieniem sufozji zostały wyniesione do rangi stanu granicznego, co potwierdza zasadność dogłębnej analizy tego zjawiska. W powyższej normie nie określono jednak kryteriów oceny sufozyjności gruntu, dlatego też niezmiernie ważne wydaje się jak najszybsze opracowanie odpowiednich narzędzi oraz określenie właściwych schematów postępowania w celu oceny gruntu pod kątem owego zjawiska. Sufozja nie jest obecnie postrzegana jedynie, jako marginalnie występujące w gruncie zjawisko, ale realne zagrożenie decydujące o stateczności podłoża [17].

W Warszawie, jako rozwijającej się aglomeracji miejskiej, niejednokrotnie zmagano się ze skutkami zaistnienia zjawisk erozyjnych (często inicjowanych akcydentalnie np. jako efekt prowadzonych prac budowlanych). W związku z powyższym, jako właściwy kierunek dalszych badań, wydaje się przeprowadzenie analizy numerycznej silnie zurbanizowanej części miasta oraz przeprowadzenie szeregu badań laboratoryjnych w celu określenia podatności gruntów warszawskich na zaistnienie zjawiska sufozji. Na podstawie powyższych badań numerycznych i geotechnicznych mogą zostać określone odpowiednie narzędzia uwzględniające kryteria geometryczne i hydrauliczne sufozyjności gruntów przy jednoczesnym uwzględnieniu wpływu naprężeń efektywnych. Badania mogą doprowadzić do wskazania rejonów w centrum Warszawy szczególnie narażonych na zmiany warunków gruntowo wodnych na skutek głębokich posadowień. Określenie odpowiednich kryteriów oraz prowadzenie na etapie projektowania i planowania inwestycji analizy numerycznej wydaje się nieodzownym elementem współczesnego procesu projektowego. Działania te mają za zadanie w pierwszym etapie zidentyfikować ewentualne zagrożenia, by w następnym

zaproponować odpowiednie środki zaradcze. Takie działanie pomoże zapewnić zrównoważony, bezpieczny rozwój każdej aglomeracji miejskiej.

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

Literatura:

1. Popielski P., *Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym*, Prace naukowe Politechniki Warszawskiej, Inżynieria Środowiska, Warszawa 2012.
2. Kowalski W. C., *Geologia inżynierska*, Wydawnictwa geologiczne, Warszawa 1988.
3. Popielski P., *Model sufozji mechanicznej w ujęciu metody elementów skończonych*, Warszawa 2000.
4. Grzegorzewicz K., Kłosiński B., Rychlewski P., *Ekspertyza techniczna dotycząca określenia przyczyn awarii i metod jej usunięcia na stacji C13 odcinka centralnego II linii metra w Warszawie*, IBDiM, Warszawa 2012.
5. Grodecki W., Lewandowska-Siemiańska A., *Ekspertyza dotycząca określenia przyczyn awarii i metod jej usunięcia na stacji C13 odcinka centralnego II linii metra w Warszawie*, Politechnika Warszawska, Instytut Dróg i Mostów, Zakład Geotechniki i Budowli Podziemnych, 2012.
6. Łukasik S., Godlewski T., Chada K., Kaczyński Ł., Sobiech J., *Ekspertyza techniczna dotycząca przyczyn powstania awarii na budowie stacji C13 II linii metra w Warszawie*, ITB, Warszawa 2012.
7. Filipowicz B., Sobkowiak J., *Zjawisko sufozji: trudne do przewidzenia czy błąd człowieka?*, Bielsko-Biała 2005.
8. Fell R., Wan Ch. F., *Methods for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping in the foundation and from embankment to foundation*, UNICIV REPORT No. R-436, Sydney 2005.
9. Filipowicz B., Florkiewicz A., *Zjawisko i sposoby zapobiegania sufozji*, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej 2011.
10. Seiler K. P., Gat J. R., *Groundwater recharge from run-off, infiltration and percolation*, Springer 2007.
11. Moffat R., Fannin J., Garner S. J., *Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil*, Canadian Geotechnical Journal, March 2011.

12. Li M., *Seepage induced instability in widely graded soils*, The University of British Colombia (Vancouver) May 2008.
13. Jantzer I., Knutssen S., *Critical gradients for tailing dam design*, Luleå University of Technology, Sweden.
14. Filipowicz B., Sobkowiak J., *Procesy sufozyjne - w jakiej sytuacji mogą wystąpić*, Bielsko-Biała 2007.
15. Rutschmann P., *Assessment of Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes, Levees*, 2007.
16. Baran P., Gruchot A. T., *Metoda doboru gruntów i projektowania filtrów odwrotnych ochraniających grunty sypkie*, 1999-2003.
17. Adamowicz H., Popielski P., *Analiza zmian warunków wodno gruntowych na terenie silnie zurbanizowanym na skutek głębokiego posadowienia*, Warszawa 2014
18. Lerner D. N., *Groundwater recharge in urban areas*, IAHS Publ., no. 198, 1990.
19. ICOLD, *Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations. Volume1: Internal erosion processes and engineering assessment*, CIGB ICOLD 2013.
20. Kowal A. L., Świdorska-Bróż M.: *Oczyszczanie wody*. Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2005.
21. Semar O. Witt K.J, Fannin R.J., *International Conference on Scour and Erosion 2010: Suffosion evaluation - comparison of current approaches*, ASCE.

mgr inż. Piotr Bara¹

Politechnika Białostocka, Katedra Ciepłownictwa

ul. Wiejska 45A, Białystok

e-mail: ¹p.bara@wp.pl

Analiza stosowalności mikro instalacji wiatrowej w zróżnicowanych warunkach wietrzności

Słowa kluczowe: *energia odnawialna, odnawialne źródła energii, energia wiatru, mikro instalacje wiatrowe*

Streszczenie: Artykuł dotyczy tematyki stosowalności mikro instalacji energetyki wiatrowej do produkcji energii elektrycznej w celu pokrycia zapotrzebowania energetycznego przeciętnego odbiorcy energii elektrycznej w poszczególnych regionach Polski. W ramach przedstawienia tematu w artykule zawarto rozdziały dotyczące specyfiki energii elektrycznej, charakterystyki energii wiatru, w tym warunków wietrzności panujących w Polsce, specyfiki obrotu energią elektryczną na rynku energii, a także zastosowanego rotora wiatrowego. Ponadto przedstawiono szereg obliczeń o charakterze ekonomicznym umożliwiających zbadanie uwarunkowań stosowalności zaproponowanej instalacji wiatrowej, uwzględniając pewne warunki lokalne w poszczególnych regionach Polski, do których należą zróżnicowane zużycie energii elektrycznej przez jej odbiorców, odmienne taryfikatory dostawców i sprzedawców energii, a także regionalny charakter warunków klimatycznych. Zaprezentowane obliczenia skutkują wnioskami zaprezentowanymi w końcowej części artykułu.

1. Wstęp

Eksploatacja energii wiatru należy obecnie do zagadnień szeroko dyskutowanych i rozwijanych w ramach zagadnień odnawialnych źródeł energii. Obok powszechnie znanych dużych obiektów energetyki wiatrowej, stanowiących przede wszystkim duże siłownie wiatrowe o znacznych zainstalowanych mocach, prężnie rozwija się tzw. mikro energetyka wiatrowa skupiająca obiekty o nieznacznych rozmiarach, nadających się do montażu niemalże w każdych warunkach. Stąd pojawia się zainteresowanie lokowaniem tego typu obiektów w warunkach zurbanizowanych, gdzie na niewielkich powierzchniach stanowić będą indywidualne źródło energii elektrycznej potencjalnego użytkownika. Stosowanie tego typu urządzeń niesie szereg korzyści. Począwszy od oszczędności osiąganych dzięki zmniejszeniu dostaw energii od zewnętrznych podmiotów, poprzez udział w produkcji energii z odnawialnych źródeł w bilansie energetycznym kraju, dochodząc do wymiaru globalnego, gdzie zwiększają one stopień bezpieczeństwa energetycznego i zapewniają dywersyfikację źródeł energii. Eksploatacja energii wiatru ponadto nie zanieczyszcza środowiska naturalnego, a jej zasoby są powszechnie i nieodpłatnie dostępne dla każdego. Zainteresowanie tematyką mikro systemów energetyki wiatrowej znalazło również swój wyraz w niniejszym artykule, gdzie podjęto próbę analizy stosowalności przykładowego

rotora o pionowej osi obrotu w różnych regionach Polski reprezentowanych poprzez poszczególne miasta. Analiza uwzględniła zróżnicowanie w występującym zużyciu energii elektrycznej w poszczególnych województwach, odmienny poziom cen wynikający z funkcjonujących taryfikatorów dostawców i sprzedawców energii oraz zróżnicowane warunki wietrzności, charakterystyczne dla wybranych miejscowości.

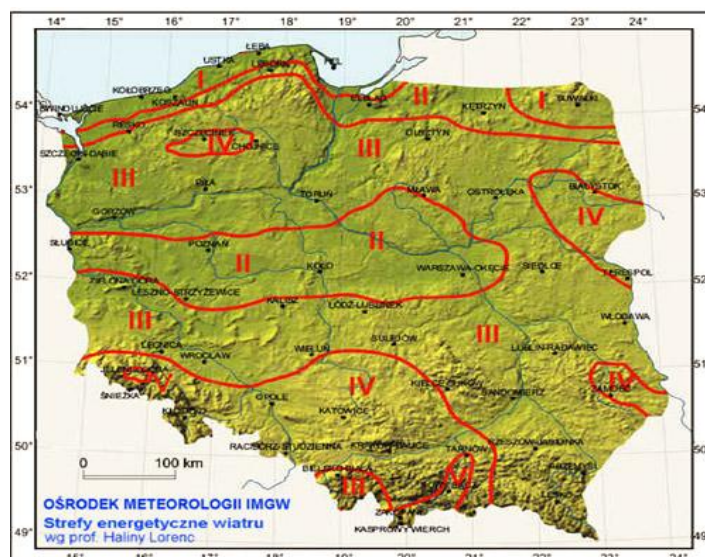
2. Warunki wietrzności w Polsce

Energia wiatru, czyli energia ruchu mas gazów zawartych w atmosferze, stanowi przekształconą formę energii słonecznej. Wiatr wywołany jest przez oddziaływanie siły Coriolisa oraz występującą różnicę ciśnień, będącą skutkiem różnego nagrzania powierzchni lądów, mórz oraz biegunów i równika [1].

Określenie zasobów energetycznych wiatrów wymaga prowadzenia wieloletnich badań i pomiarów meteorologicznych zarówno w mezoskali jak i w skali lokalnej. Dla warunków polskich zostały one przeprowadzone przez prof. Halinę Lorenc z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Warszawie. Na podstawie badań prowadzonych w latach 1971-2000, na wysokości 30m nad poziomem gruntu, podzielono terytorium Polski na sześć stref pod względem możliwości wykorzystania wiatru, jako źródła energii:

- I – wybitnie korzystna
- II – korzystna
- III – dość korzystna
- IV – niekorzystna
- V – wybitnie niekorzystna
- VI – tereny wyłączone (wysokie partie gór).

Wyniki badań pozwoliły na sporządzenie map kierunku i siły wiatru oraz jego potencjału energetycznego, wyrażonego dobowo, miesięcznie i rocznie [2]. Klasyfikację obszaru Polski pod względem możliwości energetycznego wykorzystania wiatru przedstawia poniższa mapa (rysunek 1).



Rysunek 1. Klasyfikacja obszaru Polski pod względem wykorzystania wiatru jako źródła energii

Źródło: <http://www.imgw.pl/>

Z przedstawionej powyżej mapy wynika, że około 60% powierzchni Polski charakteryzują dobre warunki do wykorzystania wiatru. Na terenie kraju występują jednak znaczne różnice w zasobach energii wiatru w poszczególnych regionach.

3. Obrót energią elektryczną – uczestnicy rynku energii elektrycznej

Dokonanie rozpoznania warunków zakupu i sprzedaży energii elektrycznej, a więc poznania zasad funkcjonowania rynku energii elektrycznej i zrozumienie jego mechanizmów, jest kwestią bardzo istotną dla potencjalnego użytkownika, który rozważa kwestię stosowania mikro instalacji wiatrowych do produkcji energii elektrycznej na własny użytek. Poniżej przedstawiono charakterystykę poszczególnych podmiotów biorących udział w procesie obrotu energią elektryczną.

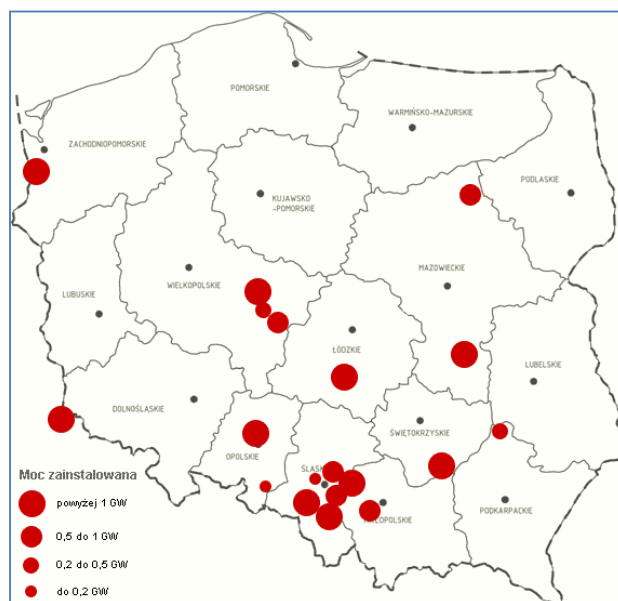
Urząd Regulacji Energetyki

Ze względu na potrzebę kontroli i regulacji rynku energii elektrycznej, w celu zrównoważenia interesów działających na nim podmiotów zgodnie z polityką państwa, w 1997 roku do życia powołano Urząd Regulacji Energetyki, który wprawdzie nie jest podmiotem rynkowym, ale w ogólnym rozumieniu twórcą warunków i nadzorcą jego funkcjonowania [3].

Wytwórcy energii elektrycznej

Produkcja energii elektrycznej leży w gestii elektrowni oraz elektrociepłowni systemowych (zawodowych), które dokonują sprzedaży energii elektrycznej wykorzystując

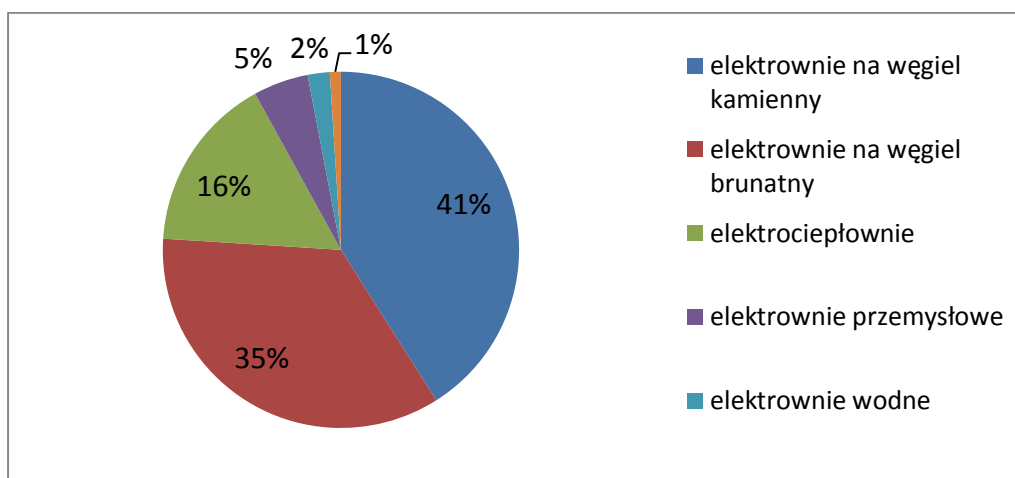
systemy sieciowe przedsiębiorstw sieciowych. Obecnie na terytorium Polski pracuje 19 elektrowni zawodowych. Ich lokalizacja została zaprezentowana na rysunku 2.



Rysunek 2. Rozmieszczenie elektrowni zawodowych w Polsce

Źródło: <http://www.rynek-energii-elektrycznej.cire.pl/st,33,200,tr,67,0,0,0,0,0,elektrownie-w-polsce.html>

Elektrownie zawodowe pracujące na terytorium Polski charakteryzuje zarówno ich nierównomierne rozproszenie, związane bezpośrednio z charakterem poszczególnych regionów Polski i zgłaszanym w nich zapotrzebowaniem na energię elektryczną, jak i duże zróżnicowanie pod względem parametrów technicznych. Drugą grupę stanowią elektrociepłownie. Obecnie na terytorium kraju funkcjonuje ponad 50 takich obiektów. Odrębną grupę stanowią tzw. elektrociepłownie przemysłowe usytuowane w poszczególnych zakładach. Udział poszczególnych grup wytwórców energii elektrycznej przedstawiono na rysunku 3.



Rysunek 3. Udział poszczególnych wytwórców w produkcji energii elektrycznej w Polsce

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych Agencji Rynku Energii SA; <http://www.rynek-energii-elektrycznej.cire.pl/>

Wytwarzana w krajowym systemie elektroenergetycznym energia nie rozkłada się równomiernie między poszczególne podmioty działające w podsektorze wytwarzania. Jak wynika z publikacji Urzędu Regulacji Energetyki liczba i struktura podmiotów podsektora elektroenergetycznego nie uległa istotnym zmianom w przeciągu ostatnich lat.

Podmioty handlu energią elektryczną

Kolejną grupę uczestniczącą w obrocie na rynku energii elektrycznej są przedsiębiorstwa zajmujące się handlem energią elektryczną. Przedsiębiorstwa te tworzą tzw. „spółki obrotu”, które skupują energię od wytwórców, a sprzedają ją odbiorcom finalnym. Grupę tą stanowią firmy wydzielone po roku 2007 w wyniku rozdziału działalności produkcyjnej i dystrybucyjnej ówczesnych Zakładów Energetycznych [3].

Klienci na rynku energii elektrycznej

W kwestii natomiast samych klientów rynku energii elektrycznej można ich podzielić na dwie główne grupy:

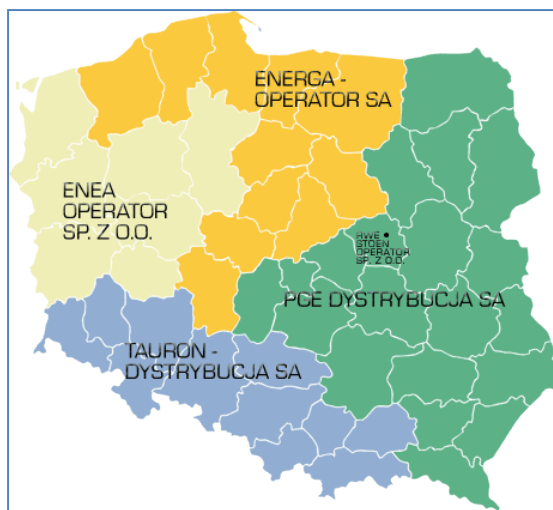
- gospodarstwa domowe, do których zaliczani są wszyscy klienci kupujący energię elektryczną na cele komunalno-bytowe, szacuje się że stanowią oni 75% klientów,
 - klienci pozostali, nie będący gospodarstwami domowymi, którzy kupują energię elektryczną na potrzeby prowadzonej działalności gospodarczej np. zakłady przemysłowe, Polskie Koleje Państwowe, hotele, obiekty handlowe, biura, instytucje itp.
- [4]

W związku z rozdziałem działalności wytwórczej i dystrybucyjnej w 2007r. każdy klient kupuje osobno energię i usługę jej dostarczenia od różnych podmiotów gospodarczych. Istotne jest tutaj, że nie posiada on możliwości wyboru firmy oferującej usługę dostarczenia energii i jest zobligowany do zakupu usługi od przedsiębiorstwa działającego na danym terenie. Ceny za dostawę energii określone są wg taryfikatorów jej dostawców i zatwierdzone przez Urząd Regulacji Energetyki (URE). Klient może natomiast dokonać zakupu energii elektrycznej od sprzedawcy, na którego terenie się znajduje, bądź od dowolnie wybranego sprzedawcy. W pierwszym przypadku ceny oraz określony poziom mocy elektrycznej, ustalone są w taryfikatorze sprzedawcy, który również zatwierdzony jest przez URE. W przypadku, gdy klient kupuje energię od dowolnie wybranego sprzedawcy, a więc od wybranej spółki obrotu, bądź na giełdzie energii, ceny i warunki zakupu energii ustalane są indywidualnie, bądź wynikają z zasad ogólnych (giełda). Możliwość zakupu energii od dowolnie wybranego dostawcy ma miejsce, ze względu na obowiązywanie tzw. „zasady

TPA” (z ang. *Third Party Access*). Jest to zasada dostępu stron trzecich, która umożliwia korzystanie z sieci lokalnego dostawcy energii w celu przesyłu i dostarczenia energii kupionej u dowolnego sprzedawcy [4].

Przesył i dystrybucja energii elektrycznej

Kolejną grupę uczestników rynku energii elektrycznej stanowią przedsiębiorstwa zajmujące się transportem wytworzonej energii. Ze względu na fakt, że transport wyprodukowanej energii odbywa się dwoma rodzajami sieci, przesyłowymi oraz dystrybucyjnymi, wyróżnia się tutaj Operatora Sieci Przesyłowej i Operatorów Systemów Dystrybucyjnych. Sieci przesyłowe o napięciu 220 kV, 400 kV oraz 750 kV należą do Polskich Sieci Elektroenergetycznych SA (PSE SA) i transportują energię elektryczną do Głównych Punktów Zasilających, skąd za pośrednictwem sieci dystrybucyjnej o napięciu od 110 kV do 230 kV trafia ona do odbiorców finalnych. Operator Sieci Przesyłowej jest jednym z najważniejszych podmiotów rynku energii elektrycznej, w Polsce jest nim firma PSE-Operator SA. Drugim istotnym podmiotem odpowiedzialnym za transport energii elektrycznej są lokalni Operatorzy Systemów Dystrybucyjnych, którzy wchodzą w grono funkcjonujących w Polsce grup energetycznych. Zasięg prowadzonej działalności Operatorów Systemu Dystrybucji został zaprezentowany na rysunku 4.



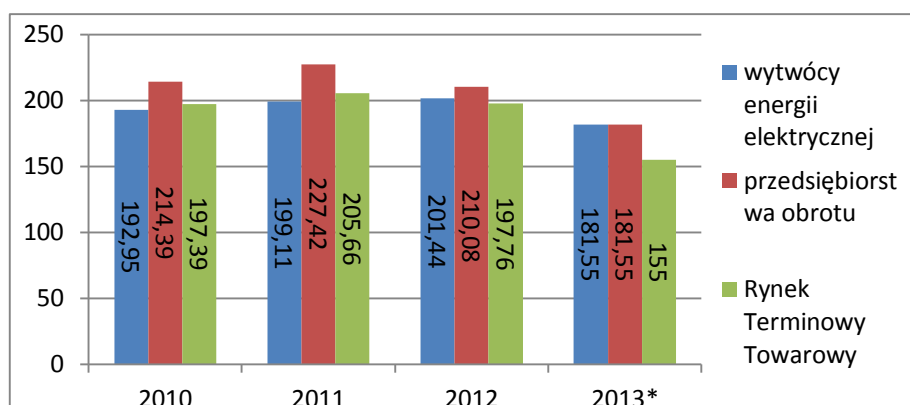
Rysunek 4. Zasięg działalności Operatorów Systemu Dystrybucji

Źródło: <http://www.rynek-energii-elektrycznej.cire.pl/>

3.1. Ceny energii elektrycznej

Cena rynkowa to cena ustalona na podstawie relacji popytu i podaży pomiędzy całą zbiorowością dostawców i całą zbiorowością odbiorców. Występująca w rzeczywistości cena

energii jest wartością regulowaną procedurą ustalania i zatwierdzania taryf energetycznych na mocy Rozporządzenia Ministra Gospodarki z dnia 14 grudnia 2000r [5]. Kształtowanie się przeciętnego poziomu cen w Polsce w latach 2010 – 2013, dla poszczególnych grup podmiotów, przedstawione zostało na poniższym wykresie – rysunek 5.



Rysunek 5. Przeciętny poziom cen w zł/MWh energii elektrycznej w Polsce w latach 2010 – 2013

Źródło: Opracowanie własne na podstawie: <http://www.ure.gov.pl/>

Kształtowanie się poziomu cen energii elektrycznej w Polsce jest również pewną wypadkową zdarzeń o charakterze światowym. Główną determinantą kształtowania się poziomu cen energii pozostaje poziom cen paliw i surowców energetycznych stosowanych w procesie produkcji [3].

4. Badanie stosowalności turbiny wiatrowej w wybranych miastach Polski

Zaprezentowane w niniejszym rozdziale obliczenia mają na celu ukazanie korzyść ekonomicznej z zastosowania mikro instalacji wiatrowej przystosowanej do pracy w warunkach zurbanizowanych oraz porównanie uzyskanych wyników dla różnych miast Polski. Na wstępie należy zdefiniować, iż do mikro instalacji zalicza się instalacje odnawialnego źródła energii o zainstalowanej łącznej mocy elektrycznej do 40 kW lub zainstalowanej łącznej mocy cieplnej, lub chłodniczej do 70 kW, z wyłączeniem instalacji służących do wytwarzania biogazu rolniczego, lub wytwarzania energii elektrycznej, ciepła lub chłodu z biogazu rolniczego [6].

Zaproponowane do przeprowadzenia niezbędnych kalkulacji urządzenie stanowi turbina Aerocopter 450 firmy ARTBAUWIND, która należy do typowych rozwiązań konstrukcyjnych H-rotorów Darieusa. Przeprowadzone obliczenia obejmują różne zmienne warunków pracy urządzenia. Ich zróżnicowanie wyraża się w:

- różnorodnych warunkach wietrzności,

- odmiennym zapotrzebowaniu energetycznym,
- lokalnie zdefiniowanym poziomie cen.

Warunki wietrzności, w poszczególnych przykładach obliczeniowych, stanowią średnioroczne prędkości wiatru, które są charakterystyczne dla wybranych miast i ustalone na podstawie wieloletnich badań i obserwacji.

Zapotrzebowanie energetyczne odbiorców ustalone zostało na podstawie przeciętnego zużycia energii elektrycznej przez odbiorców w granicach poszczególnych województw. Dane użyte w obliczeniach pochodzą z oficjalnych publikacji Głównego Urzędu Statystycznego.

Przyjęty poziom cen wynika pośrednio z zasad funkcjonowania opisanego w powyższych rozdziałach rynku energii elektrycznej, a bezpośrednio z obowiązującego taryfikatora. Wykorzystany w obliczeniach poziom cen został przyjęty zgodnie ze stosowaną w praktyce regionalizacją dostawców energii i objął taryfę G11. Dodatkowo przyjęto, że zakupiona przez odbiorcę energia elektryczna pochodzi od „firmy obrotu” reprezentującej bezpośrednio dostawcę energii elektrycznej w danym regionie.

4.1. Charakterystyka Aeroceptor 450

Turbina o pionowej osi obrotu Aeroceptor 450 firmy ARTBAU WIND wykonana jest z nowoczesnych materiałów kompozytowych odpornych na działanie warunków atmosferycznych, stosowanych w przemyśle lotniczym i kosmicznym, o wysokich parametrach wytrzymałościowych. Aeroceptor 450 wykorzystuje technologię magnesów neodymowych do produkcji prądu elektrycznego. Ponadto wyposażony jest w cyfrowy sterownik, którego zadaniem jest zapewnienie optymalizacji parametrów pracy. Bezpieczeństwo użytkowania gwarantuje hamulec elektromagnetyczny sterowany poprzez niezależny układ mikroprocesorów, który nadmiar energii przenosi na grzałkę lub zespół rezystorów dużej mocy, a także nie pozwala przekroczyć turbinie prędkości obrotowej wynoszącej 130 rpm. Zabezpieczenie urządzenia w przypadku uszkodzenia przewodu przyłączeniowego bądź awarii układu sterowania stanowi moduł systemu ASBT umieszczony w generatorze, który nie pozwala na przekroczenie prędkości obrotowej powyżej 160 rpm. Dodatkowo turbinę wyposażono w mechaniczny automatyczny hamulec bezwładnościowy, który uruchamia się przy prędkości obrotowej przekraczającej 200 rpm, a także ręczny hamulec serwisowy. Urządzenie jest zdolne do produkcji energii elektrycznej przy niewielkiej prędkości wiatru, pracując jednocześnie w szerokim zakresie prędkości. Instalacja przystosowana jest do montażu na typowym słupie strunobetonowym E 12/15. Wszystkie

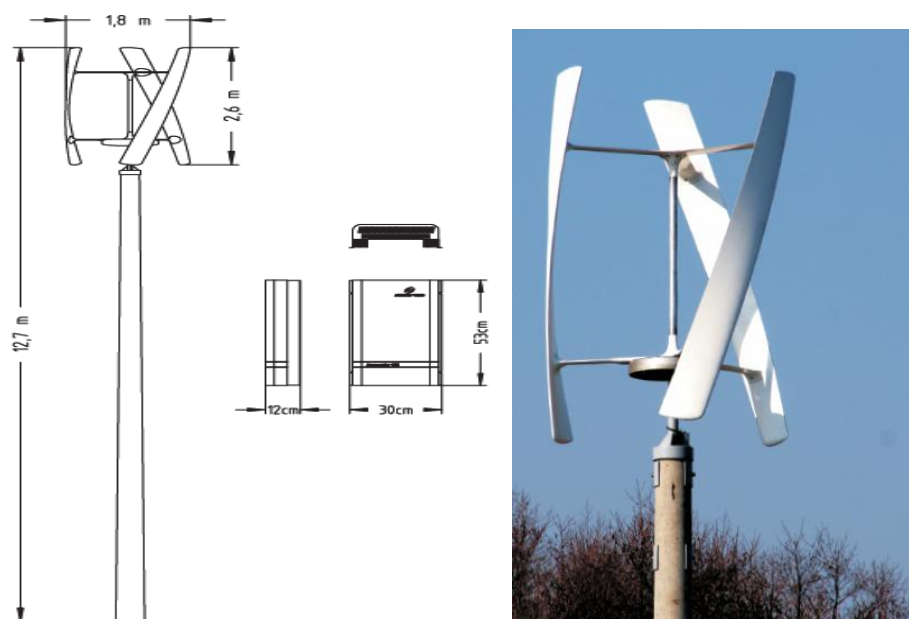
systemy oraz konstrukcja spełniają wymogi europejskich norm bezpieczeństwa i posiadają znak CE. Wybrane dane techniczne urządzenia oraz sterownika zostały przedstawione w tabeli 1 oraz na rysunku 6.

Tabela 1. Aerocopter 450 – dane techniczne

Powierzchnia czynna	450 dm ²	Maksymalna moc chwilowa	2400W
Średnica wirnika	1800 mm	Napięcia wyjścia na odbiornik	24V lub 48V (DC)***
Wysokość wirnika	2600 mm	Napięcie zestawu akumulatorów	24V lub 48V***
Ciężar turbiny	71 kg*	Zalecane akumulatory	Kwasowo-ołowiowe
Zakres prędkości obrotowej	0–140 rpm	Zalecana pojemność akumulatorów	4 x 200Ah
Poziom hałasu	< 37dB	Sterownik	Mikroprocesorowy
Maksymalna moc pracy stałej	2000W**	Hamulec mechaniczny	Sprzęgłowy

*wirnik wraz z generatorem **dla prędkości wiatru 13,5 m/s ***opcjonalnie

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych producenta



Rysunek 6. Aerocopter 450

Źródło: Dokumenty udostępnione przez producenta turbiny

4.2. Ekonomiczny wymiar zastosowania turbiny w wybranych regionach Polski

Jak już wspomniano wcześniej, w poszczególnych regionach Polski występują inne warunki wietrzności, które przekładają się bezpośrednio na zasadność zastosowania w nich własnego wiatrowego źródła energii. Jednak nie jest to jedyny determinant stosowania tego typu urządzeń. Oprócz wymiaru technicznego, a więc możliwości produkcyjnych turbiny w funkcji prędkości wiatru, istotne są także pewne aspekty ekonomiczne. Czynniki te, podobnie

jak charakterystyka wietrzności, pozostają odmienne w poszczególnych regionach Polski. W poniższym rozdziale starano się przeprowadzić obliczenia, które uwzględniły wszystkie te zmienne czynniki, do których, oprócz warunków klimatycznych, zaliczono także występujące w regionie przeciętne zużycie energii elektrycznej przez odbiorcę oraz stawki opłat ponoszone za energię elektryczną, zgodne z taryfikatorami jej dostawców. Dane w poszczególnych województwach przedstawiają się inaczej i stanowią podstawę przeprowadzonych obliczeń. W ujęciu krajowym, w 2013 r. zarejestrowano w Polsce 9520,9 tys. odbiorców energii elektrycznej, którzy zużyli łącznie 17697,2 GWh energii elektrycznej. Przeciętny odbiorca zużył zatem 1858,8 kWh energii elektrycznej w ciągu roku, natomiast 759,8 kWh przypadło na jednego mieszkańca naszego kraju [7].

Województwo dolnośląskie

Jak podają dane statystyczne, w województwie dolnośląskim występuje 837,9 tys. odbiorców energii elektrycznej, którzy zużyli w przeciągu 2013 r. około 1522,5 GWh energii. Oznacza to, że średnio na jednego mieszkańca województwa przypada 752,6 kWh zużytej energii. Do obliczeń posłużono się parametrem charakteryzującym zużycie energii elektrycznej przypadające na jednego odbiorcę, który wyniósł w województwie dolnośląskim 1817,0 kWh energii elektrycznej w ciągu roku [7].

W celu przeprowadzenia wszelkich założonych wcześniej kalkulacji, za miasto reprezentatywne województwa dolnośląskiego przyjęto Wrocław. Dostawcą energii elektrycznej na terenie Wrocławia jest przedsiębiorstwo Tauron. Poziom cen przyjęto wg taryfikatora firmy Tauron zajmującej się obrotem energią elektryczną na terenie miasta. Przeprowadzone obliczenia rocznego kosztu zaopatrzenia w energię elektryczną zostały przedstawione w tabeli 2.

Tabela 2. Roczny koszt energii elektrycznej - Wrocław

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1817,0	9,64	0,4488	931,15

Źródło: Opracowanie własne

Ustalony roczny koszt użytkowania energii elektrycznej we Wrocławiu wyniósł 931,15 zł. Zastosowanie instalacji wiatrowej Aeroceptor 450, jako własnego źródła energii

przyczynia się do pokrycia części zapotrzebowania na energię elektryczną. W celu ustalenia możliwości produkcyjnych urządzenia niezbędne jest określenie warunków wietrzności. Średnioroczna prędkość wiatru występująca we Wrocławiu wynosi 3,0 m/s [8] i posłuży do oszacowania ilości energii elektrycznej wygenerowanej przez instalację wiatrową, a co za tym idzie, także stopnia pokrycia zapotrzebowania energetycznego produkcją indywidualną – tabela 3.

Tabela 3. Stopień pokrycia zapotrzebowania energetycznego - Wrocław

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1817,0	1000	55

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie turbiny wiatrowej pozwoli na zaspokojenie około 55% własnych potrzeb energetycznych. Nie pozostaje to bez wymiernego efektu ekonomicznego, którego kalkulacje przedstawiono w poniższej tabeli 4.

Tabela 4. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 - Wrocław

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
448,80	482,35	48

Źródło: Opracowanie własne

Jak wynika z przeprowadzonych obliczeń, zastosowanie wspomnianego rotora pozwala na obniżenie ponoszonych na energię elektryczną wydatków w skali roku do poziomu 482,35 zł, tj. 48% mniej względem początkowo ustalonego rocznego kosztu użytkowania energii elektrycznej. Oznacza to, że uzyskana w ten sposób korzyść ekonomiczna wynosi 448,80 zł. Należy tu wyjaśnić, że stopień redukcji opłat w skali roku nie jest równy stopniowi pokrycia zapotrzebowania energetycznego poprzez zastosowanie instalacji wiatrowej. Dzieje się tak ze względu na fakt występowania w taryfikatorze elementu stałych opłat za użytkowanie energii elektrycznej, które pozostają niezależne od ilości zakupionej przez odbiorcę energii elektrycznej.

Województwo kujawsko-pomorskie

W Kujawsko-pomorskim odnotowano w 2013r. 486,1 tys. odbiorców energii elektrycznej. Ich zapotrzebowanie na energię wyniosło 826,1 GWh, co dało 656,2 kWh przypadające na każdego mieszkańca regionu i 1699,5 kWh na każdego odbiorcę energii elektrycznej [7]. Miastem reprezentującym województwo kujawsko-pomorskie w przeprowadzanych obliczeniach jest Toruń. Dostawcą energii na terenie miasta jest grupa Enea, której taryfikator posłużył do wyznaczenia zakładanego poziomu cen. Przybliżony roczny koszt zaopatrzenia w energię elektryczną przedstawiony został w tabeli 5.

Tabela 5. Roczny koszt energii elektrycznej - Toruń

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1699,5	10,17	0,4359	862,85

Źródło: Opracowanie własne

Odbiorca energii elektrycznej w Toruniu zapłaci rocznie około 862,85 zł za użytkowaną energię elektryczną. Przy określeniu możliwości produkcyjnych mikro instalacji wiatrowej Aerocopter 450 przyjęto średnioroczną prędkość wiatru charakterystyczną dla tego miasta i wynoszącą 3,8 m/s [8]. Pozwoliło to na wyznaczenie kolejnych parametrów przedstawionych w tabeli 6.

Tabela 6. Stopień pokrycia zapotrzebowania energetycznego - Toruń

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1699,5	1500	88

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie rotora w warunkach wietrzności charakteryzujących Toruń pozwoli na zaspokojenie własnych potrzeb na energię elektryczną na poziomie 88%. Pozwala to na dokonanie dalszych kalkulacji ukazanych w tabeli 7.

Tabela 7. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 - Toruń

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
653,85	209,00	76

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie mikro instalacji wiatrowej w Toruniu pozwoliłoby na obniżenie ponoszonych na energię elektryczną wydatków do poziomu 209 zł. Oznacza to jednocześnie, że uzyskana w ten sposób korzyść ekonomiczna wynosi 653,85 zł i zapewnia redukcję ponoszonych wydatków o 76%.

Województwo lubelskie

Liczba użytkowników energii elektrycznej dla województwa lubelskiego wynosiła w 2013 r. około 393,9 tys., Zaś całkowite zużycie energii elektrycznej 661,5 GWh, co w przeliczeniu na jednego mieszkańca dało wartość 660,2 kWh rocznie, a na jednego odbiorcę 1679,2 kWh w roku [7]. W przykładzie posłużono się wielkościami charakteryzującymi Lublin, gdzie dostawcą i przyjętym sprzedawcą energii elektrycznej jest firma PGE. Kalkulacje dotyczące rocznego kosztu zaopatrzenia w energię elektryczną ponoszonego przez jej odbiorcę przedstawiono w tabeli 8.

Tabela 8. Roczny koszt energii elektrycznej - Lublin

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1679,2	10,44	0,4838	937,68

Źródło: Opracowanie własne

Przybliżony roczny koszt ponoszony na energię elektryczną wynosi, w przypadku Lublina, ok. 937,68 zł. Kalkulacje opłaty zredukowanej, poprzez zastosowanie turbiny wiatrowej, jako własnego źródła energii odbiorcy, przeprowadzono dla średniorocznej prędkości wiatru wynoszącej dla tego miasta 3,1 m/s [8] i przedstawiono w tabeli 9.

Tabela 9. Stopień pokrycia zapotrzebowania energetycznego - Lublin

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1679,2	1062,5	63

Źródło: Opracowanie własne

Oszacowana dla ustalonej średniorocznej prędkości wiatru wynoszącej 3,1 m/s zdolność produkcyjna turbiny Aeroceptor 450 wyniosła 1062,4 kWh w ciągu roku. Stanowi to 63% całkowitego zapotrzebowania energetycznego potencjalnego odbiorcy i pozwala oszacować uzyskaną w ten sposób redukcję ponoszonych na energię elektryczną wydatków (tabela 10).

Tabela 10. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 - Lublin

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
514,04	423,64	55

Źródło: Opracowanie własne

Instalacja wiatrowa pozwoli w tym przypadku na uzyskanie obniżki ponoszonych w ciągu roku na energię elektryczną wydatków o 514,04 zł, tj. do wysokości 423,64 zł. Oznacza to, że zastosowanie turbiny zapewni redukcję ponoszonych wydatków o 55%.

Województwo lubuskie

W województwie lubuskim odnotowano w 2013 roku około 243 tys. odbiorców, których zapotrzebowanie na energię elektryczną wyniosło 452,1 GWh. Oznacza to, że średnio jeden mieszkaniec województwa potrzebował w ciągu roku około 699,4 kWh energii elektrycznej. Średnie zużycie przypadające na jednego odbiorcę energii elektrycznej w przypadku województwa lubuskiego to 1860,8 kWh [7]. Koszty związane z konsumpcją tej energii przedstawione zostały w poniższej tabeli 11.

Tabela 11. Roczny koszt energii elektrycznej – Zielona Góra

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1860,8	10,17	0,4359	933,16

Źródło: Opracowanie własne

Jako przykład miasta województwa lubuskiego wybrano Zieloną Górę. Podmiotem zajmującym się dostawę energii na terenie miasta i założonym w przykładzie sprzedawcą jest firma Enea. Przeprowadzenie kalkulacji pozwoliło na oszacowanie rocznego kosztu zużycia energii elektrycznej na poziomie 933,16 zł. Zielona Góra jest miastem, w którym średnioroczna prędkość wiatru wynosi 4,1 m/s [8]. Wielkość ta posłużyła do przeprowadzenia dalszych obliczeń zestawionych w tabeli 12.

Tabela 12. Stopień pokrycia zapotrzebowania energetycznego – Zielona Góra

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1860,8	1714,3	92

Źródło: Opracowanie własne

W założonych warunkach wietrzności Zielonej Góry, zdolność turbiny Aerocopter 450 do generacji energii elektrycznej została oszacowana na poziomie 1714,3 kWh w ciągu roku. Taka wielkość produkcji energii wystarczałaby na pokrycie 92% występującego w województwie lubuskim zużycia energii elektrycznej i wiąże się ze znacznym ograniczeniem wydatków ponoszonych na konsumpcję energii elektrycznej dostarczanej przez zewnętrznego dostawcę – obliczenia przedstawione w tabeli 13.

Tabela 13. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Zielona Góra

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
747,26	185,91	80

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie przez potencjalnego użytkownika turbiny Aerocopter 450 pozwoliłoby w Zielonej Górze na uzyskanie redukcji ponoszonych na energię elektryczną opłat do wysokości 185,91 zł w ciągu roku, a więc ich obniżenie o 747,26 zł. Kwota ta stanowi 20% kosztów, w przypadku, gdy całość dostaw energii elektrycznej zapewnią zewnętrzne firmy.

Województwo łódzkie

Roczna konsumpcja energii elektrycznej w 2013 r. w województwie łódzkim wyniosła około 1232,3 GWh i była generowana przez 684,8 tys. odbiorców energii elektrycznej. Na jednego mieszkańca tego regionu przypadło średnio 770,5 kWh energii w roku. Zużycie

energii elektrycznej przypadające natomiast na jednego odbiorcę szacuje się na poziomie 1799,5 kWh [7]. Ustalone wydatki ponoszone na energię elektryczną, ustalone na podstawie powyższych danych, zaprezentowano w tabeli 14.

Tabela 14. Roczny koszt energii elektrycznej - Łódź

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1799,5	10,44	0,4546	943,33

Źródło: Opracowanie własne

Szacunkowy roczny koszt ponoszony przez odbiorcę energii w Łodzi wyniósł 943,33 zł, przy uwzględnieniu taryfikatora firmy PGE, będącego jednocześnie dostawcą energii na terenie miasta. Warunki wietrzności występujące w Łodzi określają średnioroczną prędkość wiatru na poziomie 4,0 m/s [8]. Pozwala to na oszacowanie kolejnych wielkości, przedstawionych w tabeli 15.

Tabela 15. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Łódź

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1799,5	1642,9	91

Źródło: Opracowanie własne

Instalacja turbiny wiatrowej typu Aerocopter450 pozwoli w Łodzi na uzyskanie rocznej produkcji energii elektrycznej w wysokości 1642,9 kWh, co pozwoliłoby na pokrycie około 91% ustalonego dla województwa łódzkiego rocznego zużycia energii elektrycznej. Przekłada się to bezpośrednio na wysokość ponoszonych wydatków – tabela 16.

Tabela 16. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Łódź

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
746,84	196,49	79

Źródło: Opracowanie własne

Uzyskana na skutek użytkowania własnej instalacji wiatrowej redukcja ponoszonych na energię elektryczną wydatków ustala je na poziomie 196,49 zł, co oznacza, że zostały one

zmniejszone o około 79%, tj. o 746,84 zł, względem wartości uwzględniającej całkowitą dostawę i zakup energii od zewnętrznego dostawcy.

Województwo małopolskie

Jak podają dane statystyczne za rok 2013, województwo małopolskie charakteryzowało się zużyciem energii elektrycznej na poziomie 1440,4 GWh, przypadającej na blisko 696,6 tys. odbiorców. Daje to wielkość około 2067,7 kWh energii elektrycznej rocznie konsumowanej przez pojedynczego odbiorcę i 879,2 kWh energii przypadającej na jednego mieszkańca województwa małopolskiego [7]. Oszacowanie rocznego kosztu bazującego na powyższych danych zaprezentowano w tabeli 17.

Tabela 17. Roczny koszt energii elektrycznej - Kraków

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
2067,7	9,89	0,4678	1085,95

Źródło: Opracowanie własne

Bazujący na rocznym zużyciu energii elektrycznej przypadającym na jednego odbiorcę oraz na taryfikatorze firmy Tauron, oszacowano roczny koszt zużycia energii elektrycznej na poziomie 1085,95 zł. Zmniejszenie wysokości ponoszonych wydatków, uwarunkowane jest zastosowaniem własnego źródła energii w postaci rotora wiatrowego, ustalenie możliwości produkcyjnych urządzenia prezentuje tabela 18.

Tabela 18. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Kraków

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
2067,7	800	39

Źródło: Opracowanie własne

Turbina wiatrowa, której warunki wietrzności określone są przez charakterystykę Krakowa, tj. w warunkach średniorocznej prędkości wiatru wynoszącej 2,8 m/s [8]. pozwoliłaby na uzyskanie produkcji energii elektrycznej z własnego źródła na poziomie 800 kWh w skali roku. Pokrywa to zapotrzebowanie odbiorcy energii elektrycznej na poziomie 39% i pozwala na uzyskanie pewnego stopnia redukcji ponoszonych wydatków – tabela 19.

Tabela 19. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Kraków

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
374,24	711,71	34

Źródło: Opracowanie własne

Wygenerowana produkcja własna energii elektrycznej pozwoli na obniżenie ponoszonych wydatków o około 34%, tj. o 374,24 zł rocznie. Jednocześnie ustali zredukowaną wysokość opłaty za zakupioną i dostarczoną przez dostawcę energię elektryczną na poziomie 711,71 zł.

Województwo mazowieckie

W 2013r. w województwie mazowieckim było 1518,5 tys. odbiorców energii elektrycznej, którzy zużyli około 3054,7 GWh energii elektrycznej. Na jednego mieszkańca przypadło średnio 897,0 kWh, na pojedynczego użytkownika średnio 2011,7 kWh energii elektrycznej rocznie [7]. Oszacowanie ponoszonych przez odbiorcę wydatków na energię elektryczną zestawiono w tabeli 20.

Tabela 20. Roczny koszt energii elektrycznej - Płock

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
2011,7	9,83	0,5036	1131,05

Źródło: Opracowanie własne

Szacowanie rocznego kosztu zużycia energii elektrycznej dotyczy Płocka, gdzie za dostawcę i sprzedawcę energii przyjęto przedsiębiorstwo Energa. Przeprowadzona na podstawie taryfikatora tej firmy obliczenia, określają roczny koszt zaopatrzenia w energię elektryczną na poziomie 1131,05 zł. Średnioroczna prędkość wiatru w Płocku wynosi 3,9 m/s i pozwala na sporządzenie dalszych szacunków – tabela 21.

Tabela 21. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Płock

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
2011,7	1571,4	78

Źródło: Opracowanie własne

Wyprodukowana przez zaproponowaną instalację energia elektryczna wynosi 1571,4 kWh energii elektrycznej w roku, co pozwoliłoby na pokrycie 78% charakterystycznego dla województwa mazowieckiego zużycia energii elektrycznej. Pozwala to na uzyskanie redukcji ponoszonych wydatków, które zestawiono w tabeli 22.

Tabela 22. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Płock

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
791,37	339,68	70

Źródło: Opracowanie własne

Możliwa dzięki zastosowaniu własnej instalacji wiatrowej redukcja opłat w Płocku stanowi kwotę 791,37 zł. Oznacza to, że zredukowany poziom wydatków w skali rocznej wyniesie 339,38 zł, a więc będzie o około 70% niższy niż w przypadku wariantu uwzględniającego całkowite pokrycie zapotrzebowania przez zewnętrzne podmioty.

Województwo opolskie

Województwo opolskie charakteryzowało się zużyciem energii wynoszącym 417,3 GWh, które rozłożyło się na 224,5 tys. odbiorców. Przeciętnie na jednego odbiorcę energii przypadło 1858,5 kWh, na jednego mieszkańca natomiast 794 kWh energii elektrycznej (dane za 2013) [7]. W tabeli 23 ustalono roczny koszt zużycia energii elektrycznej ponoszony przez jej przeciętnego odbiorcę.

Tabela 23. Roczny koszt energii elektrycznej - Opole

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1858,5	10,44	0,4838	1024,42

Źródło: Opracowanie własne

Firmą dostarczającą energię na terenie Opola jest firma PGE, a użyte w obliczeniach stawki pochodzą z jej taryfikatora. Szacunkowy roczny koszt zużycia energii elektrycznej ponoszony przez opolskiego odbiorcę ustalony został na poziomie 1024,42 zł. Zastosowanie turbiny wiatrowej, pracującej w średniorocznej prędkości wiatru wynoszącej dla tego miasta 3,0 m/s [8] pozwoli na częściowe obniżenie dostawy energii elektrycznej – obliczenia

ukazano w tabeli 24.

Tabela 24. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Opole

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1858,5	1000	54

Źródło: Opracowanie własne

Turbina Aeroceptor 450, w warunkach wietrzności Opola, pozwoli na wyprodukowanie około 1000 kWh energii elektrycznej rocznie. Stanowi to około 54% występującego w tym regionie zużycia energii elektrycznej pojedynczego odbiorcy. Wygenerowana produkcja energii elektrycznej przekłada się bezpośrednio na obniżenie kosztów związanych z dostawą energii od zewnętrznych podmiotów. W tabeli 25 ukazano uzyskaną w ten sposób obniżkę kosztów.

Tabela 25. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Opole

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
483,80	540,62	47

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie własnego źródła energii w postaci zaproponowanego rotora pozwoli w Opolu na obniżkę ponoszonych kosztów konsumpcji energii elektrycznej o 483,80 zł. Zredukowana opłata wynosi zatem 540,62 zł w skali roku, innymi słowy jest o 47% niższa w stosunku do tej ustalonej pierwotnie i nieuwzględniającej eksploatacji własnego źródła energii.

Województwo podkarpackie

W roku 2013 w województwie podkarpackim stwierdzono około 328,7 tys. odbiorców energii elektrycznej, którzy w ciągu roku zużyli jej 531,6 GWh. Wskaźnik zużycia energii elektrycznej na jednego mieszkańca wyniósł 604,6 kWh, natomiast zużycie przypadające na jednego odbiorcę energii elektrycznej wyniosło 1617,3 kWh w skali roku [7]. Kalkulacje wysokości rocznego kosztu zużycia energii przedstawiono w poniższej tabeli 26.

Tabela 26. Roczny koszt energii elektrycznej - Przemysł

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1617,2	10,44	0,4838	907,68

Źródło: Opracowanie własne

Dostawcą energii na terenie województwa podkarpackiego jest firma PGE. Na podstawie jej taryfikatora oszacowany roczny koszt zużycia energii elektrycznej na poziomie 907,68 zł. Przyjęta średnioroczna prędkość wiatru wynosząca 3,7 m/s charakteryzuje Przemysł [8] i w dalszych obliczeniach posłużyła do oszacowania możliwości produkcyjnych zaproponowanej instalacji wiatrowej – tabela 27.

Tabela 27. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 - Przemysł

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1617,2	1437,5	89

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie turbiny wiatrowej do pokrycia własnych potrzeb energetycznych zaspokoi je w Przemysłu w 89%. Ustalona zredukowana opłata za energię elektryczną uwzględniającą wariant stosowania własnego źródła energii przedstawiona została w tabeli 28.

Tabela 28. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 - Przemysł

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
695,46	212,22	77

Źródło: Opracowanie własne

Stopień redukcji opłat wyniesie 77%. Oznacza to, że dzięki użytkowaniu instalacji wiatrowej odbiorca zaoszczędzi w skali roku 695,46 zł, a więc będzie ponosił koszty zużycia energii na poziomie 212,22 zł.

Województwo podlaskie

Liczba odbiorców energii elektrycznej na Podlasiu wyniosła w roku 2013 około 276,2 tys. Całkowite zużycie energii elektrycznej wyniosło 463,3 GWh, co oznacza, że na każdego

odbiorcę przypadło około 1677,6 kWh zużytej w ciągu roku energii elektrycznej. Wskaźnik zużycia energii przypadającej na jednego mieszkańca wyniósł na terenie województwa 641,5 kWh [7]. Szacunkowo koszt rocznego zużycia energii elektrycznej przedstawiono w poniższej tabeli – tabela 29.

Tabela 29. Roczny koszt energii elektrycznej - Suwałki

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1677,6	10,44	0,4838	936,90

Źródło: Opracowanie własne

Kalkulacje bazujące na taryfikatorze dostawcy i sprzedawcy energii elektrycznej w regionie - firmy PGE - oraz przeciętnym zużyciu energii elektrycznej na Podlasiu ustaliły przybliżony roczny koszt konsumpcji energii elektrycznej na poziomie 936,90 zł. Zaproponowana turbina Aerocopter 450 generowałaby energię elektryczną w warunkach wietrzności charakteryzujących Suwałki, tj. przy średniorocznej prędkości wiatru wynoszącej 4,2 m/s [8]. Możliwości produkcyjne urządzenia przedstawione zostały w tabeli 30.

Tabela 30. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Suwałki

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1677,6	1785,7	106

Źródło: Opracowanie własne

Warunki wietrzności w Suwałkach pozwalają w pełni pokryć występujące tam zapotrzebowanie energetyczne przeciętnego odbiorcy, generując nawet 6% zapasu energii elektrycznej. W takim przypadku kwestia zredukowanych opłat ponoszonych na energię elektryczną może zostać rozpatrzona dwojako. W pierwszym wariancie można założyć, że odbiorca, mimo całkowitego pokrycia własnego zapotrzebowania przez mikro instalację wiatrową, pozostaje podpięty do sieci systemowej np. na wypadek awarii turbiny, bądź wystąpienia okresowych niedostatecznych prędkości wiatru i ponosi jedynie związaną z tym stałą miesięczną opłatę. W opcji drugiej natomiast całkowicie rezygnuje z dostaw energii od zewnętrznych podmiotów, eksploatując jedynie własne źródło energii. Oba warianty obliczeniowe przedstawione zostały w tabeli 31.

Tabela 31. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Suwałki

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
811,62	125,28 ¹	87
936,90	0,00 ²	100

1 – opłata zawiera roczny koszt opłat stałych; 2 – wariant zakładający rezygnację z zewnętrznych dostaw energii

Źródło: Opracowanie własne

Stopień redukcji opłat przy założeniu dalszego użytkowania sieci krajowej wyniesie 87%. Pozostała kwota ponoszonych wydatków wynosząca 125,28 zł stanowi element stały wg taryfikatora opłat. Natomiast przy założeniu, że potrzeby energetyczne przeciętnego odbiorcy w całości zostaną pokryte przez turbinę wiatrową, jego różnica w wysokości opłat stanowi całość ponoszonych wydatków, stopień redukcji opłat związanych z dostawą zewnętrznej energii wyniesie, więc, 100%.

Województwo pomorskie

Zużycie energii elektrycznej w województwie pomorskim w 2013r. wyniosło około 1171,9 GWh i przypadło na około 631,2 tys. odbiorców. Jeden mieszkaniec tego województwa zużył w ciągu roku około 783,2 kWh energii, na jednego odbiorcę przypadło natomiast przeciętnie 1856,6 kWh energii elektrycznej [7]. Obliczony roczny koszt zużycia przedstawiony został w tabeli 32.

Tabela 32. Roczny koszt energii elektrycznej - Hel

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1856,6	9,83	0,5036	1052,94

Źródło: Opracowanie własne

Ustalony na podstawie przeciętnego zużycia energii elektrycznej przez odbiorcę i stawek zawartych w taryfikatorze firmy Energa, będącej dostawcą i założonym sprzedawcą energii w województwie pomorskim, roczny koszt konsumpcji energii elektrycznej wyniósł 1052,94 zł. Warunki wietrzności przyjęto dla miejscowości Hel, gdzie średnioroczna prędkość wiatru wynosi 5,3 m/s [8] i stanowić będzie podstawę do obliczeń ustalających możliwości produkcyjne rotora Aeroceptor 450 – tabela 33.

Tabela 33. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Hel

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1856,6	2533,3	136

Źródło: Opracowanie własne

Obszary województwa pomorskiego to jedne z najkorzystniejszych obszarów pod względem warunków wietrzności w Polsce. Średnioroczna prędkość wiatru przyjęta dla Helu jest najwyższa spośród wszystkich tego typu parametrów użytych w niniejszych kalkulacjach. Skutkuje, więc, najwyższym stopniem pokrycia zapotrzebowania energetycznego i w przyjętym wariancie obliczeniowym pokrywa je w 136%. Podobnie jak w przypadku omówionych wcześniej Suwałk (Podlaskie), dalsze obliczenia należy potraktować dwutorowo. Z jednej strony zakładając, iż użytkownik mimo uzyskanej nadwyżki, wciąż pozostaje podmiotem podłączonym do krajowej sieci i ponosi związane z tym opłaty stałe, bądź staje się podmiotem niezależnym, całkowicie pokrywając swoje potrzeby z zastosowanego rotora wiatrowego. Oba warianty zawarte zostały w tabeli 34.

Tabela 34. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Hel

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
934,98	117,96 ¹	89
1052,94	0,00 ²	100

1 – opłata zawiera roczny koszt opłat stałych; 2 – wariant zakładający rezygnację z zewnętrznych dostaw energii

Źródło: Opracowanie własne

Zakładając wariant pozostania użytkownikiem krajowej sieci energetycznej, zredukowana wysokość opłat wyniesie 117,96 zł i stanowi jedynie część stałą opłat ponoszonych zgodnie z przyjętym taryfikatorem. W przypadku, gdy użytkownik mikro instalacji całkowicie pokryje swoje zapotrzebowanie z własnego źródła energii, uzyska oszczędność w kwocie 1052,94 zł, stanowiącej całość ponoszonych w ciągu roku kosztów zużycia energii elektrycznej.

Województwo śląskie

Liczba odbiorców energii elektrycznej w województwie śląskim wyniosło blisko 1458,9 tys. i wpłynęła na całkowite zużycie w ciągu roku 2013 wynoszące 2774,5 GWh.

Przeciętny odbiorca zużył w tym okresie około 1901,8 kWh energii elektrycznej, a przeciętny mieszkaniec 777,4 kWh energii [7]. Przybliżony roczny koszt zużycia energii elektrycznej zaprezentowany został w tabeli 35.

Tabela 35. Roczny koszt energii elektrycznej – Częstochowa

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1901,8	9,89	0,4678	1008,34

Źródło: Opracowanie własne

Za dostawę energii w regionie odpowiada firma Tauron, która prowadzi także sprzedaż energii elektrycznej odbiorcom wg taryfikatora przyjętego w prezentowanych obliczeniach. Obliczone w ten sposób roczne wydatki ponoszone przez przeciętnego odbiorcę na zużywaną energię elektryczną wynoszą 1008,34zł. W Częstochowie średnioroczna prędkość wiatru wynosi 3,5m/s [8]. Wartość ta posłuży określeniu możliwości produkcyjnych proponowanej instalacji – tabela 36.

Tabela 36. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Częstochowa

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1901,8	1312,5	69

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie zaproponowanego rotora w Częstochowie pozwoli na pokrycie 69% zapotrzebowania przeciętnego odbiorcy energii elektrycznej. Związane z tym oszczędności przedstawione zostały w poniższej tabeli 37.

Tabela 37. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Częstochowa

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
613,99	394,35	61

Źródło: Opracowanie własne

Przyjęte założenia pozwalają określić, w przypadku Częstochowy, stopień redukcji opłat ponoszonych na energię elektryczną na poziomie 61%. Osiągnięta w ten sposób redukcja wyniesie 613,99 zł w ciągu roku i obniży roczne wydatki do poziomu 394,35 zł.

Województwo świętokrzyskie

Szacuję się, iż liczba odbiorców energii elektrycznej w województwie świętokrzyskim wyniosła w roku 2013 blisko 233,9 tys. Zużyli oni w całkowitym wymiarze około 355,3 GWh energii elektrycznej w ciągu roku, co dało wskaźnik zużycia energii elektrycznej przypadający na jednego mieszkańca na poziomie 623,7 kWh oraz wskaźnik przeciętnego zużycia energii elektrycznej przypadającego na jednego odbiorcę na poziomie 1519,1 kWh w roku [7]. Oszacowany koszt rocznego zaopatrzenia w energię elektryczną ukazano w tabeli 38.

Tabela 38. Roczny koszt energii elektrycznej - Kielce

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1519,1	10,44	0,4818	857,18

Źródło: Opracowanie własne

Uwzględniając przeciętne zużycie energii elektrycznej w regionie oraz wysokości opłat ustalone wg taryfikatora firmy PGE, można ustalić wysokość rocznego kosztu zużycia energii elektrycznej płaconego przez przeciętnego odbiorcę na poziomie około 857,18 zł. W dalszych obliczeniach ilości energii elektrycznej wyprodukowanej przez turbinę Aerocopter 450 (tabela 39) posłużono się średnioroczną prędkością wiatru wynoszącą 2,6 m/s. Wielkość ta jest charakterystyczna dla Kielc [8].

Tabela 39. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Kielce

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1519,1	600	39

Źródło: Opracowanie własne

Średnioroczna prędkość wiatru charakterystyczna dla Kielc należy do jednych z niższych wartości występujących w przeprowadzanych kalkulacjach. Szacunkowo pokrycie potrzeb własnych odbiorcy energii wyniesie tutaj, dzięki zastosowaniu rotora Aerocopter 450,

około 39%. Pozwoli to na uzyskanie pewnego stopnia redukcji opłat dostaw energii od podmiotu zewnętrznego – tabela 40.

Tabela 40. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Kielce

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
289,08	568,10	34

Źródło: Opracowanie własne

Uzyskana w ten sposób korzyść ekonomiczna wyniesie 289,08 zł, co stanowi 34% ponoszonych wydatków na zużycie energii elektrycznej. Innymi słowy, zastosowanie rotora Aeroceptor 450 w Kielcach zredukuje ponoszone na dostawę energii elektrycznej wydatki do kwoty 568,10 zł w skali roku.

Województwo warmińsko-mazurskie

W 2013r. w województwie warmińsko-mazurskim odnotowano zużycie energii na poziomie 560,5 GWh, które rozłożyło się na 307,8 tys. odbiorców. Oznacza to, że przeciętny odbiorca użył w ciągu roku około 1820,9 kWh energii elektrycznej. Zużycie energii elektrycznej przypadające na jednego mieszkańca tego regionu wyniosło 653,0 kWh [7]. Ustalony roczny koszt zużycia energii elektrycznej w omawianym województwie zaprezentowany został w poniższej tabeli 41.

Tabela 41. Roczny koszt energii elektrycznej - Olsztyn

cena energii elektrycznej			
Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1820,9	9,89	0,4678	970,50

Źródło: Opracowanie własne

Jak wynika z zaprezentowanej tabeli koszt zużycia energii elektrycznej w regionie można oszacować na poziomie 970,50 zł, przy czym w przeprowadzonych obliczeniach uwzględniono taryfikator sprzedawcy energii elektrycznej – przedsiębiorstwa Tauron, które jest jednocześnie dostawcą energii w regionie. W dalszych obliczeniach posłużono się przykładem Olsztyna, gdzie średnioroczna prędkość wiatru wynosi 3 m/s [8] i stanowi podstawę ustalenia możliwości rotora Aeroceptor 450 do generowania energii elektrycznej – tabela 42.

Tabela 42. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Olsztyn

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1820,9	1000	55

Źródło: Opracowanie własne

Możliwy do uzyskania w Olsztynie stopień zaspokojenia własnego zapotrzebowania na energię elektryczną odbiorcy wyniesie w przybliżeniu 55%. Wygenerowana w ten sposób obniżka ponoszonych wydatków na energię elektryczną dostarczana z zewnątrz przedstawiona została w tabeli 43.

Tabela 43. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aeroceptor 450 – Olsztyn

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
467,80	502,70	48

Źródło: Opracowanie własne

Dzięki zastosowaniu turbiny wiatrowej w warunkach wietrzności charakteryzujących Olsztyn możliwe jest osiągnięcie obniżenia ponoszonych w ciągu roku wydatków na zużywaną energię elektryczną o 48%. Zredukowana opłata wyniesie w tym przypadku 502,70 zł, a więc będzie o 467,80 zł niższa niż w przypadku całkowitego zakupu energii od zewnętrznego dostawcy.

Województwo wielkopolskie

Całkowita liczba odbiorców energii elektrycznej w województwie wielkopolskim w roku 2013 szacowana jest na poziomie 730,1 tys. Odbiorcy ci zużyli w ciągu roku łącznie 1412,2 GWh energii elektrycznej, co dało zużycie przypadające na jednego odbiorcę w wysokości 1934,4 kWh w roku, natomiast na jednego mieszkańca wyniosło ono około 737 kWh [7]. Obliczone wydatki ponoszone przez przeciętnego odbiorcę energii elektrycznej w ciągu roku zawarte zostały w tabeli 44.

Tabela 44. Roczny koszt energii elektrycznej - Poznań

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1934,4	10,17	0,4359	965,24

Źródło: Opracowanie własne

Jak widać z przeprowadzonych obliczeń, w których uwzględnione zostały stawki firmy Enea, będącej dostawcą i sprzedawcą energii w województwie wielkopolskim, przybliżony roczny koszt zużycia energii elektrycznej płacony przez przeciętnego odbiorcę wyniósł około 965,24 zł. Poznań, który wybrano jako miasto przykładowe z obszaru województwa, charakteryzuje się wietrznością wyrażoną w średniorocznej prędkości wiatru na poziomie 4 m/s [8]. Prędkość ta stanowiła podstawę ustalenia możliwości produkcyjnych zaproponowanej instalacji wiatrowej – tabela 45.

Tabela 45. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 –Poznań

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1934,4	1642,9	85

Źródło: Opracowanie własne

Obszar województwa wielkopolskiego to obszar o stosunkowo korzystnej wietrzności. W przypadku średniorocznej prędkości wiatru występującej w Poznaniu, zastosowanie mikro instalacji wiatrowej pozwoli na pokrycie własnych potrzeb energetycznych w ok. 85%. Skutkuje to obniżką wydatków ponoszonych na dostawę energii ze źródeł zewnętrznych – tabela 46.

Tabela 46. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 –Poznań

korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
716,12	249,12	74

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie niezależnego źródła energii w postaci własnej mikro instalacji wiatrowej pozwoli w badanym przypadku na 74% obniżenie ponoszonych w skali roku wydatków na energię elektryczną. Obniżona w ten sposób opłata za energię wyniesie w Poznaniu 249,12 zł, czyli będzie niższa o 716,12 zł.

Województwo zachodniopomorskie

W województwie zachodniopomorskim całkowite zużycie energii elektrycznej szacowane jest, wg danych za 2013r., na poziomie 820,9 GWh, które rozkłada się na blisko

468,8 tys. odbiorców, dając przeciętne zużycie w wysokości 1751,1 kWh w roku. Na jednego mieszkańca zużycie to wyniosło około 694,7 kWh [7]. Wysokości kosztu zaopatrzenia w energię elektryczną oszacowano w tabeli poniżej – tabela 47.

Tabela 47. Roczny koszt energii elektrycznej - Szczecin

Zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	cena energii elektrycznej		
	miesięczna opłata stała [zł]	opłata zmienna [zł/kWh]	roczny koszt energii elektrycznej [zł]
1751,1	10,17	0,4359	885,34

Źródło: Opracowanie własne

Przybliżony roczny koszt wynikający ze zużycia energii elektrycznej w tym regionie to 885,34 zł. Dystrybucją i sprzedażą energii w regionie zajmuje się firma Enea, której taryfikator posłużył do sporządzenia powyższej kalkulacji. Generalnie województwo zachodniopomorskie charakteryzują się dobrymi warunkami wietrzności w skali krajowej. Średnioroczna prędkość wiatru w Szczecinie wynosi 3,9 m/s [8] i posłużyła sporządzeniu dalszych obliczeń przedstawionych w tabeli 48.

Tabela 48. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Szczecin

zużycie energii elektrycznej [kWh/odbiorca]	szacunkowa produkcja energii elektrycznej [kWh]	stopień pokrycia zapotrzebowania [%]
1751,1	1571,4	90

Źródło: Opracowanie własne

Zastosowanie instalacji Aerocopter 450 w Szczecinie pozwala na uzyskanie 90% zaspokojenia własnych potrzeb energetycznych przeciętnego odbiorcy. Pozwala to na uzyskanie dość znacznej redukcji opłat ponoszonych w ciągu roku na dostawę energii elektrycznej – tabela 49.

Tabela 49. Efekt ekonomiczny stosowania turbiny Aerocopter 450 – Szczecin

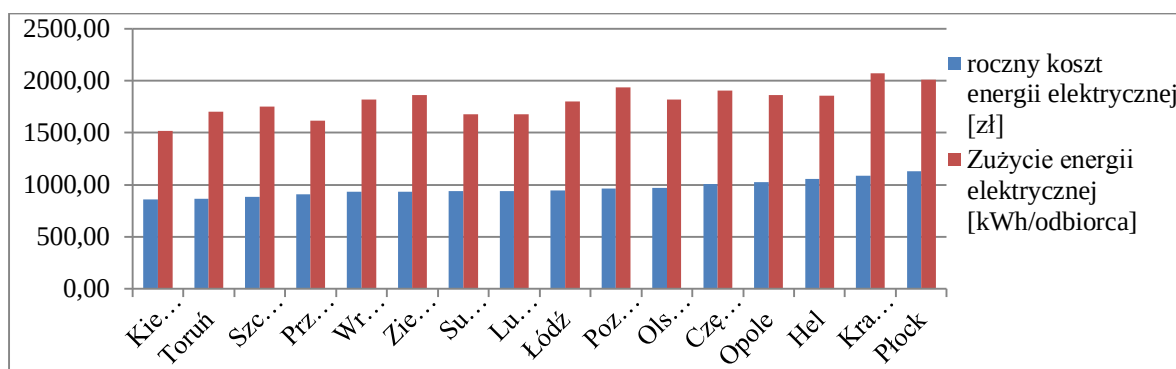
korzyść ekonomiczna [zł/rok]	zredukowana opłata za energię elektryczną [zł]	stopień redukcji opłat [%]
684,99	200,36	77

Źródło: Opracowanie własne

Wysokość zredukowanej opłaty za energię elektryczną wyniesie w tym przypadku 200,36 zł, czyli będzie o 77% niższa, niż w przypadku całkowitego zakupu energii elektrycznej od podmiotu zajmującego się jej obrotem. Skutkuje to osiągnięciem przez przeciętnego odbiorcę rocznej korzyści ekonomicznej wynoszącej 684,99 zł.

5. Podsumowanie

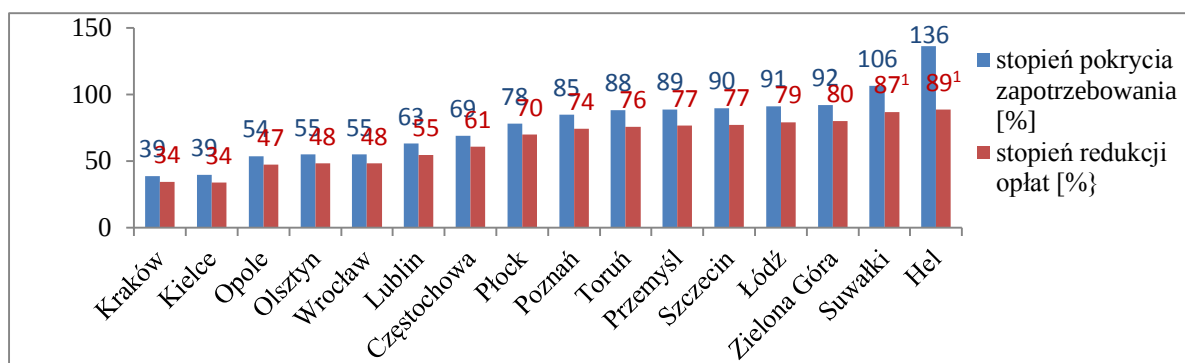
Przeprowadzona w poprzedzającym rozdziale analiza stosowalności mikro instalacji wiatrowej o pionowej osi obrotu do produkcji energii elektrycznej w różnych regionach Polski wymaga podsumowania w kilku płaszczyznach. Z jednej strony uwzględnia faktyczny koszt zużycia energii elektrycznej ponoszony przez jej przeciętnego odbiorcę (rysunek 10), z drugiej ukazuje w jak dużym stopniu zaproponowana instalacja Aerocopter 450, pokryje zapotrzebowanie energetyczne (rysunek 11), gdzie zasadnicze znaczenie ma warunkowana średnioroczną prędkością wiatru zdolność produkcyjna urządzenia, oraz ostatecznie, jaki wymiar ekonomiczny przyniesie zastosowanie wspomnianej instalacji – rysunek 12.



Rysunek 10. Koszt zużycia energii elektrycznej w poszczególnych miastach Polski

Źródło: Opracowanie własne

Jak wynika z zaprezentowanego wykresu ponoszony przez przeciętnego użytkownika koszt zaopatrzenia w energię elektryczną nie jest wprost proporcjonalny do występującego w poszczególnych miastach zapotrzebowania energetycznego wyrażonego w zużyciu energii elektrycznej. Sytuacja ta jest spowodowana występowaniem na rynku różnych podmiotów zajmujących się dostawą i sprzedażą energii elektrycznej wg ustalonych taryfikatorów. Spośród uwzględnionych miast Polski najwięcej za prąd płać mieszkańcy Płocka i Krakowa, gdzie występuję również najwyższe zużycie energii przypadające na jednego odbiorcę. Najmniej za użytkowaną energię elektryczną płać się w Toruniu i Kielcach, w których ponadto zużywa się najmniej energii elektrycznej.

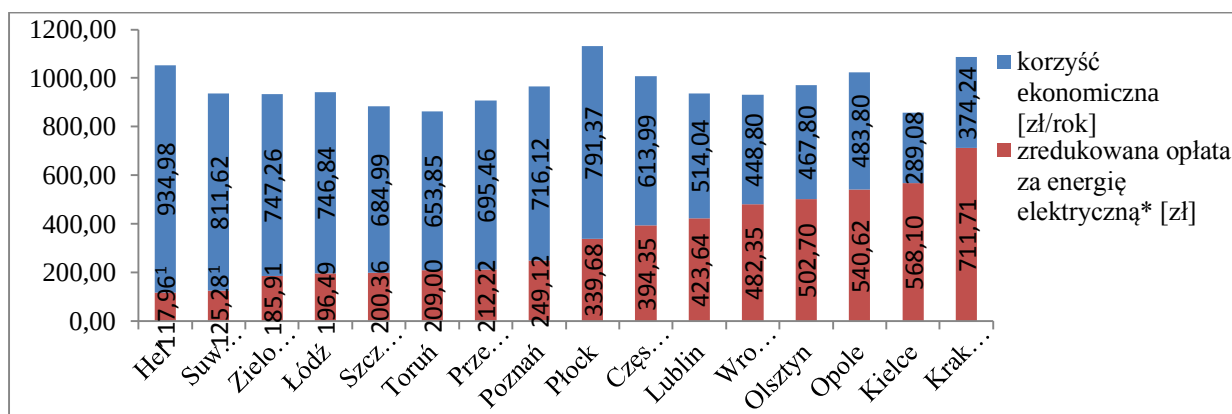


1 – dla wariantu zawierającego opłaty stałe wg taryfikatora sprzedawcy energii elektrycznej

Rysunek 11. Stopień pokrycia zapotrzebowania energetycznego oraz stopień redukcji

Źródło: Opracowanie własne

Stopień pokrycia własnych potrzeb energetycznych odbiorcy energii poprzez zastosowanie indywidualnego źródła energii w postaci rotora Aerocopter 450 rośnie wraz ze wzrostem średniorocznej prędkości wiatru występującym w danym mieście. Skutkuje to obniżką ponoszonych wydatków na zakup energii elektrycznej. Jak widać na przedstawionym wykresie zakres pokrycia potrzeb energetycznych mieścił się w granicach 39 – 136 %, przy czym eksploatacja turbiny wiatrowej jest najbardziej opłacalna w przypadku Suwałk i Helu, gdzie całkowicie pokrywa własne potrzeby energetyczne przeciętnego odbiorcy. Najmniej korzystnie przedstawia się sytuacja w przypadku Krakowa oraz Kielc, gdzie szacowana zdolność produkcyjna urządzenia nie wystarczy do pokrycia połowy występującego w tych miastach zapotrzebowania na energię elektryczną.



1 – dla wariantu zawierającego opłaty stałe wg taryfikatora sprzedawcy energii elektrycznej

Rysunek 12. Wygenerowana korzyść ekonomiczna i wysokość zredukowanych opłat

Źródło: Opracowanie własne

Jak widać na rysunku 12, zastosowanie turbiny pozwala na znaczne obniżenie wydatków ponoszonych na zużywaną energię elektryczną w każdym z badanych miast Polski.

Uzyskane w ten sposób zmniejszenie kosztów stanowi korzyść ekonomiczną dla potencjalnego użytkownika instalacji wiatrowej. Dzięki jej eksploatacji najmniejsze opłaty za energię elektryczną i jednocześnie najwyższe uzyskane korzyści ekonomiczne wystąpią w przypadku Helu i Suwałk, gdzie poniesiony koszt stanowić będzie jedynie część stałą opłat za energię elektryczną, bądź zniknie całkowicie, w sytuacji pełnej niezależności odbiorcy od krajowej sieci energetycznej. Najwięcej za energię elektryczną trzeba będzie zapłacić w Krakowie i Kielcach, gdzie uzyskuje się najmniejszą redukcję ponoszonych na energię elektryczną wydatków.

6. Wnioski

1. Zastosowanie rotora wiatrowego typu Aerocopter 450 pozwala w znacznym stopniu, bądź całkowicie, pokryć potrzeby energetyczne użytkownika instalacji.
2. Zaproponowana instalacja wiatrowa wpływa na redukcję ponoszonych wydatków związanych z zakupem energii elektrycznej od zewnętrznego podmiotu.
3. Koszt zaopatrzenia odbiorcy w energię elektryczną w różnych regionach Polski nie jest wprost proporcjonalny do ilości zużywanej przez niego energii.
4. Stopień redukcji kosztów zużycia energii elektrycznej nie jest wprost proporcjonalny do stopnia pokrycia zapotrzebowania energetycznego przez turbinę wiatrową, ze względu na fakt występowania opłat stałych niezależnych od ilości konsumowanej energii elektrycznej.

Literatura

1. Tytko R., *Odnawialne źródła energii*, OWG, Warszawa, 2009.
2. <http://www.imgw.pl/>
3. Niedziółka D., *Rynek energii w Polsce*, Wyd.Difin, Warszawa 2010.
4. <http://www.rynek-energii-elektrycznej.cire.pl/>
5. Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 14 grudnia 2000r. w sprawie szczegółowych zasad kształtowania i kalkulacji taryf oraz zasad rozliczeń w obrocie energią elektryczną
6. <http://www.mg.gov.pl/>
7. Rocznik Statystyczny Województw, Główny Urząd Statystyczny, Warszawa 2014.
8. Boczar T., *Energetyka wiatrowa. Aktualne możliwości wykorzystania*, Wydawnictwo Pomiarów Automatyka Kontrola, Warszawa, 2008.

mgr inż. Aleksandra Bąk¹, dr hab. inż. Leszek Opyrchal, prof. AGH
AGH Akademia Górniczo – Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie
al. A. Mickiewicza 30, 30 – 059 Kraków
e-mail: ¹aleksandra.bak89@gmail.com

Ocena wpływu nowatorskiej metodyki określania naprężeń ścinających na ekonomiczny aspekt budowy kanałów wielodzielných

Słowa kluczowe: *Naprężenia ścinające, samooczyszczanie, kanały ściekowe, korozja siarczanowa.*

Streszczenie: Norma EN 752:2008 wdrożona do prawa krajowego reguluje podstawowe kwestie dotyczące projektowania, eksploatacji, monitoringu oraz renowacji systemów kanalizacyjnych, pozostawiając przy tym dużą swobodę w kwestii wyboru metody projektowania. Jednym z najistotniejszych zaleceń regulowanych przez normę jest dobór spadków kanałów grawitacyjnych w oparciu o wartości naprężeń ścinających. Pomimo tego wskazania, regulacja prawna nie rozwiązuje kwestii sposobu określania naprężeń ścinających koryt wielodzielných, stąd też w ramach proponowanego przez normę sposobu oceny parametrów także spotykamy się z różnorodną metodyką obliczeń oraz opiniami. Naprężenia ścinające, jako siła styczna do powierzchni zależą bezpośrednio od promienia hydraulicznego, a więc pośrednio od objętości medium. Dlatego też poddano analizie wartości naprężeń ścinających na granicy kanał – ściek określanych jako średnie wartości ważone, zależne od pola powierzchni przekroju poprzecznego oraz minimalnej długości, na jakiej analizowany był przepływ. Ocenia się iż proponowana metodyka różnicowania wpływu poszczególnych części koryta na wartość średniego naprężenia ścinającego, pomimo iż obciążona jest przybliżeniem związanym z posługiwaniem się wartością średnią jest dokładniejsza, niż metodyka pierwotnie stosowana. Zwiększenie dokładności znajdzie swoje bezpośrednie odzwierciedlenie między innymi w kosztach budowy kanałów grawitacyjnych. Należy jednak pamiętać, iż problematyka projektowania parametrów kanalizacji nie jest jedynie zagadnieniem natury technicznej, dotyczy ona także kwestii ochrony środowiska oraz zdrowia.

1. Wstęp

Podstawowym założeniem projektowym kanałów grawitacyjnych jest zapewnienie możliwości odprowadzania maksymalnych rocznych natężenia przepływu ścieków. Taką funkcjonalność kanałów osiąga się poprzez właściwy dobór parametrów określony w oparciu o prędkości graniczne, prędkości unoszenia, wzory empiryczne czy też średnie naprężenia ścinające. Znaczna część przytoczonych metod skupia się na określeniu spadku ułożenia kanału, jako najistotniejszego parametru charakteryzującego kanały grawitacyjne. Spadek ten w dużym stopniu decyduje o prędkości przepływu panującej w kanale. Niestety większość metod nie uwzględnia między innymi wpływu promienia hydraulicznego, który w istotny sposób wpływa na reżim ruchu panujący w kanale. W związku z tym, nietrudno jest stwierdzić, iż każda z przytoczonych metod obciążona jest licznymi przybliżeniami dla celów

projektowych, sytuacja ta powoduje, że w praktyce inżynierskiej nie ocenia się rzeczywistych warunków panujących w kanale.

Dodatkowym utrudnieniem jest nie zawsze sprzyjająca morfologia terenu, która wpływa na dobór parametrów kanalizacji, w szczególności spadku, który to jest bagatelizowany, gdy przemawiają za tym aspekty ekonomiczne. Działania takie sprzyjają szeregowi niekorzystnych zjawisk, takich jak: zaleganie oraz zagniwanie osadów na dnie kanału niosąc za sobą problemy natury ekologicznej oraz ekonomicznej. Do głównych z całą pewnością można zaliczyć: zagrożenia sanitarne oraz nagromadzenia siarkowodoru, przyczyniające się do występowania korozji siarczanowej elementów betonowych oraz żelbetowych, czy też korozję węglanową. Aby uniknąć przytoczonych sytuacji konieczne jest podjęcie działań ograniczających zjawisko akumulacji osadów ściekowych w kanałach. Rozwiązania te w przypadku sieci już istniejących obejmują okresowe oczyszczanie mechaniczne instalacji, renowacje, czy też wymianę elementów, zaś działania optymalizujące stanowią dobór materiałów i parametrów na etapie projektowania sieci. Najważniejszymi jest określenie optymalnej wartości spadku oraz prawidłowa wentylacja kanałów uniemożliwiająca w przyszłości akumulację osadów. Sposób projektowania kanałów ściekowych reguluje norma PN: EN: 752: 2008 „Zewnętrzne systemy kanalizacyjne”. Dotychczas kanały grawitacyjne najczęściej projektowano na podstawie prędkości granicznych, jednak wraz z wdrożeniem europejskiej normy EN 752:2008 uregulowana została część kwestii dotyczących nie tylko projektowania, ale także eksploatacji, monitoringu oraz renowacji kanałów[1]. Norma wskazuje na słuszność projektowania z uwzględnieniem spadków zapewniających powstanie naprężeń ścinających minimalizujących gromadzenie się osadów. Jak już wspomniano regulacja prawna pozostawia dużo swobody, stąd w licznych opracowaniach naukowych przedstawione są różne metody projektowania kanalizacji grawitacyjnej, wiele z nich zgodnie z sugestią skupia się na określaniu naprężeń ścinających w kanałach. Temat taki podjęty został także w niniejszym artykule, jest to istotny problem nie tylko z punktu widzenia techniki inżynierskiej, ale także z perspektywy ochrony środowiska. Niestety z wielu względów nie można zaprojektować kanału zupełnie eliminującego problem zalegania osadów, jednak warto dołożyć wszelkich starań, aby świadomie ograniczać to zjawisko. Proponowane rozwiązanie stanowi uzupełnienie dotychczas stosowanych metod określania parametrów kanałów grawitacyjnych w oparciu o wspomniane naprężenia.

2. Projektowanie kanalizacji ściekowej

2.1. Problematyka ogólna

Właściwy dobór parametrów ułożenia kanałów ściekowych ma ogromne znaczenie, gdyż niezadowalający stan sieci kanalizacyjnych wiąże się zwykle z dużymi obciążeniami finansowymi oraz potencjalnym zagrożeniem stanu środowiska naturalnego. Jednymi najpowszechniejszych problemów są zaburzenia funkcjonalności kanalizacji na skutek pogarszających się warunków transportu ścieków oraz osadów kanalizacyjnych. Tworzenie się złoża osadowego powoduje zmniejszenie powierzchni czynnej kanału, a tym samym ograniczenie przepustowości fragmentu sieci oraz zwiększenie oporów ruchu. Poważniejsze uszkodzenia sieci kanalizacyjnych mogą nastąpić na skutek starzenia się materiału, z jakiego wykonano elementy sieci, błędnie dobranych spadków minimalnych, niedostatecznej wentylacji wewnętrznej sieci, nieszczelności połączeń czy też nadmiernych statycznych lub dynamicznych obciążeniem gruntu. Wspomniane uszkodzenia mogą powodować infiltrację wód gruntowych do wnętrza kanału, eksfiltrację ścieków do gruntu, niebezpieczne osłabienie gruntu wokół kanału, korozję siarczanową, namnażanie się bakterii i mikroorganizmów, itp. Oczywistym stwierdzeniem jest, iż wskazane problemy związane z eksploatacją kanałów ściekowych znajdują poważne konsekwencje zarówno w stanie środowiska naturalnego, jak i w komforcie życia użytkowników.

2.1.1. Komfort życia

Jak już wspomniano, uszkodzenia sieci kanalizacyjnej niekorzystnie wpływają na komfort życia użytkowników. Zaprojektowanie kanałów o niewłaściwym spadku skutkuje powstaniem w sieci prędkości nie zapewniających minimalizacji zalegania osadów ściekowych. Odkładające się osady ściekowe w znacznym stopniu zmniejszają powierzchnię czynną kanału oraz jego przepustowość. Efektem tego zjawiska jest zmniejszenie funkcjonalności sieci. Dodatkowo zalegające osady ściekowe, jako nagromadzona materia organiczna ulega różnorodnym procesom, w tym procesom gnilnym, którym towarzyszy wydzielanie siarkowodoru o nieprzyjemnym zapachu, zmniejszającą komfort życia użytkowników. W przypadku kanałów ogólnospławnych powstaje także problem związany z nagromadzeniem osadów oraz występowaniem przelewów burzowych. Istnieje w ten sposób ryzyko, iż przy zwiększonym natężeniu przepływu nagromadzone osady ściekowe mogą zostać wypłukane, stanowiąc poważne zagrożenie sanitarne.

2.1.2. Stan środowiska

Właściwy dobór parametrów sieci ma głównie uniemożliwić zaleganie osadów ściekowych. Jest to silnie związane między innymi z licznymi przemianami biochemicznymi zachodzącymi w kanałach. W pracy skupiono się na problemie zalegania oraz zagniwania osadów, jako przyczynie niszczenia sieci, a więc występowaniu korozji siarczanowej. Proces zagniwania nagromadzonej materii organicznej oraz niedostateczna wentylacja wewnętrzna skutkują powstaniem w kanałach lotnych substancji, takich jak siarkowódór, organiczne związki siarki czy lotne kwasy. W wyniku tych procesów powstaje środowisko sprzyjające rozwojowi bakterii z rodziny Thiobacillus. Intensyfikacja namnażania się tych mikroorganizmów przyczynia się do utleniania siarkowodoru do postaci siarki, która następnie jest przekształcana do kwasu siarkowego przez bakterie z wspomnianej rodziny Thiobacillus. Przemiany te skutkują spadkiem odczynu pH. Z wykonanych badań wynika, że zawartość siarczanów w osadach zawierają 2.8%, zaś pH – 3.7 [2]. Kondensat kwasu siarkowego łącząc się z wodorotlenkiem wapnia tworzy siarczan wapnia, czyli gips, który następnie krystalizuje w obecności wody, czego efektem jest zwiększenie objętości o 130%. Kolejno gips łączy się z glinianem trójwapniowym tworząc sól Candolta, która z kolei zwiększa swoją objętość dwukrotnie. Gips oraz wspomniana sól podlegając dalszym przekształceniom powodują powstanie naprężeń wewnętrznych, pękanie struktur betonu, a tym samym jego nieodwracalną destrukcję. Szybkość, z jaką przebiega proces korozji betonu zależy także od porowatości i szczelności betonu, a więc jego jakości.

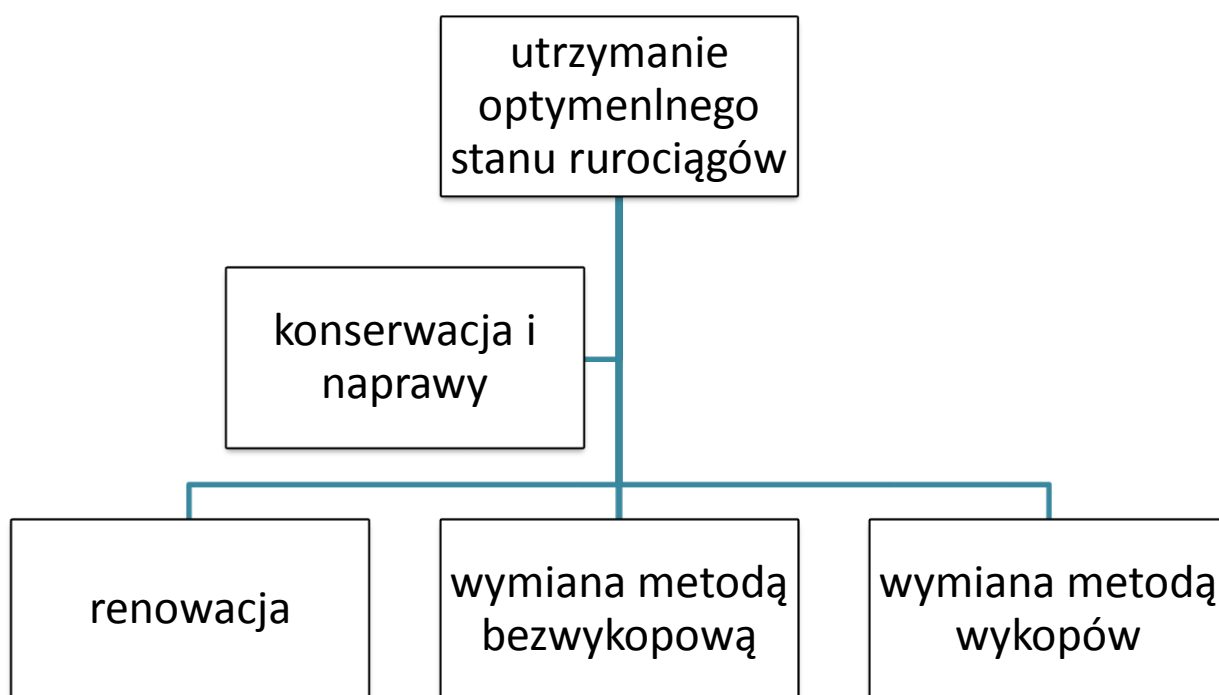
Przebieg procesu korozji siarczanowej jednoznacznie wskazuje na generowanie dodatkowych kosztów eksploatacji i modernizacji, dlatego tak ważne jest przeciwdziałanie temu zjawisku. W ramach nich proponuje się szereg działań obejmujących: okresowe oczyszczanie kanałów z zalegających osadów, zwiększanie aeracji ścieków, podwyższanie odczynu ścieków, poprawę przewietrzania, a tym samym zmniejszanie stężenia siarkowodoru oraz ograniczanie skraplania się pary wodnej oraz stosowanie materiałów odpornych na korozję siarczanową na etapie projektowania.

2.2. Renowacje, modernizacje, naprawy sieci

Dobór parametrów sieci kanalizacyjnej nie jest łatwy ze względu na konieczność zaspokojenia aspektów funkcjonalności przy minimalizacji kosztów zarówno budowy jak i eksploatacji sieci. W przypadku, gdy zostaje zachwiana funkcjonalność sieci kanalizacyjnej, jest ona nadmiernie kapitałochłonna, energochłonna, bądź też zagraża środowisku naturalnemu konieczna jest modernizacja jej elementów. Do najczęstszych

przyczyn wymagających działań naprawczych należą: wadliwe rozwiązania techniczne, gromadzenie się osadów ściekowych, wzrost oporności kanałów, uszkodzenia elementów czy też infiltracja i eksfiltracja na skutek nieszczelności połączeń elementów.

Prowadzone działania naprawcze mają na celu nie tylko poprawę aktualnego stanu sieci, ale także zwiększenie niezawodności oraz zabezpieczenie przed powtórными uszkodzeniami sieci. Renowacje mogą być przeprowadzone metodami bezwykopowymi, bądź wymagającymi wykonania wykopów.



Rysunek 1. Metody rehabilitacji rurociągów

Źródło: Ocena kosztów renowacji i wymiany rozdzielczej sieci wodociągowej [3]

W każdym z przypadków działania naprawcze stanowią dodatkowy koszt eksploatacyjny oraz są uciążliwe dla użytkowników i okolicznych mieszkańców. Do metod nie wymagających wykonywania wykopów zalicza się najmniej inwazyjne oczyszczanie mechaniczne z zalegających osadów ściekowych czy też pokruszonych fragmentów kanału. Dalszymi działaniami w ramach renowacji bezwykopowej jest wykonanie powłok uszczelniająco – wzmacniających czy też rekonstrukcje elementów sieci. Do najtrudniejszych, najbardziej kosztownych i niekorzystnych należą sytuacje wymagające wymiany przewodu. Tak jest między innymi w przypadku drastycznego zmniejszenia wytrzymałości ścian kanału, uniemożliwiającego poddaniu go zabiegom mechanicznego

oczyszczania. Wymianę elementów przewodów wykorzystuje się również w przypadku, gdy rozbudowa sieci powoduje, że kanał nie jest w stanie przeprowadzić zwiększonego natężenia ścieków bądź też przy wystąpieniu deformacji profilu podłużnego kanału na skutek nieprzewidzianych obciążeń dynamicznych. W takich przypadkach często aspekty ekonomiczne przemawiają za budową nowego oraz odcięciem pierwotnego kanału.

Należy dodatkowo pamiętać, iż odnowa kanałów prowadzona metodą bezwykopową umożliwia zwiększenie trwałości kolektora jedynie do pewnego stopnia, nie eliminując przy tym wszystkich skutków nieprawidłowej eksploatacji obiektów. Przykładem takich działań może być odbudowa nieszczelnej izolacji wewnętrznej, eliminująca problem eksfiltracji ścieków do gruntu. Działania takie nie powstrzymują jednak wpływu wód gruntowych na zewnętrzne części sieci, a więc nie eliminują problemu niszczenia elementów żelbetowych skracając tym samym ich żywotność oraz zmniejszając parametry wytrzymałościowe sieci. Inaczej jest w przypadku działań podejmowanych w otwartych wykopach. Ze względu na dodatkowe prace renowacji tego typu wymagają znacznie większych nakładów finansowych. Jednakże w przeciwieństwie do metod bezwykopowych, prace prowadzone w wykopie stanowią znacznie trwalsze rozwiązanie, potrafią wyeliminować większość nieprawidłowości, a zatem przedłużają funkcjonalność kanałów.

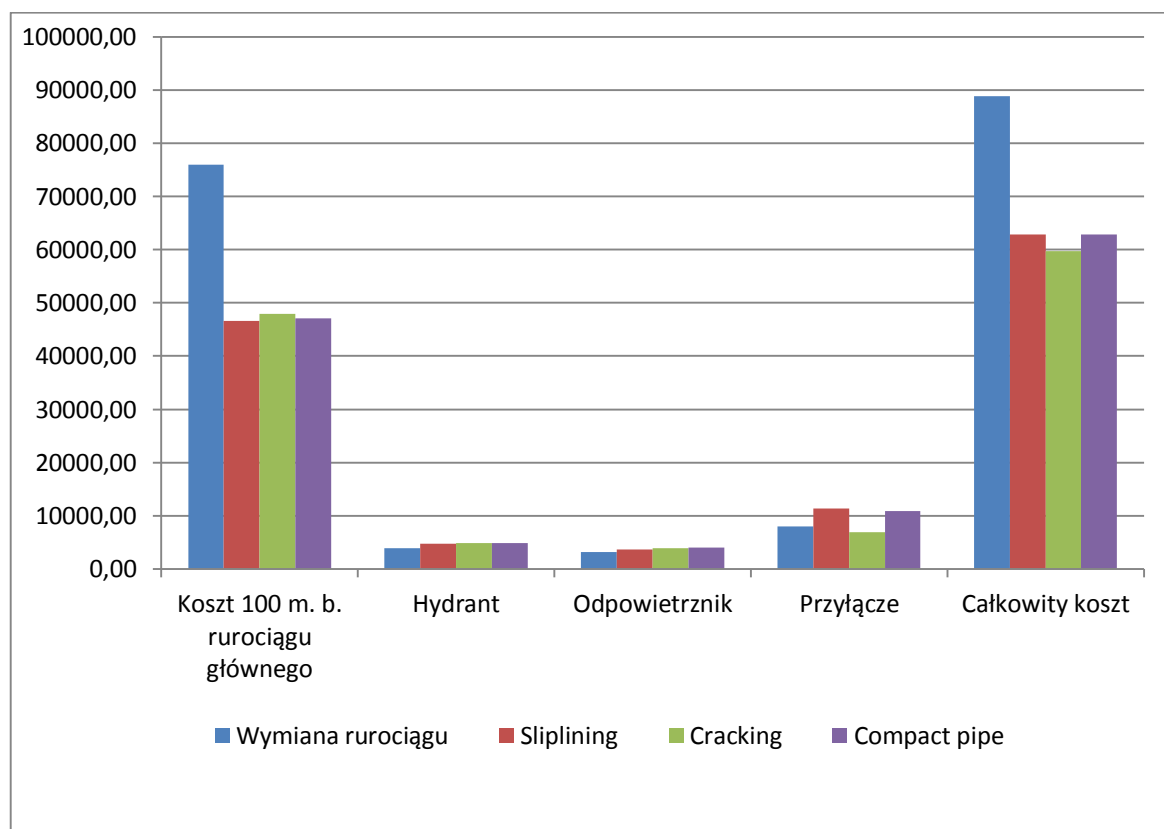
2.3. Koszt renowacji

Wszelkie działania renowacyjne stanowią dodatkowe obciążenie finansowe, jednak przeważającą część kosztów całkowitych stanowią koszty budowy sieci. Na koszty eksploatacji wpływ ma szereg czynników, takich jak rodzaj ścieków, podstawowe parametry kanału czy też materiał, z jakich zbudowano kolektor. Dodatkowo ze względu na szerokie spektrum czynników wpływających na uszkodzenia sieci kanalizacyjnej brak jest wiarygodnych danych pozwalających na szacowanie kosztów eksploatacji sieci uwzględniając przy tym koszty modernizacji oraz utrzymania należytego stanu sieci. Dlatego też obecnie koszty eksploatacji układów kanalizacyjnych określa się proporcjonalnie do kosztów budowy sieci. Wartość budowy sieci kanalizacyjnej wyraża się za pomocą funkcji aproksymującej, zależnej od długości odcinka. Przy czym na koszt jednostkowy wpływ mają podstawowe parametry kanałów, takie jak: średnie zagłębienie dna oraz średnica kanału.

Tabela 1. Koszty wybranych metod renowacji

L. p.	Metoda	Koszt 100 m. b. rurociągu głównego	Hydrant	Odpowietrznik	Przyłącze	Całkowity koszt
1.	Wymiana rurociągu	75 929.00	3 898.08	3 153.99	7 990.01	88 817.08
2.	Sliplining	46 655.86	4 819.51	3 694.75	11 394.53	62 869.90
3.	Cracking	47 968.77	4 888.61	3 887.07	6 882.83	59 740.21
4.	Compact pipe	47 080.90	4 840.90	4 096.86	10 951.33	62 873.13

Źródło: Ocena kosztów renowacji i wymiany rozdzielczej sieci wodociągowej [3]

**Rysunek 2. Zestawienie kosztów wybranych metod renowacji**

Źródło: Ocena kosztów renowacji i wymiany rozdzielczej sieci wodociągowej [3]

Niezadowalający stan krakowskich kolektorów, będących przedmiotem niniejszej analizy spowodował konieczność ich renowacji. W przypadku kanałów tych za najkorzystniejsze uznano zastosowanie bezwykopowej metody reliningu połączone

z zastosowaniem płytek bazaltowych oraz wzmocnieniem panelami żywicznymi z włóknem szklanym. Zastosowana metoda reliningu polegała na wprowadzeniu na prostych odcinkach istniejącego kanału nowego przewodu o mniejszym przekroju. Z kolei na ostrych łukach kanału wykorzystano jak wzmocnienie płytki bazaltowe.

2.4. Dotychczasowa metodyka oceny naprężeń ścinających kanałów ściekowych

Pod pojęciem doboru parametrów kanałów ściekowych rozumie się określenie wymiarów elementów oraz oszacowanie prędkości panującej wewnątrz sieci. Wspomniana prędkość ma na celu zapewnienie minimalizacji zalegania osadów, a zatem dobór spadku w sposób umożliwiający spełnienie warunku przekroczenia raz na dobę wartości naprężeń ścinających na granicy kanał - ścieki. Spełnienie tego wymagania niestety jest niewystarczające, projektowanie sieci kanalizacyjnej wymaga uwzględnienia wielu czynników, takich jak chociażby zapewnienie właściwej wentylacji wewnątrz kanału. Dla potrzeb praktyki inżynierskiej obliczenia hydrauliczne kanałów ściekowych zostały znacznie uproszczone. Jednym z przybliżeń jest uwzględnienie stałego natężenia przepływających ścieków. Podobnie zakłada się jednolitość parametrów kanałów, takie jak szorstkość czy spadek. Wszystkie te uproszczenia sprowadzają się do przyjęcia założeń ruchu ustalonego, który w rzeczywistości występuje jedynie na bardzo niewielkich odcinkach kanału. Świadomość tego typu założeń powoduje, że obliczenia hydrauliczne prowadzone są na podstawie maksymalnej wartości natężenia przepływu panujących w dolnych częściach analizowanego odcinka. Efektem tego zabiegu jest przewymiarowanie górnej części kolektora ściekowego oraz zawyżenia wartości obliczonej prędkości przepływu.

Zapewnienie funkcjonalności projektowanej sieci nie może odbywać się bez analizy finansowej planowanego przedsięwzięcia. Na koszty budowy sieci kanalizacyjnej ma wpływ zagłębienie kanału oraz wielkość spadku z jakim jest projektowany. Jak widać właściwy dobór parametrów kanałów nie jest prosty, gdyż musi uwzględniać nierównomierność natężenia przepływu, minimalizację zagrożenia gromadzenia się osadów ściekowych, utrzymanie dobrego stanu elementów i in. Stając w obliczu wspomnianych problemów nasuwa się pytanie czy dokładniejsze obliczenia hydrauliczne pomogłyby rozwiązać znaczną część problemów. Omówione metody opierające się głównie na uwzględnieniu „właściwej” prędkości, która ma zapewnić odpowiednie naprężenia ścinające powodujące samooczyszczanie kanałów, nie uwzględniają rzeczywistych sił działających na granicy kanał ściek. Kwestie zarówno projektowania, jak i monitoringu, eksploatacji oraz renowacji sieci kanalizacyjnej reguluje norma PN: EN: 752: 2008 „Zewnętrzne systemy kanalizacyjne”.

Stanowi ona pierwszy akt prawny w Polsce, który reguluje dobór parametrów systemów kanalizacyjnych na podstawie wartości naprężeń ścinających działających pomiędzy powierzchnią kanału i przepływającymi ściekami. Metoda ta jest także tematem podjętym w niniejszej analizie.

2.5. Określanie naprężeń ścinających

Znaczenie naprężeń ścinających w doborze parametrów kanałów ściekowych jest oczywiste. Jak wspomniano w poprzednich rozdziałach, głównym zadaniem kanalizacji ściekowej jest zapewnienie możliwości odprowadzania maksymalnych rocznych natężeń przepływu. Dobór parametrów uzależnia się w dużej mierze od prędkości przepływu ścieków, a więc pośrednio od spadku, z jakim ułożone zostały elementy oraz chropowatości wewnętrznej kanału. Te z kolei skutkują powstawaniem sił stycznych na granicy kanału i ścieków. Siły te w analizie uproszczone zostały do naprężeń stycznych panujących na granicy kanału i ścieków. Zgodnie z przytoczoną normą dobór parametrów kanałów ściekowych w oparciu o analizę tych sił jest bardziej precyzyjny, co pozwala na większą kontrolę projektową.

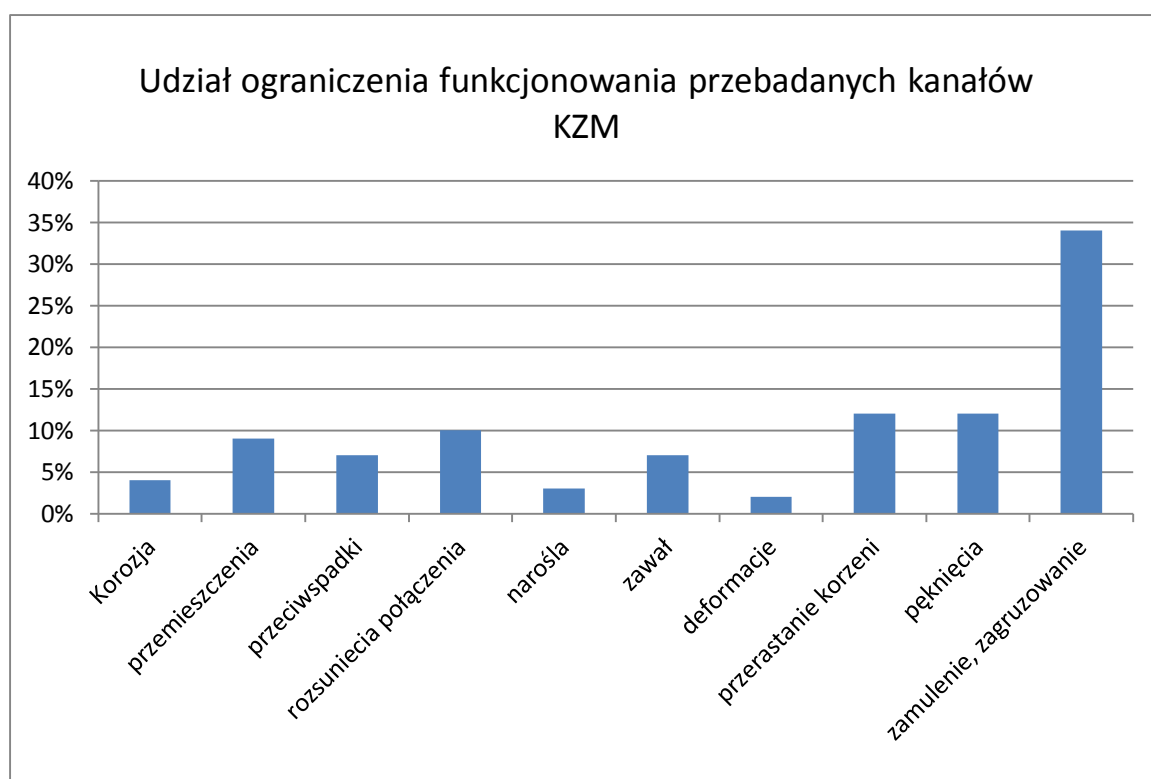
Naprężenia ścinające, jako siła styczna zależą od parametrów przepływających ścieków oraz rodzaju ścian ograniczających. Niestety i w tym wypadku potrzebujemy oszacowania wartości średniej naprężeń ścinających na granicy kanału i ścieków, ponieważ obliczanie wartości naprężeń na granicy kanału byłoby z punktu widzenia praktyki inżynierskiej zbyt skomplikowane.

W przypadku koryt jednodzielných nie występował problem szacowania wartości średniej, niestety sprawa komplikuje się w sytuacji koryt wielodzielných, za które trzeba uznać kanały ściekowe wyposażone w kinety. W tym przypadku w dotychczasowych analizach przyjmowano średnią naprężeń dla koryta głównego oraz koryt zalewowych bez uwzględniania ich udziału.

3. Obszar i metodyka badań

3.1. Obszar badań

W niniejszym artykule poddano analizie krakowskie kanały zaprojektowane na początku XX wieku. Kolektory sieci grawitacyjnej wyposażone zostały w kinety, gdyż istniało poważne zagrożenie odkładaniem się osadów przy niskich natężeniach przepływu. Krakowska sieć kanalizacyjna zbudowana jest w 37% z betonu, z żelbetu w 36% oraz w 16% z kamionki. PCW, żeliwo oraz cegła kanalizacyjna stanowią znacznie mniejszy udział [2]. Znaczący udział betonu w strukturze sieci kanalizacyjnej miasta zwiększa zagrożenie korozją siarczanową.



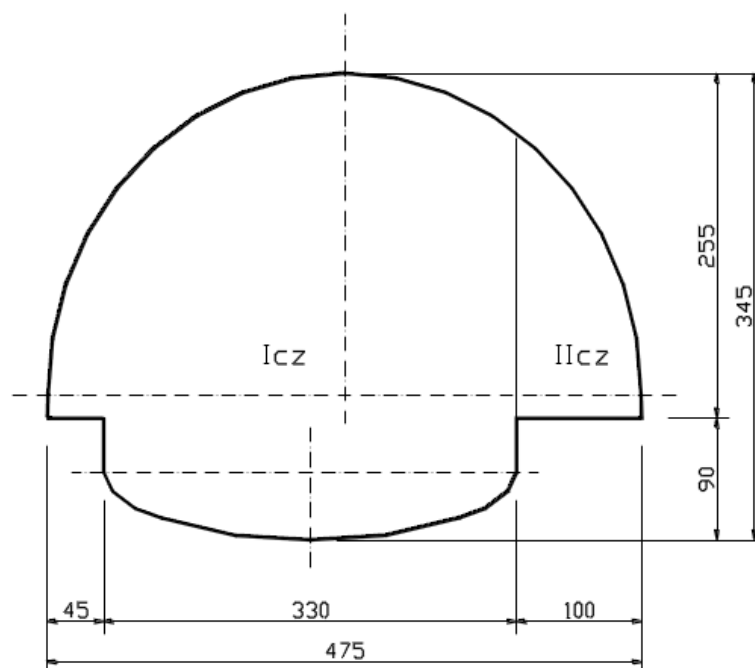
Rysunek 3. Przyczyny ograniczenia funkcjonowania kanałów KZM

Źródło: Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko [2]

Rozwój miasta oraz budowa nowoczesnej oczyszczalni ścieków Kujawy, wymagają rozbudowy głównych kolektorów ściekowych miasta. Kolektor LWS (Rys. 4) ułożony został pod dnem Wisły, nieopodal stopnia wodnego Dąbie, po czym łączy się z kolektorem PWS (Rys. 5). Połączone kolektory przechodzą w Kolektor Płaszowski, który następnie kieruje się do oczyszczalni ścieków.

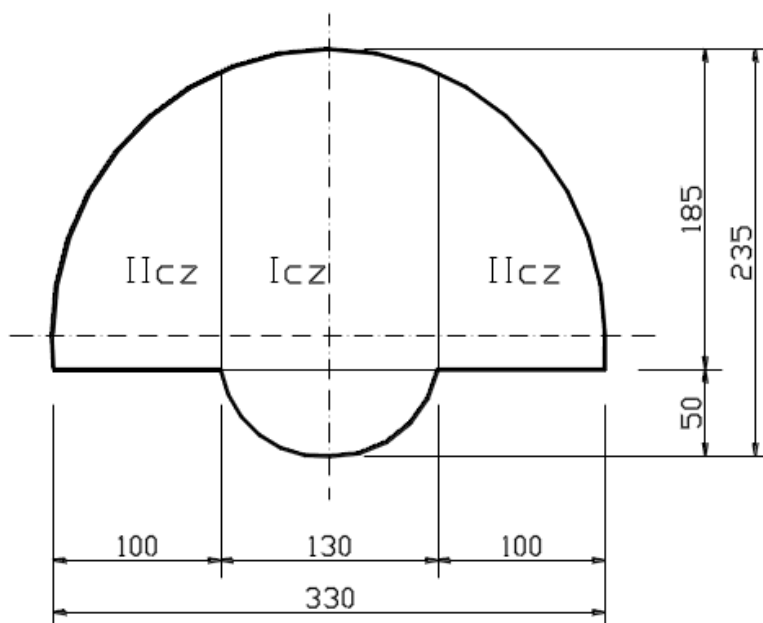
Schematyczne wymiary kanału lewobrzeżnego – LWS1 przedstawione zostały na rysunku 4, kanał ten ułożony jest ze spadkiem 0,47. Kanał prawobrzeżny - PWS3 ułożony

został ze spadkiem 0,5, jego podstawowe wymiary to 300 cm szerokości oraz 235 cm wysokości (Rys. 5). Kolektor Płaszowski o wymiarach 450 x 400 cm ułożony został ze spadkiem 0,4 ‰.



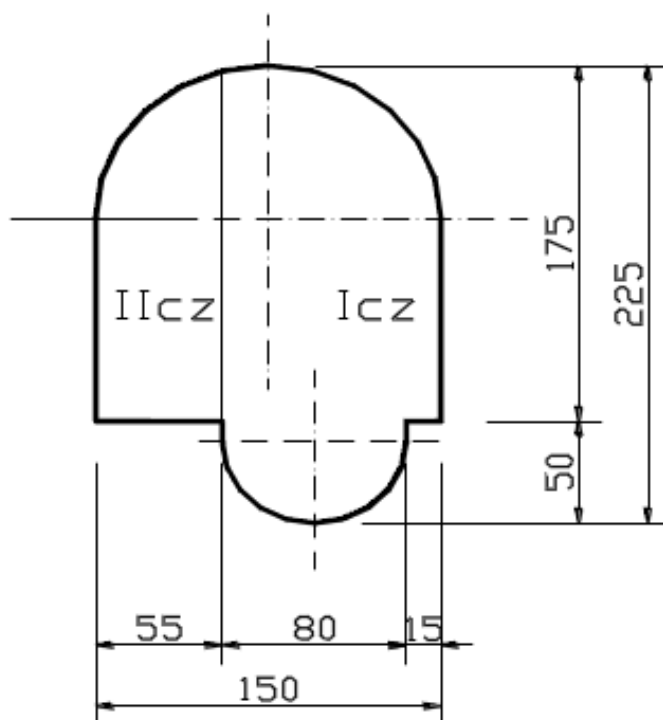
Rysunek 4. Schemat przekroju pionowego kanału LWS1

Źródło: Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko [2]



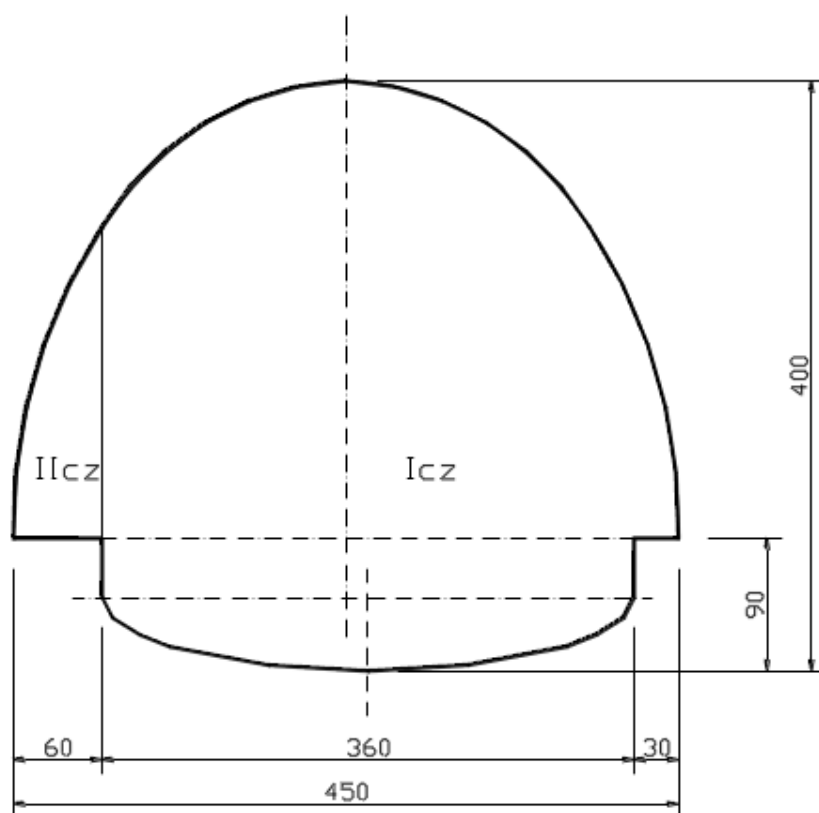
Rysunek 5. Schemat przekroju pionowego kanału PWS3

Źródło: Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko [2]



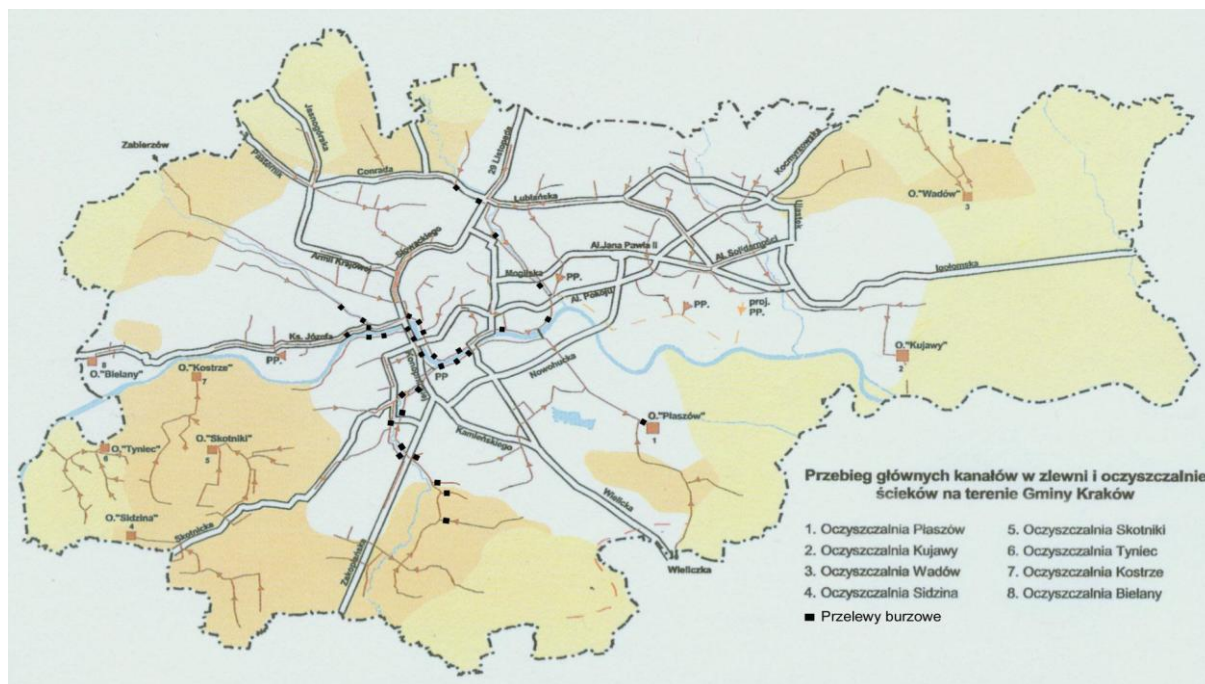
Rysunek 6. Schemat przekroju pionowego kanału PWS P6

Źródło: Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko [2]



Rysunek 7. Schemat przekroju pionowego Kolektora Płazowskiego

Źródło: Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko [2]



Rysunek 8. Mapa głównych kanałów ogólnospławnych miasta Krakowa według MPWiK z naniesionymi przelewami burzowymi

Źródło: Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko [2]

Przedstawiona sytuacja sieci krakowskiej poddana została ocenie stanu, która jednoznacznie wykazała nieprawidłowości zarówno w stanie elementów, jak i w sposobie funkcjonowania. Sytuacja ta przyczyniła się do wdrożenia metody oceny naprężeń ścinających pierwotnie testowanej w kanałach wielodzielnych na uproszczonych przykładach. Wyniki analizy przedstawione zostały w artykule „Nowatorska metodyka określania naprężeń ścinających kanałów wielodzielnych, samooczyszczanie kanałów ściekowych” [4]. Metodyka jest adekwatna do przedstawionej sytuacji kanałów krakowskich, gdyż wyposażone są one w kinety co sprawia, że należy traktować jako wielodzielne.

3.2. Nowa metoda

Zgodnie z przytoczoną normą zaczyna dominować pogląd, iż najkorzystniejszym wariantem doboru parametrów kanałów ściekowych jest metodyka oparta o analizę wartości naprężeń ścinających. W jednym z przykładów analizie poddany został fragment kanału ściekowego, na którym występuje równomierny, ustalony w czasie przepływ. Stałe natężenie przepływu zapewnia stałą energią kinetyczną na analizowanym odcinku. Inaczej jest natomiast w przypadku energii potencjalnej, która to maleje wraz z ustalonym spadkiem, co do wartości równa jest ona sile tarcia związanej z przepływem ścieków.

Wartość naprężeń ścinających może zostać określona na podstawie bilansu energii w kanale ściekowym:

$$\tau = R_H \cdot \gamma \cdot i \quad (1)$$

gdzie:

τ - wielkość naprężenia ścinającego,

R_H - promień hydrauliczny [m],

γ – ciężar właściwy cieczy [kN/m³],

i – spadek odcinka kanału.

Zgodnie z powyższą formułą, aby określić średnie naprężenia ścinające w korycie konieczne jest wyznaczenie wielkości promienia hydraulicznego, czyli parametru ściśle związanego z wymiarami kanału. Podobnej procedurze podlegają także kanały wielodzielne, gdzie wyznaczany jest promień hydrauliczny dla całego koryta, co jest równoznaczne z zastąpieniem rzeczywistego kształtu dna prostą jednodzielną formą. Łatwo zatem stwierdzić, że ta praktyczna z punktu widzenia techniki inżynierskiej metoda, nie uwzględnia zjawiska wymiany masy i energii pomiędzy częściami koryta oraz nierównomierności wpływu zmian szerokości i głębokości na naprężenia ścinające w kanale. Aby nie zmniejszać użyteczności metodyki oraz uwzględnić wzajemne oddziaływania części koryta zaproponowano wagowanie wartości naprężeń ścinających poszczególnych fragmentów kanałów. Pierwotna analiza [4] obejmowała rozważanie różnorodnych wag celem jak najdokładniejszego odzwierciedlenia zależności pomiędzy korytem głównym, a korytami zalewowymi.

Ostatecznie jako wartość wagową przyjęto iloczyn powierzchni przekroju poprzecznego oraz długości analizowanego odcinka.

$$\bar{\tau} = \frac{\sum A_i \cdot L_i \cdot \tau_i}{\sum A_i \cdot L_i} \quad (2)$$

gdzie:

$\bar{\tau}$ – średnia wartość naprężeń ścinających [N*m⁻²],

A_i – powierzchnia i-tej części przekroju [m²],

L_i – długość i-tego odcinka, na którym analizowane są naprężenia,

τ_i – naprężenia ścinające i-tej części przekroju poprzecznego [N*m⁻²].

Wprowadzając dla uproszczenia współczynnik oraz uwzględniając dodatkowo wzór na naprężenia ścinające:

$$\eta = \frac{L_1}{L_2} \quad (3)$$

gdzie:

L_1 – długość odcinka koryta głównego, na jakim analizowane są naprężenia ścinające [m],

L_2 – długość odcinka koryta zalewowego, na jakim analizowane są naprężenia ścinające [m].

Otrzymano wzór uzależniający średnie naprężenia ścinające w korycie wielodzielnym uzależnione od wymiarów projektowanych kanałów:

$$\bar{\tau} = \gamma \cdot i \frac{\eta \cdot A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2}{\eta \cdot A_1 + A_2} \quad (4)$$

Podobnie wyprowadzono wzór dla koryt trójdzielnych:

$$\eta_1 = \frac{L_2}{L_1} \quad (5)$$

$$\eta_2 = \frac{L_3}{L_1} \quad (6)$$

gdzie:

L_1 – długość odcinka koryta głównego, na jakim analizowane są naprężenia ścinające [m],

L_2 – długość odcinka koryta zalewowego 2, na jakim analizowane są naprężenia ścinające [m],

L_3 – długość odcinka koryta zalewowego 3, na jakim analizowane są naprężenia ścinające [m].

$$\bar{\tau} = \gamma \cdot i \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 \cdot \eta_1 + A_3 \cdot R_3 \cdot \eta_2}{A_1 + A_2 \cdot \eta_1 + A_3 \cdot \eta_2} \quad (7)$$

gdzie:

$\bar{\tau}$ – średnie naprężenia ścinające [N·m⁻²],

γ – ciężar właściwy ścieków na analizowanym odcinku kanału [kN/m³],

A_1 – powierzchnia przekroju zwilżonego koryta głównego [m²],

R_1 – promień hydrauliczny części koryta głównego [m],

A_2 – powierzchnia przekroju zwilżonego koryta zalewowego 2 [m²],

R_2 – promień hydrauliczny części koryta zalewowego 2 [m],

η_1 – współczynnik upraszczający wyrażony jak stosunek długości obszaru zalewowego 2,

A_3 – powierzchnia przekroju zwilżonego koryta zalewowego 3 [m²],

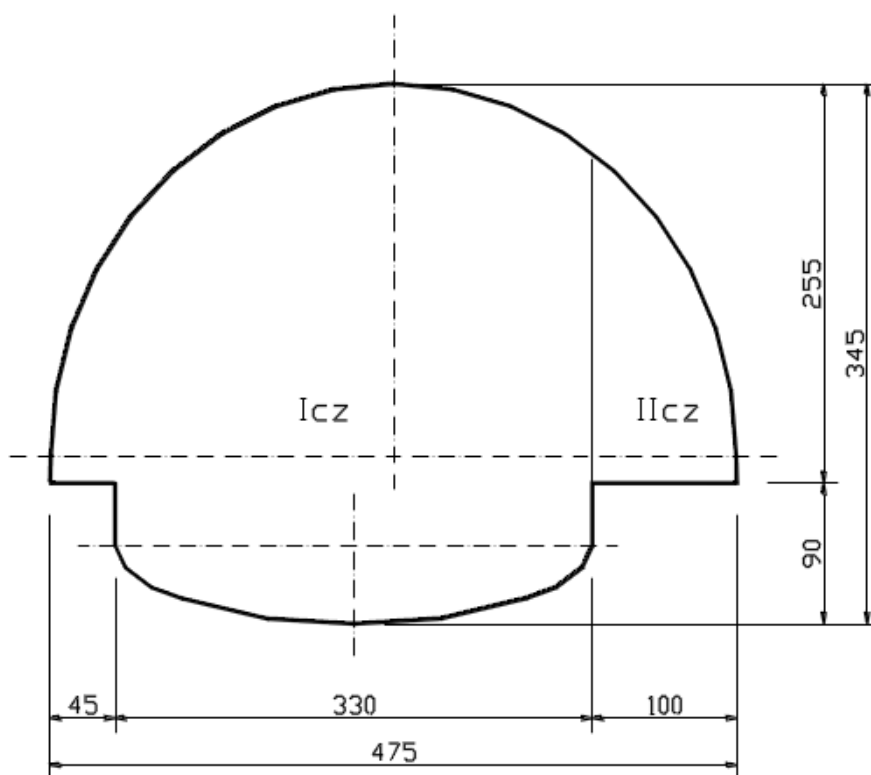
R_3 – promień hydrauliczny części koryta zalewowego 3 [m].

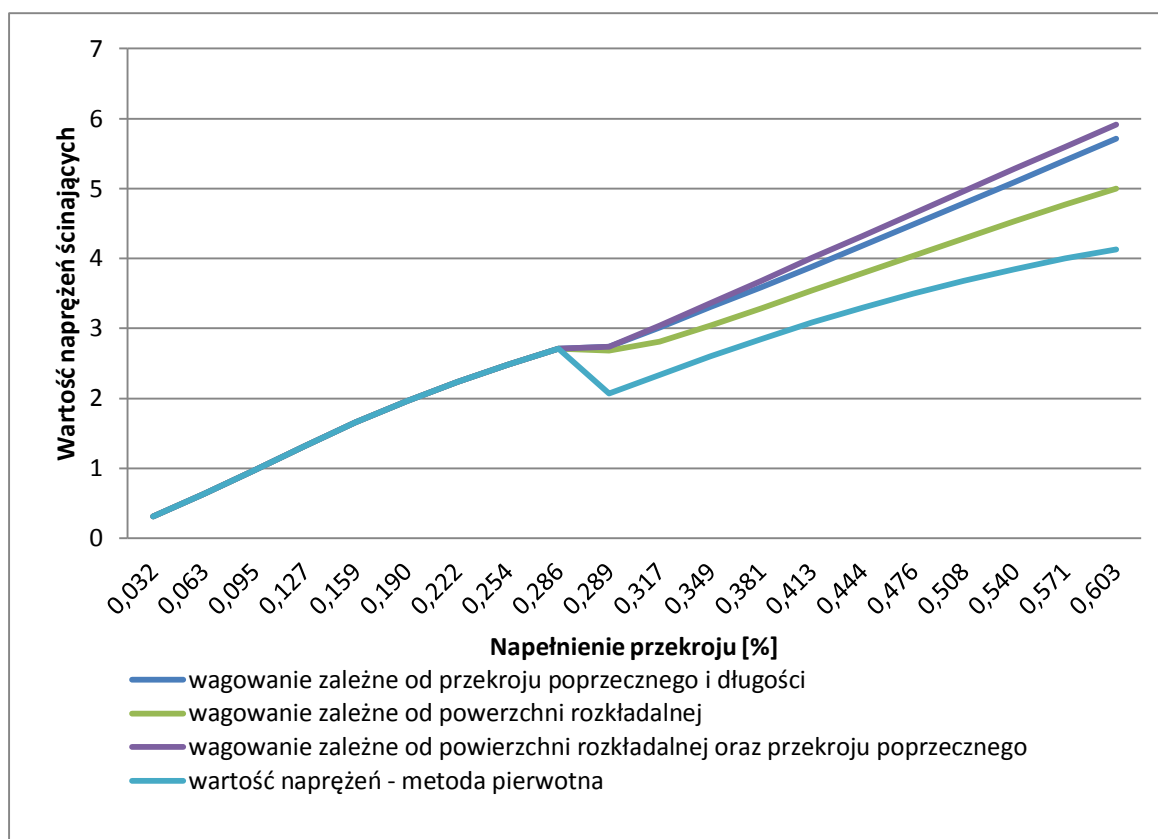
4. Wyniki badań i dyskusja

4.1. Analiza wyników

W wyniku przeprowadzonej analizy uzyskano następujące rezultaty.

Przekrój kanału LWS1

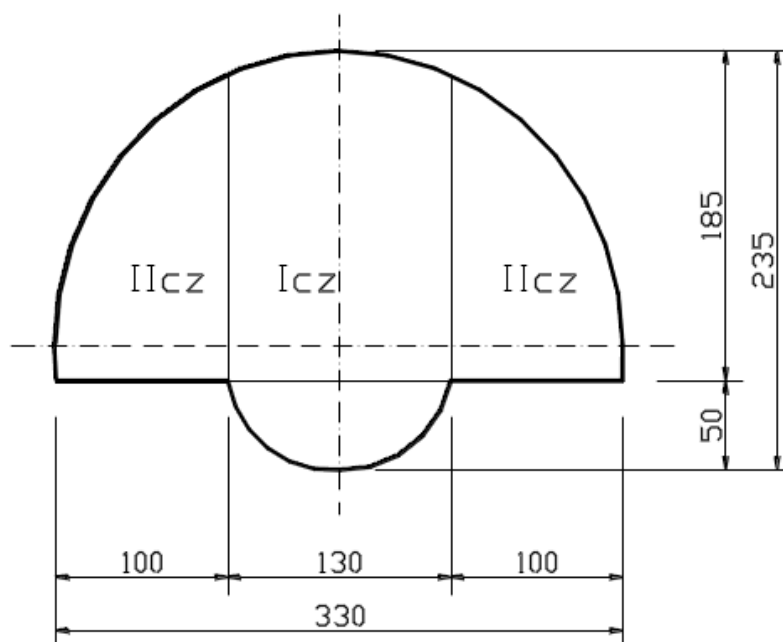


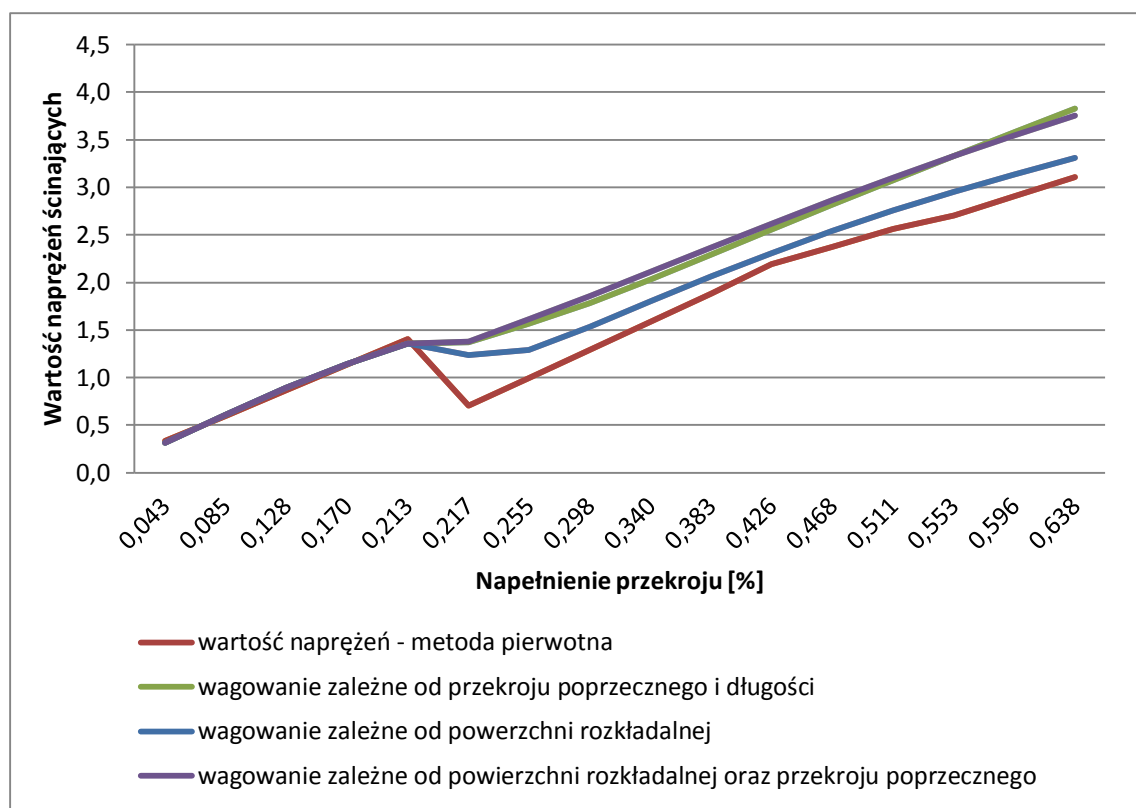


Rysunek 9. Porównanie wartości naprężeń ścinających w kanale LWS1 za pomocą czterech metod szacowania

Źródło: Opracowanie własne [4]

Przekrój kanału PWS3

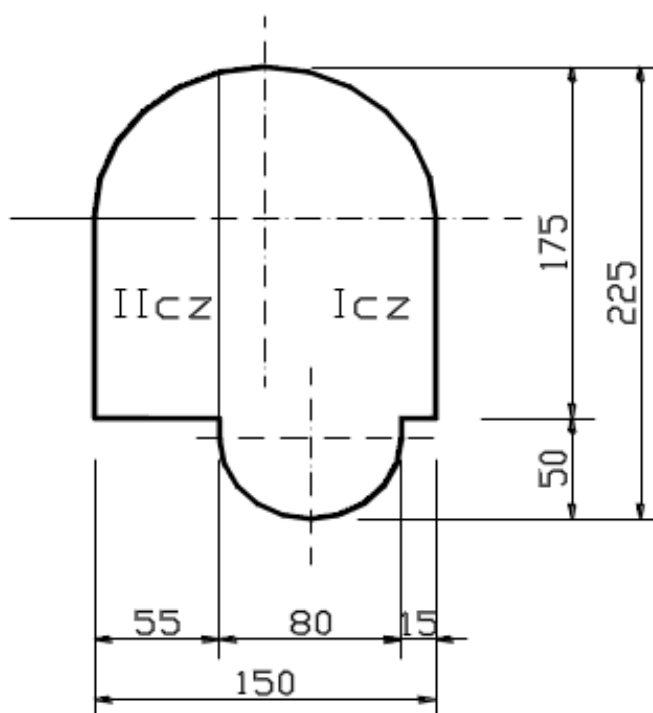


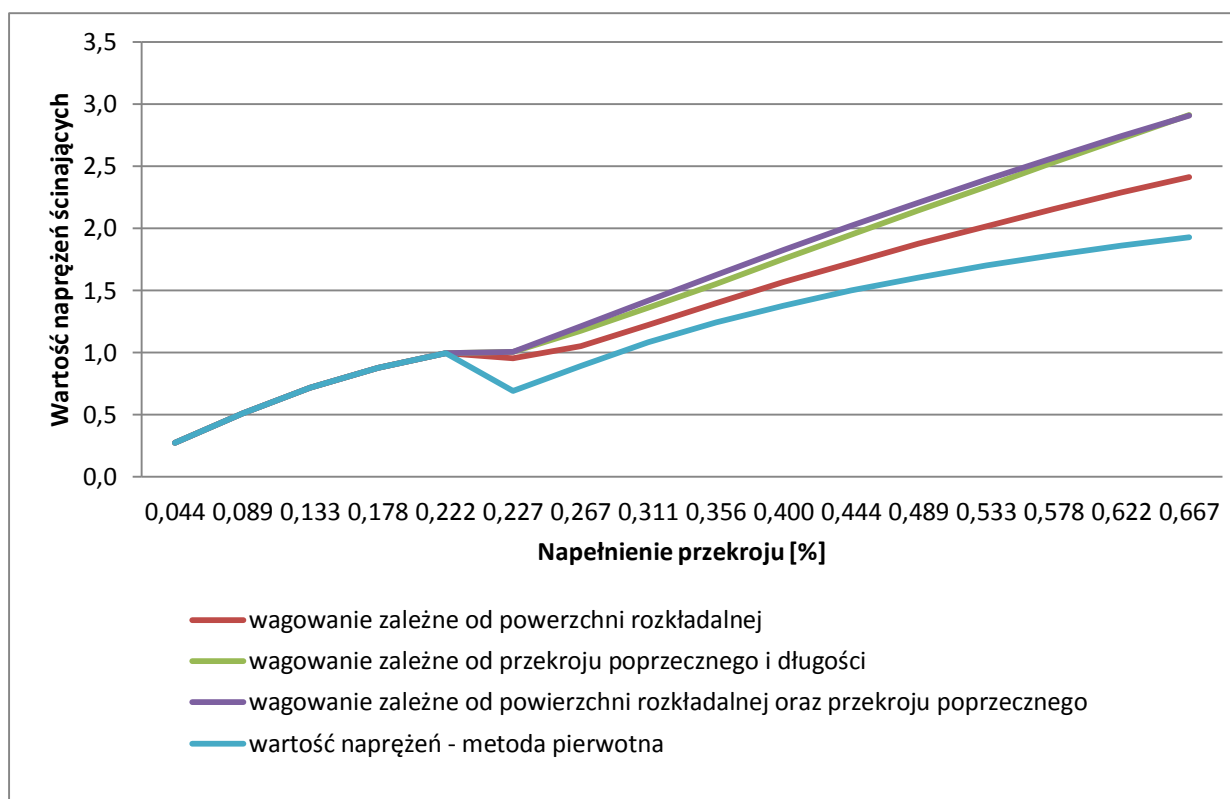


Rysunek 10. Porównanie wartości naprężeń ścinających w kanale PWS3 za pomocą czterech metod szacowania

Źródło: Opracowanie własne [4]

Przekrój przez kanał PWS P6

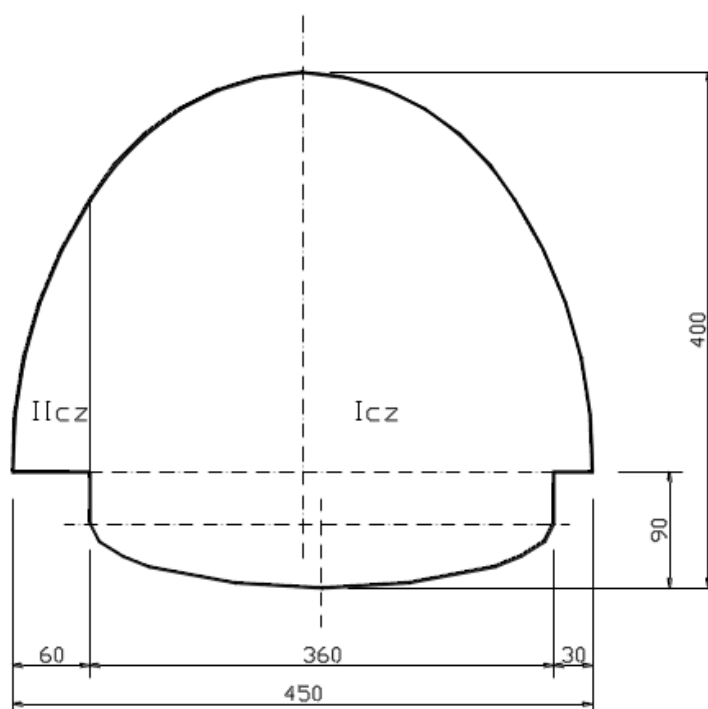


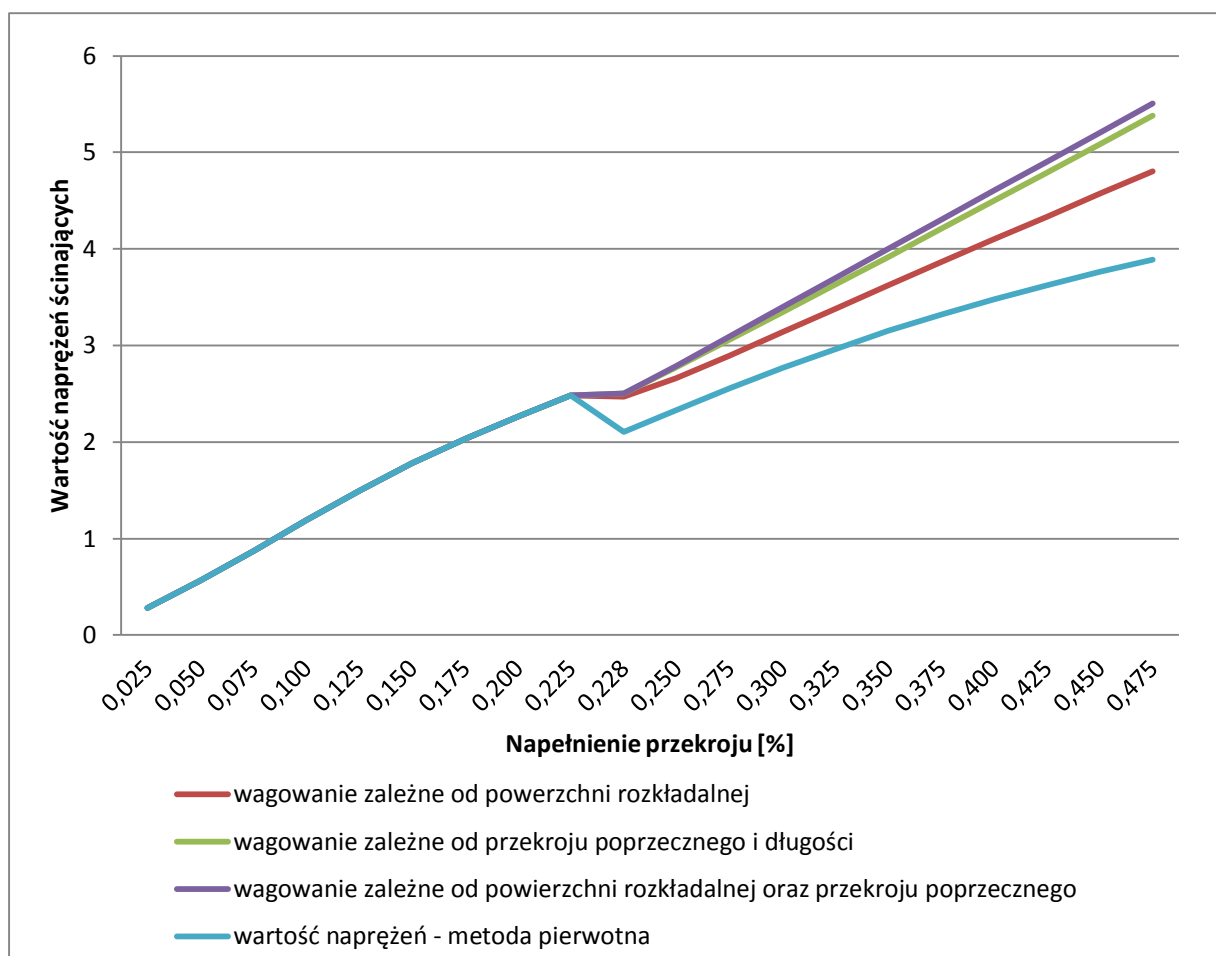


Rysunek 11. Porównanie wartości naprężeń ścinających w kanale PWS P6 za pomocą czterech metod szacowania

Źródło: Opracowanie własne [4]

Przekrój przez Kolektor Płazowski





Rysunek 12. Porównanie wartości naprężeń ścinających w Kolektorze Płaszowskim za pomocą czterech metod szacowania

Źródło: Opracowanie własne [4]

W wyniku przeprowadzonej analizy uzyskano wykresy przebiegu średniej wartości naprężeń ścinających w analizowanych przekrojach krakowskich kanałów ściekowych. Na przytoczonych powyżej wykresach przedstawiono dla porównania wyniki analizy przy tradycyjnej metodzie – bez wagowania wartości naprężeń ścinających poszczególnych części koryta oraz zmianę w przypadku zastosowania wag w postaci iloczynu powierzchni zwilżonej i długości analizowanego odcinka. Pierwotnie w każdym z przekrojów widoczny jest znaczący spadek średniego naprężenia ścinającego w punkcie połączenia koryta głównego z korytem zalewowym. Spadek ten zaburza wartość naprężenia, dla którego projektowane jest ułożenie kanału. Obraz nowo zastosowanej metodyki różni się od pierwotnego, wyraźnie mniejszy spadek wartości naprężenia wskazuje na większą równomierność rozkładu naprężeń ścinających w osi pionowej przekroju. Oznacza to jednocześnie, że nieznaczny wzrost napętnienia koryta, powodujący przekroczenie głębokości koryta głównego oraz zajęcie

obszarów zalewowych, nie powoduje tak dużej wymiany masy i energii pomiędzy poszczególnymi częściami koryta, jak wynika z powszechnie stosowanych metod. Wnioski te są zgodne z cytowaną literaturą, z której wynika, iż niskie przepływy w obszarze koryta zalewowego powodują przekazywanie pędu z głównego strumienia do strumieni zalewowych. Jak już wspomniano zjawisko to powoduje wzrost naprężeń w granicach terenu zalewowego oraz ich spadek korycie głównym, stąd także obserwowany nieznaczny spadek wartości średniej naprężeń ścinających.

Zauważalny spadek wartości naprężeń ścinających w pierwotnej metodzie prowadzenia obliczeń tłumaczony jest działaniem na osady denne siły wyporu bądź też faktem wymiany masy i energii, jednakże spadek ten nie jest adekwatny do objętości mas, między którymi następuje wymiana masy oraz energii. Należy zaznaczyć także, że analiza wykonana została na podstawie projektów kanałów, nie zaś ich aktualnego stanu, co uniemożliwiło tym samym przeprowadzenia obliczeń dla bieżącego stanu sieci. Pomimo tych ograniczeń przeprowadzona analiza znakomicie prezentuje zarówno problematykę, jak i proponowane rozwiązanie. Precyzja w określaniu wartości naprężeń ścinających może w znacznym stopniu usprawnić sposób doboru parametrów kanałów ściekowych, a tym samym uniknąć sytuacji z jakimi mamy do czynienia w przypadku analizowanych krakowskich kanałów.

4.2. Dyskusja z literaturą

Artykuł porusza trudną kwestię projektowania instalacji sanitarnych. O wadze podjętego tematu wspomniano w poprzednich rozdziałach niniejszego artykułu. Pomimo wdrożonych do prawa krajowego wytycznych dotyczących projektowania kanalizacji ściekowej w praktyce nadal spotykamy się z licznymi opiniami i analizami w kwestii naprężeń ścinających. W licznych artykułach naukowcy uzależniają swoje obliczenia od wymiarów pasa wleczenia, rozkładu prędkości, kształtu i wymiarów przekroju, stopnia wypełnienia kanału, czy też granulometryczności osadów. Większość analiz sprowadza się do spójnego wniosku: naprężenia ścinające rosną zarówno przy wzroście głębokości, jak i szerokości parametrów koryta. Niestety w niewielu przypadkach rozpatrywane są wartości naprężeń ścinających w kanałach wielodzielnych, w których także nie należy zapominać o zmienności momentów pędu pomiędzy korytem głównym, a obszarem zalewowym. Z obserwacji wynika, że przy niskich przepływach na terenie zalewowym przekazywanie pędu odbywa się z głównego strumienia do strumieni zalewowych, w przypadku większych głębokości występuje odwrotny proces przekazywania pędu.

Interakcja ta powoduje wzrost naprężeń w terenie zalewowym oraz ich spadek korycie głównym. Metody oparte na prędkościach granicznych zarówno w aspekcie koryt wielodzielných, jak i jednodzielných, opierają się o wartości średnie prędkości, nie zaś przydenne, które to decydują o wartości naprężeń ścinających. Analiza rozkładu prędkości w przekroju poprzecznym jest jednak problematyczna i czasochłonna, dlatego też w przypadku proponowanej metodyki przyjęto świadomie przybliżenie prędkości. Ponadto w prowadzonej analizie kierowano się także znanymi faktami, iż naprężenia styczne są odzwierciedleniem sytuacji na granicy powierzchni zwilżonej kanału i ścieków, a więc zależą od promienia hydraulicznego oraz rozkładu prędkości na odcinku kanału.

5. Wnioski

W dobie rosnącej świadomości ekologicznej oraz gwałtownie narastających ekstremalnych zjawisk pogodowych niesłychanie istotne są wszelkie działania minimalizujące zarówno zagrożenia komfortu życia jak i negatywne oddziaływanie na środowisko. Tego typu zagrożeniem niewątpliwie jest niewłaściwy dobór parametrów i materiałów projektowanej sieci kanalizacyjnej. Pogarszające się warunki transportu ścieków na skutek powstania złoża osadowego, zmniejszenie powierzchni czynnej kanału, a tym samym zwiększenie oporów ruchu zmniejszają funkcjonalność sieci kanalizacyjnej. Dodatkowo zalegające osady mogą stanowić poważne zagrożenie sanitarne w przypadku wystąpienia nagłego zwiększenia natężenia przepływu np. na skutek działania przelewów burzowych. Niekorzystnie wpływają także warunki terenowe naszego kraju oraz aspekty ekonomiczne. Wszystko to wskazuje jak ważna jest precyzja określania wartości, które decydują o doborze optymalnych parametrów ułożenia kolektorów. Aby uniknąć przytoczonych sytuacji konieczne jest podjęcie działań ograniczających zjawisko akumulacji osadów ściekowych w kanałach. Rozwiązania te w przypadku sieci już istniejących obejmują okresowe oczyszczanie elementów instalacji, zaś działania optymalizujące stanowią dobór parametrów na etapie projektowania sieci. Najważniejszym jest spadek oraz prawidłowa wentylacja kanałów uniemożliwiający w przyszłości akumulację osadów. Utrudnieniem do niedawna stanowił brak jednoznacznie zdefiniowanej metodyki określania parametrów położenia kanałów, co skutkowało licznymi teoriami oraz proponowanymi sposobami obliczeń. Jednak wdrożenie do prawa krajowego normy EN: 752: 2008 „Zewnętrzne systemy kanalizacyjne” wprowadziło liczne regulacje nie tylko w kwestii projektowania, ale także eksploatacji, monitoringu oraz renowacji kanałów. Wprowadzona regulacja prawna ocenia metodę doboru położenia kanałów na podstawie naprężeń ścinających za najbardziej

optymalną. Metodyka ta w dalszym ciągu budzi wiele teorii, jednak podawane w literaturze wartości prędkości samooczyszczania niezależnych od promienia hydraulicznego oraz wysokości napelnienia są niezgodne z aktualnym stanem wiedzy. To nazbyt ogólnikowe założenie, wpływa na koszty budowy, a w dalszej perspektywie także eksploatacji kanałów.

Nawet w metodzie opartej o wartość naprężeń ścinających stosowanie przybliżeń jest nieuniknione w punkcie widzenia praktyki inżynierskiej. Jednak w przypadku koryt wielodzielnych określanie średniego naprężenia ścinającego jako wartości średniej arytmetycznej naprężeń występujących w poszczególnych korytach jest nazbyt ogólnikowe, zaś przybliżenie to zaburza sposób doboru parametrów kanału. Uwzględniając zatem fakt, że naprężenia ścinające są siłą działającą w płaszczyźnie powierzchni kanału, a więc zależą od jego parametrów zaproponowano nową metodykę oceny średnich naprężeń ścinających koryt wielodzielnych. W przypadku metod pierwotnie stosowanych wzrost objętości natężenia ścieków powodujący zajęcie przez nie koryta głównego do terenów zalewowych obserwuje się znaczny spadek wartości średniej naprężeń ścinających. Zjawisko to w licznych opracowaniach tłumaczone jest jako działanie siły wyporu, bądź też wymiana masy i energii pomiędzy strugą koryta głównego i zalewowego.

Proponowana metodyka wagowania łączy w sobie fakt wymiany masy i pędu pomiędzy częściami koryt wielodzielnych nie pomijając przy tym wpływu parametrów koryta na wartość naprężeń ścinających. W artykule „Nowatorska metodyka określania naprężeń ścinających kanałów wielodzielnych, samooczyszczanie kanałów ściekowych” [4] dokonano analizy z użyciem różnych wag, jednakże wszystkie cytowane prace naukowe jednoznacznie wskazują na fakt, iż na wielkość naprężeń na granicy koryta głównego i zalewowego decydujący wpływ ma wielkość koryta oraz wymiana energii. Fakt ten spowodował, że wagowanie naprężeń przez iloczyn powierzchni i długości uznano za najwierniej odzwierciedlające faktyczny stan na granicy koryt. Efektem zaproponowanych zmian jest mniejszy spadek na granicy koryta głównego i zalewowego, wskazujący na większą równomierność rozkładu naprężeń ścinających w osi pionowej przekroju. Wniosek ten jest zgodny z licznymi prowadzonymi analizami – niskie przepływy na terenie zalewowym powodują przekazywanie pędu z głównego strumienia do strumieni zalewowych oraz nieznaczny spadek wartości średniej naprężeń ścinających.

Niniejsza analiza wykonana została na podstawie danych projektowych krakowskich kanałów ściekowych, nie zaś ich aktualnego stanu, co uniemożliwiło tym samym przeprowadzenia obliczeń dla bieżącej sytuacji sieci. Pomimo tych ograniczeń

przeprowadzone obliczenia znakomicie prezentują zarówno problematykę, jak i proponowane rozwiązanie, wskazując na sposób zwiększenia precyzji obliczania naprężeń ścinających, a więc także określania parametrów kanałów ściekowych. Podjęta próba ma także znaczenie pod kątem kosztów eksploatacji sieci. Niewłaściwie dobrane parametry sieci są główną przyczyną zamulania, zagruzowania oraz nieszczelności kanałów, te z kolei są głównymi powodami dla których konieczne jest podjęcie prac naprawczych i renowacji. Działania takie stanowią dodatkowy koszt eksploatacyjny oraz są uciążliwe dla użytkowników sieci. Trzeba przy tym zaznaczyć, iż mniej inwazyjna metoda bezwykopową zwiększa jedynie trwałość kolektora, nie eliminując przy tym wszystkich skutków nieprawidłowej eksploatacji obiektów. Oczywistym jest fakt, iż nawet w przypadku dobrze zaprojektowanych kanałów, z czasem wymagane będą działania renowacyjne wynikające z racji zużycia się materiałów, z jakich wykonano sieć. Jednakże działania, będące jedynie zabiegami utrzymującymi, nie stanowią tak dużego obciążenia finansowego, jak działania renowacyjne obejmujące wymianę elementów kanałów.

Niełatwo jest oszacować faktyczną oszczędność, z jaką wiąże się bardziej precyzyjny dobór parametrów kanalizacji, gdyż brak jest wiarygodnych statystycznych danych. Jednakże oczywistym jest, iż przyczyną występowania poważnych uszkodzeń sieci (takich jak infiltracja, eksfiltracja ścieków do gruntu, zmiany płaszczyzny przekroju na skutek nadmiernych obciążeń dynamicznych bądź statycznych) jest niewłaściwy dobór parametrów sieci. Z przytoczonych danych wynika, iż koszt działań z zakresu wymiany elementów na prostych odcinkach sieci jest blisko dwukrotnie wyższy niż koszt działań podejmowanych w przypadku uszkodzenia niższego rzędu, wymagające jedynie wprowadzenia np. wykładziny czy też przewidzianych zabiegach zachowujących właściwy stan sieci, takich jak mechaniczne oczyszczanie ścieków.

Podsumowując, działania utrzymujące zadowalający stan sieci są wpisane w oczywiste koszty eksploatacji i nieuniknione w perspektywie czasu, zaś zmiany obliczeń inżynierskich przybliżające do stanu faktycznego panującego w sieci pozwoli świadomie decydować o stanie środowiska naturalnego oraz prognozować koszty eksploatacji projektowanych sieci kanalizacyjnych. Wykonana analiza ma znaczenie nie tylko dla inżynierii sanitarnej, ale także ułatwi zrozumienie wszelkich zjawisk związanych z sedymentacją, transportem osadu oraz projektowaniem stabilnych koryt rzecznych.

Literatura

1. Dąbrowski W.: *Jak nowa norma zmienia projektowanie kanalizacji?* Ochrona Środowiska, nr 5, p. 24 – 29, 2012;
2. Dąbrowski W.: *Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2004;
3. Piechurski F., Dzikowski T.: *Ocena kosztów renowacji i wymiany rozdzielczej sieci wodociągowej*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, maj – czerwiec 2012r.
4. Bąk A., Opyrchal L.: *Nowatorska metodyka określania naprężeń ścinających koryt wielodzielnych, samoczyszczenie kanałów ściekowych — Innovative method to calculate shear stresses in multipartiale sewers*, XXXIV Międzynarodowe Sympozjum im. Bolesława Krzywoustego, AQUA 2014: problemy inżynierii środowiska, Płock 2014.
5. Celiński J. Wasilewski Z.: *Technologia instalacji wodociągowych i kanalizacyjnych*, ARKADY, Warszawa, 1977;
6. Dąbrowski W.: *Projektowanie kanalizacji w oparciu o naprężenia ścinające na granicy kanał – ścieki*, Instal, str. 38 – 41, 2011;
7. Dąbrowski W.: *Zasady projektowania kanalizacji ze względu na uciążliwości eksploatacji osadami ściekowymi*, Notatki naukowe PK;
8. Dohnalik K., Golec J.: *Zapobieganiekorozji wodociągów i kanalizacji. Poradnik projektanta*, Instytut Ochrony Środowiska, Warszawa 1990;
9. Nanowska J., Tułaza A., Stanek W., Wojcik A.: *Renowacja sieci wodno – kanalizacyjnych jako alternatywa budowy nowych instalacji*; Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2010;
10. Parzonka W., Kasperek R.: *Modelowanie degradacji koryta Odry Środkowej podczas przepływów powodziowych*, Symposium Européen, Paris - Orléans, 2012;
11. PN – EN 752 : 2008 *Zewnętrzne systemy kanalizacyjne*;
12. Sowiński M.: *Projektowanie sieci i urządzeń kanalizacyjnych*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1986;
13. Puchalska E, Sowiński M.: *Wymiarowanie kanałów ściekowych metodą krytycznych naprężeń stycznych*;
14. Goormans T., Engelen D., Bouteligier R., Willems P., Berlmont J.: *Design of a self – cleansing foul flow Sewer system with the use of flushing devices*.
15. Enfinger K. L., Mitchell P. S.: *Evaluating self – cleansing in existing sewers using the tractive force method*,

16. Jamuna. M.R. Kabir, N. Ahmed: *Bed shear stress for sediment transport in the river*
17. Peter R. Wilcock: *Estimating local Bed shear stress from velocity observations*, Water Resources Research, vol. 32, No. 11, p. 3361 – 3366;
18. Issam A. Al-Khatib, Nabil M. Dmadi: *Boundary shear stress in rectangular compound channel*. Journal of engineering and Environmental Science, vol. 23, p. 9 – 18, 1999.
19. Abdullah Al Amin, Khan S. M., Asharaf – ul – Islam: *An experimental study of shear stress distribution in a compound meandering channel*. American Journal of Civil Engineering, 2013 1(1) p. 1 – 5;
20. Khodashenas S. R., Abderrezzak K., Paquier A.: *Boundary shear stress in open channel flow: A comparison among six methods*. Journal of Hydraulic Research Vol. 46, No. 5 (2008) p. 598 – 609.
21. Jazizadeh F., Zarrati A. R.: *Numerical modelling of boundary shear stress distribution in compound channel flow*.
22. Guo J., Julien Y.: *Shear stress in smooth rectangular open – channel flows*.

mgr inż. Dariusz Tymosiak¹
Politechnika Białostocka, Zakład Geotechniki
ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok
e-mail: ¹d.tymosiak@pb.edu.pl

Porównanie wybranych metod badania parametrów geotechnicznych według PN-88/B-04481 i nowych Specyfikacji Technicznych

Słowa kluczowe: *grunty, badania laboratoryjne gruntów, parametry geotechniczne*

Streszczenie: W artykule przedstawiono zagadnienia dotyczące wybranych metod badań parametrów geotechnicznych według PN-88/B-04481 oraz nowych Specyfikacji Technicznych. Szczególną uwagę zwrócono na następujące metody badań: badania makroskopowe, analiza sitowa, analiza sedymentacyjna, wilgotność, gęstość objętościowa gruntów drobnoziarnistych. W pracy przedstawiono wyniki badania według obu norm następujących parametrów geotechnicznych: nazwy gruntu, wilgotności, gęstości objętościowej metodą wyporu hydrostatycznego wody, uziarnienia gruntu za pomocą analizy sitowej i areometrycznej.

1. Wstęp

Norma PN-88/B-04481 [1] określa zasady wykonywania badań próbek gruntu dla potrzeb budownictwa. W zależności od potrzeb projektowania projektant wraz z autorem opracowania geologiczno-inżynierskiego ustala program badań laboratoryjnych.

Ważnym aspektem w programie badań laboratoryjnych jest sposób pobrania próbek, jak i również sposób jej przechowywania. Rozróżnia się następujące rodzaje próbek: próbki o naturalnym uziarnieniu (NU), próbki o naturalnej wilgotności (NW), próbki o naturalnej strukturze (NNS). Pobrane próbki gruntu powinny być przechowywane w odpowiedniej temperaturze (np. z dala od urządzeń grzewczych) oraz zbadane w ciągu 21 dni [1].

Specyfikacje Techniczne PKN-CEN ISO/TS 17892:2004 Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów określają zasady wykonywania badań laboratoryjnych gruntów. Są polską wersją europejskich Specyfikacji Technicznych CEN ISO/TS 17892:2004 i składają się z dwunastu następujących części: Część 1: Oznaczanie wilgotności, Część 2: Oznaczanie gęstości gruntów drobnoziarnistych, Część 3: Oznaczanie gęstości właściwej - metoda piknometru, Część 4: Oznaczanie składu granulometrycznego, Część 5: Badanie edometryczne gruntów, Część 6: Badanie penetrometrem stożkowym, Część 7: Badanie na ściskanie gruntów drobnoziarnistych w jednoosiowym stanie naprężenia, Część 8: Badanie gruntów nieskonsolidowanych w aparacie trójosiowego ściskania bez odpływu wody, Część 9: Badanie gruntów w aparacie trójosiowego ściskania po nasyceniu wodą, Część 10: Badanie

w aparacie bezpośredniego ścinania, Część 11: Badanie filtracji przy stałym i zmiennym gradiencie hydraulicznym, Część 12: Oznaczanie granic Atterberga.

Celem niniejszej pracy jest porównanie wybranych metod badania parametrów geotechnicznych według PN-88/B-04481 i nowych Specyfikacji Technicznych. W pracy przedstawiono wyniki badania następujących parametrów geotechnicznych: nazwy gruntu, wilgotności, gęstości objętościowej metodą wyporu hydrostatycznego wody, uziarnienia gruntu za pomocą analizy sitowej oraz sedymentacyjnej.

2. Zastosowanie norm i specyfikacji w badaniach geotechnicznych

W związku z wprowadzeniem norm europejskich oraz Specyfikacji Technicznych z zakresu geotechniki, wynikają pewne trudności w ich stosowaniu. Na konieczność użycia nowych metod wskazują zwłaszcza zagraniczni inwestorzy. Potrzeba ujednolicenia zasad badawczych wydaje się nieunikniona [2]. Badania laboratoryjne oraz nowa klasyfikacja gruntu według Eurokodu 7 oraz norm związanych omawiane są także na konferencjach geotechnicznych [3]. Została zaproponowana nowa klasyfikacja gruntów, która wzbudziła wielkie zainteresowanie wśród geotechników.

Badacze i praktycy sygnalizowali problemy dotyczące wdrażania nowej klasyfikacji gruntów [4, 5], które zostały uwzględnione w poprawkach do normy PN-EN ISO 14688-1:2006/Ap1:2012 [6] i PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012 [7]. Problemy prawne mogą pojawiać się przy opracowywaniu dokumentacji geologiczno-inżynierskich [8].

Używane są w dalszym ciągu stare normy klasyfikacyjne (np.: PN-88/B-04481). Badania według Specyfikacji Technicznych PKN-CEN ISO/TS 17892 były wykonywane przez liczne osoby, jednak nie były to prace porównawcze. Jaśkiewicz i Wszędyrówny-Nast [9] przedstawiły w pracy metodę porównawczą granic Atterberga według PN-88/B-04481 oraz PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009. Badania wykazały ogólną tendencję wzrostową wartości stopnia plastyczności uzyskanego na podstawie PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009 w odniesieniu do normy PN-88/B-04481.

3. Badania makroskopowe

Badania makroskopowe pozwalają w sposób uproszczony określić rodzaj (nazwę) oraz stan gruntu. Zakres badań makroskopowych według normy PN-88/B-04481 [1] obejmuje: wstępne ustalenie spoistości gruntu, oznaczenie rodzaju gruntów spoistych na podstawie próby waleczkowania oraz rozcierania w wodzie, rozmakania. Opis gruntu spoistego należy

uzupełnić o dodatkowe informacje w przypadku stwierdzenia występowania przewarstwień lub domieszek.

Aby określić rodzaj gruntu niespoistego należy oszacować procentową zawartość poszczególnych frakcji (o średnicach ziaren $d > 2\text{mm}$, $d > 0,5\text{mm}$, $d > 0,25\text{mm}$) lub też użyć lupy z podziałką.

Oznaczenie stanu gruntów spoistych dokonuje się na podstawie liczby waleczkowań oraz spoistości gruntu. Norma podaje również wytyczne do określenia dodatkowych parametrów gruntu: wilgotności, barwy gruntu, klasy zawartości węglanów.

Badania makroskopowe zostały opisane w PN-EN ISO 14688-1:2006 [10] oraz w poprawce PN-EN ISO 14688-1:2006/Ap1:2012 [6]. Ich głównym celem jest oznaczenie frakcji głównej i drugorzędnych w próbce. Nazwa gruntu jest zapisana zbiorem symboli, oznaczających frakcje składowe.

Zakres i metodyka badań obejmuje w celu określenia frakcji gruntu:

- oznaczenie wytrzymałości gruntu suchego: próbkę gruntu suszy się i określa opór w czasie jej rozdrabniania przez nacisk palca jako: małą, średnią lub dużą,
- oznaczenie dylatancji pyłu i łu: próbkę gruntu o wymiarach około 10-20 mm należy przerzucać między dłońmi i obserwować, czy pojawia się woda przy wstrząsaniu i zanika przy nacisku,
- oznaczenie plastyczności: próbkę poddaje się waleczkowaniu na gładkiej powierzchni, a następnie określa się jej plastyczność jako: małą (nie można wykonać waleczka) lub dużą (z próbki można wykonać cienkie waleczki),
- oznaczenie zawartości piasku, pyłu i łu: próbkę gruntu rozciera się między palcami, tnąc nożem, zarysowuje lub wygładza paznokciem: powierzchnia błyszcząca wskazuje na zawartość łu, a powierzchnia matowa na zawartość pyłu.

Zostały opisane także parametry dodatkowe: oznaczenie zawartości węglanów wapnia, konsystencji, barwy gruntu.

Wprowadzono nowe opisy badanych gruntów:

- oznaczenie składu granulometrycznego: po rozłożeniu próbki na płaskiej powierzchni należy porównać wielkości cząstek ze standardami uziarnienia obejmującymi wydzielenia zawierające materiał o różnych przedziałach wymiarów cząstek,
- oznaczenie składu mineralnego wykonuje się według procedur geologicznych,
- oznaczenie kształtu cząstek: określa się stopień ostrości krawędzi lub obtoczenia cząstek,
- metody oznaczania i opisu gruntów organicznych,
- oznaczanie stopnia rozłożenia torfu przez wyciskanie próbki,

- metody oznaczania i opisu gruntów wulkanicznych.

Nową klasyfikację gruntów według PN-EN ISO omówiły szczegółowo Gołębiewska i Wudzka [11, 12].

Przykładowe wyniki badań własnych przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Badania makroskopowe według PN-88/B-04481 [1] oraz PN-EN ISO 14688-1:2006/Ap1 [6]

Charakterystyki	Badania makroskopowe według	
	PN-88/B-04481	PN-EN ISO 14688-1:2006/Ap1
Próba wałeczowania	Od początku do końca powierzchnia wałeczka bez połysku, wałeczek pęka poprzecznie	-
Liczba wałeczków	4 / 4	-
Próba rozcierania w wodzie	Wyczuwa się pojedyncze ziarna piasku	
Wytrzymałość gruntu suchego	-	Duża - gruntu wysuszonego nie można rozdrobnić pod naciskiem palców, a może być jedynie rozłamany
Dylatacja	-	Wstrząsanie i nacisk nie dają efektu, woda nie pojawia się
Plastyczność	-	Duża - 4 wałeczki
Oznaczenie zawartości piasku, pyłu, łu	-	Przy rozcieraniu gruntu szorstki, powierzchnia przecięcia nożem - matowa
Stan gruntu	Plastyczny	-
Konsystencja	-	Plastyczna - gruntu może być wałeczowany w rękę do wałeczka o średnicy 3 mm bez spękań i rozdrabniania się
Oznaczenie zawartości węglanów wapnia	IV klasa - burzy się intensywnie i długo	++ gruntu silnie wapnisty
Barwa gruntu	Jasno brązowa	
Nazwa gruntu (symbol)	Gлина (G)	II z pyłem i piaskiem drobnym (fsasiCl)

4. Analiza sitowa

Analizę sitową według PN-88/B-04481 [1] stosuje się jako badanie podstawowe gruntów niespoistych oraz jako badanie uzupełniające w przypadku gruntów, dla których wykonuje się analizę areometryczną, a także gdy pozostałość na sicie przy przygotowaniu zawiesiny przekracza 5%. Wykonując analizę gruntów organicznych należy usunąć części organiczne i wykonać badanie tylko szkieletu mineralnego. Zaleca się stosowanie następujących sit o wymiarach boków oczek kwadratowych: 40; 25; 10; 2,0; 1,0; 0,5; 0,25; 0,10; 0,071 lub 0,063 mm. Metodyka normy dopuszcza zastąpienie sit o oczku 0,071 i 0,063 mm innym sitem o oczku 0,074 i 0,060 mm.

Przygotowując próbkę należy odsiać ziarna o wymiarach większych niż 40 mm. Masy próbek gruntowych powinny wynosić: piasku drobnego 200-250 g, piasku średniego 250-500 g, piasku grubego oraz pospółki i żwiru 500-5000 g. Ponadto norma PN-88/B-04481 podaje, by dobierać próbki w ten sposób, aby masa pojedynczego największego ziarna ($d < 40$ mm) nie przekraczała 5% ogólnej masy suchej próbki.

Zgodnie z normą PN-88/B-04481 [1] próbkę gruntu należy przesiewać za pomocą wstrząsarki przez okres 5 min, a następnie dosiewać ręcznie nad białą kartką. Jeśli po zakończeniu przesiewania ręcznego na białej kartce znajdują się cząstki gruntu, należy wznowić przesiewanie przez co najmniej 3 minuty.

Po przesianiu należy zważyć zawartość gruntu na poszczególnych sitach i określić procentową zawartość w odniesieniu do całej masy. Różnica między masą szkieletu gruntowego a sumą mas ziaren ze wszystkich sit nie powinna być większa niż 5%.

Według PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13] analizę sitową stosuje się dla gruntów zawierających mniej niż 10% cząstek drobnych. Zestaw do analizy sitowej powinien składać się z co najmniej 12 sit z zakresu 125 - 0,063 mm. Z kolei dla gruntów zawierających więcej niż 10% cząstek drobnych dopuszczalne jest stosowanie zarówno metody sitowej, jak i sedymentacyjnej (areometrycznej, pipetowej). Wspomniane metody stosuje się dla wszystkich gruntów niescementowanych o średnicy ziaren mniejszej niż 125 mm. Do analizy sitowej zalecane jest przygotowanie próbki na mokro.

Specyfikacja Techniczna PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13] podczas przygotowania próbki dopuszcza stosowanie odczynnika rozpraszającego zapobiegającego koagulacji. Takim dyspergentem może być heksametafosforan sodu lub pirofosforan sodu w ilości około 2 g/l.

Minimalne masy gruntu wymagane do metody sitowej przedstawia tabela 2, gdzie D_{90} to średnica ziaren, których wraz z mniejszymi jest w gruncie 90%.

Tabela 2. Minimalne masy gruntu wymagane do metody sitowej

Średnica D_{90}	Minimalna masa gruntu
[mm]	[g]
0,5	50
1,0	100
4,0	150
6,0	350
8,0	600
16,0	2500
22,4	5000
31,5	10000
45,0	20000
63,0	40000
75,0	56000

Źródło: PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004

Zgodnie z PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13] próbkę gruntu należy przesiewać za pomocą wstrząsarki przez co najmniej 10 minut oraz przynajmniej 2 minuty w przypadku przesiewania ręcznego.

Specyfikacja techniczna PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13] podaje maksymalne masy gruntu, które mogą pozostać na określonych sitach, co przedstawia tabela 3.

Tabela 3. Maksymalne masy gruntu na poszczególnych sitach

Nominalna średnica otworu oczka	Maksymalna masa na sicie o średnicy		Nominalna średnica oczek	Maksymalna masa na sicie o średnicy 200 mm
	450 mm	300 mm		
[mm]	[kg]	[kg]	[mm]	[g]
5,0	1,0	0,50	0,038	20
5,6	1,0	0,50	0,063	25
6,3	1,5	0,75	0,125	35
8,0	1,7	0,9	0,150	40
10,0	2,0	1,0	0,212	50

11,2	2,2	1,2	0,250	50
14,0	3,0	1,5	0,300	50
16,0	3,5	1,7	0,355	60
20,0	4,0	2,0	0,425	75
22,4	4,5	2,2	0,500	70
28,0	6,0	2,5	0,600	75
31,5	6,5	3,0	0,710	80
37,5	8,0	3,5	1,18	100
45,0	9,0	4,0	1,4	125
50,0	10,0	4,5	2,0	200
63,0	11,0	5,0	3,35	300
-	-	-	4,0	300

Źródło: PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004

W przypadku przekroczenia maksymalnej masy na danym sicie przesiewanie należy przeprowadzić etapowo. Gdy zostanie przekroczona dopuszczalna masa, wówczas należy porcję gruntu podzielić na mniejsze części i oddzielnie wykonać przesiewanie na całym komplecie.

Tak jak w analizie sitowej według PN-88/B-04481 [1], tak i w metodyce według PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13], po przesianiu należy zważyć zawartość gruntu na poszczególnych sitach i określić procentową zawartość w odniesieniu do całej próbki. Różnica między masą szkieletu gruntowego a sumą mas gruntu ze wszystkich sit nie powinna być większa niż 1%. Gdy dopuszczalna różnica jest przekroczona należy powtórnie wykonać przesiewanie.

Zestawienie charakterystyk analizy sitowej według PN-88/B-04481 [1] oraz według PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13] przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Zestawienie charakterystyk analizy sitowej według PN-88/B-04481 [1] oraz według PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13]

Charakterystyki	Analiza sitowa według	
	PN-88/B-04481	PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004
Liczba sit	Proponowana liczba sit – 9	Minimalna liczba sit – 12
Wymiar boku oczka	Maksymalny wymiar boku oczka - 40 mm	Maksymalny wymiar boku oczka - 125 mm
Przygotowanie próbki	Na sucho	Na mokro

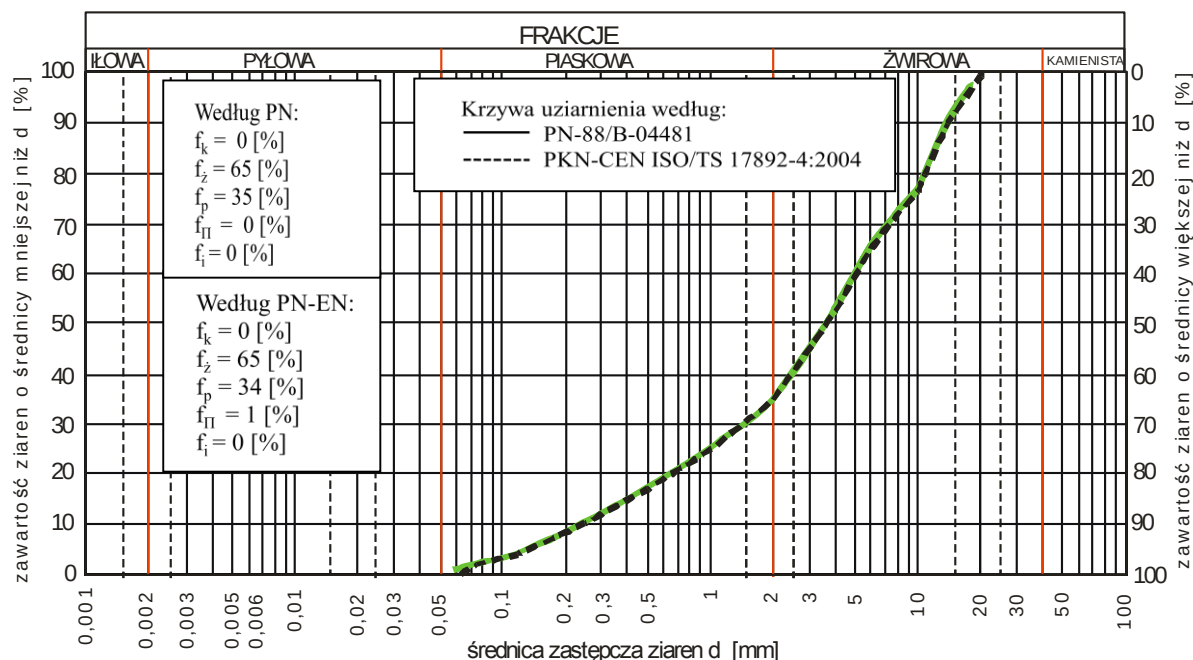
	(ewentualne rozcieranie cząstek gruntowych w wodzie)	(dopuszcza się stosowanie dyspergentu zapobiegającego koagulacji)
Czas przesiewania mechanicznego	Minimum 5 min	Minimum 10 min
Masa próbki	Określone masy próbek dla konkretnych rodzajów gruntu	Minimalna masa próbki dobierana jest na podstawie średnicy D_{90} (tabela 2)
Maksymalna masa gruntu pozostała na poszczególnych sitach	Brak określonych maksymalnych mas próbki na poszczególnych sicach	Określone maksymalne masy próbki na poszczególnych sitach (tabela 3)
Dopuszczalna różnica między masą szkieletu gruntowego a sumą mas gruntu ze wszystkich sit	Nie powinna być większa niż 5%	Nie powinna być większa niż 1%

Poniżej przedstawiono wyniki badań analizy sitowej żwiru (tabela 5, rysunek 1, tabela 6).

Tabela 5. Wyniki badań z analizy sitowej według PN-88/B-04481 [1] oraz według PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13]

Wymiar oczka sita	Analiza sitowa według					
	PN-88/B-04481			PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004		
	Zawartość frakcji			Zawartość frakcji		
[mm]	[g]	[g + Δm]	[%]	[g]	[g + Δm]	[%]
> 16,00	40,42	40,42	8,08	40,42	40,42	8,08
16,00 - 12,50	43,88	43,88	8,78	43,88	43,88	8,78
12,50 - 10,00	28,87	28,87	5,77	28,87	28,87	5,77
10,00 - 8,00	30,25	30,25	6,05	30,25	30,25	6,05
8,00 - 6,30	32,14	32,14	6,43	32,14	32,14	6,43
6,30 - 4,00	65,63	65,63	13,13	65,63	65,63	13,13
4,00 - 2,00	88,54	89,54	17,91	88,12	88,12	17,62
2,00 - 1,00	52,43	52,43	10,49	50,02	50,02	10,00
1,00 - 0,50	39,48	39,48	7,90	37,19	37,19	7,44
0,50 - 0,25	32,52	32,52	6,50	32,11	32,11	6,42
0,25 - 0,125	34,81	34,81	6,96	34,54	34,54	6,91
0,125 - 0,075	9,83	9,83	1,97	9,67	9,67	1,93
0,075 - 0,063	0,12	0,12	0,02	0,05	0,05	0,01
< 0,063	0,08	0,08	0,02	4,91	7,11	1,42
Σ	499,00	500,00	100,00	497,80	500,00	100,00

Wyniki badań z analizy sitowej żwiru według PN-88/B-04481 oraz według PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 są podobne. Małe różnice w masach gruntu zaobserwowano na sitach z zakresu od 2,00 do 0,063 mm.



Rysunek 1. Wykres uziarnienia żwiru

Tabela 6. Zestawienie wskaźników uziarnienia żwiru

Charakterystyka	Rodzaj gruntu (symbol)	Wskaźniki uziarnienia	
Czyżewski i in. [14], Wiłun [15]	Żwir (Ż)	$U = 22,72$ wskaźnik różnoziarnistości	$C = 2,05$ wskaźnik krzywizny
PN-EN ISO 14688- 2:2006/Ap2 [7]	Żwir z piaskiem (saGr)	$C_U = 22,72$ wskaźnik jednorodności	$C_C = 2,05$ wskaźnik krzywizny

Wskaźniki U lub C_U zostały obliczone według wzoru (1) oraz wskaźniki C lub C_C zostały obliczone według wzoru (2) :

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (1)$$

$$C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \times d_{60}} \quad (2)$$

gdzie:

d₆₀ - średnica ziaren, których wraz z mniejszymi jest w gruncie 60 %,

d₁₀ - średnica ziaren, których wraz z mniejszymi jest w gruncie 10%,

d₃₀ - średnica ziaren, których wraz z mniejszymi jest w gruncie 30%.

Żwir pod względem wskaźnika różnoziarnistości według Czyżewskiego i in. [14] oraz Wiłuna [15] jest gruntem bardzo różnoziarnistym a według PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2 nazywa się gruntem wielofrakcyjnym.

5. Analiza areometryczna

Analiza areometryczna według PN-88/B-04481 [1] służy do oznaczania w gruntach spoistych zawartości procentowych cząstek o średnicach zastępczych mniejszych niż 0,06 lub 0,074. Podczas przygotowania próbki stosuje się 25% roztwór amoniaku (3 cm³ na 1000 ml wody). Pomiarów zmian gęstości zawiesiny gruntowej dokonujemy za pomocą uprzednio wycechowanego areometru.

W metodzie areometrycznej według Specyfikacji Technicznej proponowane jest stosowanie heksametafosforanu sodu (około 40 g/l) lub pirofosforanu sodu (około 20 g/l). Metodę sedymentacyjną stosuje się w przypadku, gdy więcej niż 10% ziaren jest mniejszych niż 0,063 mm. Masę suchej próbki, jaką należy wziąć do badania określono w tabeli 6. Tabela 7 prezentuje różnice procedur wykonywania analizy areometrycznej według PN-88/B-04481 [1] oraz PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13].

Tabela 6. Masa suchej próbki gruntu potrzebnej do analizy areometrycznej

Rodzaj gruntu	Masa gruntu suchego [g] według	
	PN-88/B-04481	PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004
Grunty piaszczyste	60 – 80	do 75
Grunty spoiste z małą ilością piasku lub bez zawartości piasku	40 - 60	30-50
Plastyczne i miękkoplastyczne iły	30 - 40	10-30
Piasek pylasty	80 - 150	-

Tabela 7. Zestawienie różnic procedur wykonywania analizy sedymentacyjnej według PN-88/B-04481 [1] oraz PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 [13]

Analiza sedymentacyjna według	
PN-88/B-04481	PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004
Służy do oznaczania zawartości cząstek o średnicach zastępczych mniejszych niż 0,060 lub 0,075 mm gruntów spoistych	Stosuje się w przypadku, gdy więcej niż 10% ziaren jest mniejszych niż 0,063 mm
Zastosowanie roztworu amoniaku do przygotowania próbki	Zastosowanie heksametafosforanu sodu lub pirofosforanu sodu do przygotowania próbki
Gotowanie zawiesiny gruntowej przez około 30 min.	Brak gotowania

Poniżej przedstawiono wyniki badań analizy sitowej i areometrycznej gliny piaszczystej (tabela 8, tabela 9).

Tabela 8. Wyniki badań z analizy sitowej gliny piaszczystej

Wymiar oczka sita	Analiza sitowa według			
	PN-88/B-04481		PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004	
	Zawartość frakcji		Zawartość frakcji	
[mm]	[g]	[%]	[g]	[%]
> 2,00	1,01	1,68	1,38	2,30
2,00 - 1,00	0,71	1,18	0,77	1,28
1,00 - 0,50	2,11	3,52	2,50	4,17
0,50 - 0,075	24,83	41,38	22,92	38,20
< 0,075*	31,34	52,24	32,43	54,05
Σ	60,00	100,00	60,00	100,00

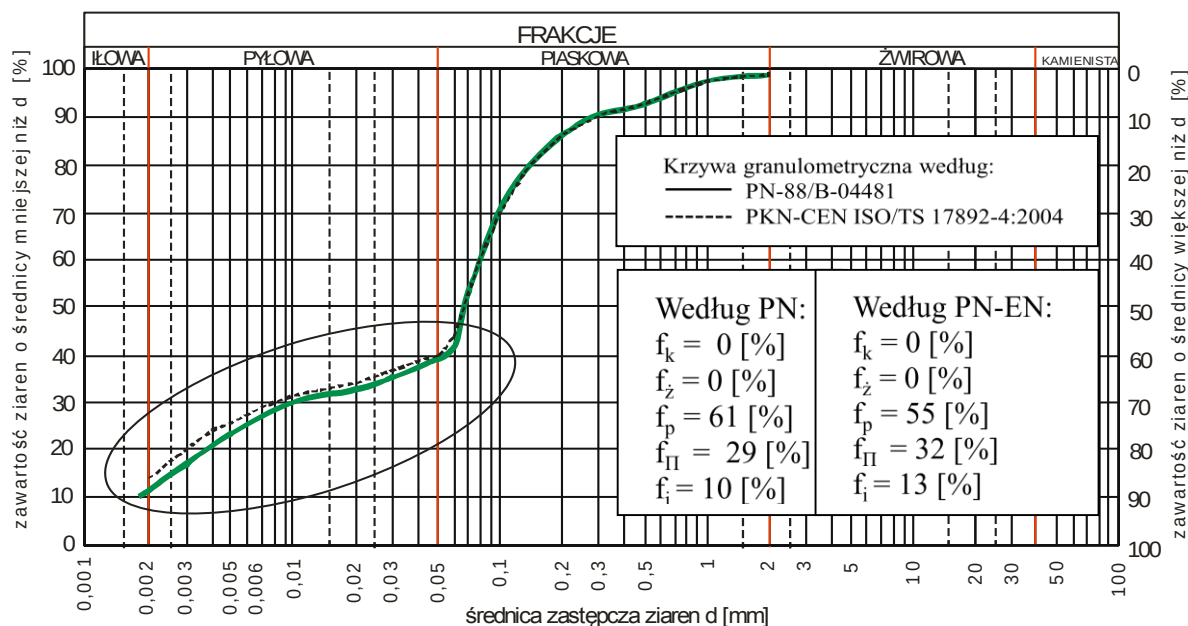
*Według specyfikacji PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 mieszaninę wodno gruntową sporządza się z cząstek mniejszych niż 0,063 mm. Jednak z braku takiego wymiaru oczka sita, mieszaninę sporządzono z cząstek mniejszych niż 0,075 mm

Tabela 9. Wyniki badań z analizy areometrycznej gliny piaszczystej

Średnica zastępcza ziaren	Analiza areometryczna według	
	PN-88/B-04481	PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004
	Zawartość ziaren o średnicy mniejszej niż d	Zawartość ziaren o średnicy mniejszej niż d
[mm]	[%]	[%]
0,065	45,83	46,36
0,046	39,97	39,43
0,033	37,83	38,37
0,022	33,04	34,10
0,013	31,44	32,51
0,008	29,84	30,91
0,006	26,64	27,71

0,004	22,38	23,45
0,003	17,05	19,98
0,002	10,09	13,21

Rysunek 2 przedstawia wykres uziarnienia gruntu (tj. gliny piaszczystej) otrzymany z badań własnych.



Rysunek 2. Wykres uziarnienia gruntu z analizy granulometrycznej

W wyniku przeprowadzonych badań analizy granulometrycznej według PN-88/B-04481 i PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 zaobserwowano nieznaczne różnice w części analizy areometrycznej.

6. Oznaczanie wilgotności

Według normy PN-88/B-04481 [1] wilgotność gruntów oznacza się metodą suszenia w suszarce. Należy pobrać dwie próbki o następujących masach co najmniej: 500 g dla gruntów gruboziarnistych, 50 g dla piasków i pyłów, 30 g dla pozostałych gruntów drobnoziarnistych. Temperatura suszenia powinna wynosić 105-110°C. Kiedy dwukrotne ważenie masy gruntu nie wykazuje zmian, proces suszenia należy zakończyć.

Do procesu suszenia według CEN-ISO/TS 17892-1:2004 [16] wskazane jest używanie odpornych na korozję parowniczek (dla gruntów średnioziarnistych i gruboziarnistych) oraz zamykanych pojemników (dla gruntów drobnoziarnistych), których zadaniem jest

zapobieganie utracie wody z próbki przed ważeniem początkowym oraz absorpcji wilgoci z atmosfery przed zakończeniem ważenia. Minimalne masy próbek do oznaczania wilgotności prezentuje tabela 10. W tabeli 11 przedstawiono procedurę oznaczania wilgotności według obu norm.

Tabela 10. Minimalne masy próbek do oznaczania wilgotności według CEN-ISO/TS 17892-1:2004 [16]

Średnica ziaren D_{90}	Minimalna masa próbki
[mm]	[g]
1,0	25
2,0	100
4,0	300
16,0	500
31,5	1500
63,0	5000

Źródło: CEN-ISO/TS 17892-1:2004

Tabela 11. Zestawienie różnic w procedurach oznaczania wilgotności według PN-88/B-04481 [1] oraz PKN-CEN ISO/TS 17892-1:2004 [16]

Charakterystyki	Oznaczanie wilgotności według	
	PN-88/B-04481	PKN-CEN ISO/TS 17892-1:2004
Temperatura suszenia do stałej masy	Okolo 105°C	
Przechowywanie próbek gruntu	W niskich temperaturach (np. z dala od grzejników)	W temperaturze 3 - 30°C
Masa próbki gruntu	Konkretne masy próbek w zależności od rodzaju gruntu	Minimalne masy próbek dobiera się na podstawie średnicy ziaren D_{90}
Ilość badanych próbek	Minimum 2	1 - reprezentatywna lub kilka oddzielnych porcji gruntu

Badania wilgotności według obu norm dokonano dla pięciu próbek gruntowych. Przykładowe wyniki przedstawiono w tabeli 12.

Tabela 12. Wyniki badań z oznaczania wilgotności

Rodzaj gruntu	Masa próbki		Wilgotność według	
			PN-88/B-04481	CEN-ISO/TS 17892-1:2004
	[g]		[%]	[%]
Piasek drobny	105,50	108,68	19,35	
Pył	55,21	51,37	30,11	
Gлина pylasta	42,21	44,85	25,34	
Gлина zwięzła	33,20	38,65	24,98	
Ił	61,45	65,31	25,72	

Ponieważ procedury oznaczania wilgotności według PN-88/B-04481 oraz CEN-ISO/TS 17892-1:2004 są bardzo podobne - wyniki badań nie różnią się od siebie.

7. Oznaczanie gęstości objętościowej gruntów drobnoziarnistych

W Specyfikacji Technicznej PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004 [17] opisane zostały metody badań gęstości objętościowej oraz gęstości objętościowej szkieletu gruntowego. Oba parametry opisują mechaniczne właściwości gruntu.

Zestawienie metod oznaczania gęstości objętościowej gruntów drobnoziarnistych według PN-88/B-04481 [1] oraz PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004 [17] przedstawiono w tabeli 13.

Tabela 13. Zestawienie metod oznaczania gęstości gruntów drobnoziarnistych według PN-88/B-04481 [1] PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004 [17]

Oznaczenie gęstości gruntów drobnoziarnistych według	
PN-88/B-04481	PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004
Metoda wyporu hydrostatycznego w cieczach organicznych $\rho = \frac{m_m \times \rho_c}{m_m - m_{mc}} \quad (3)$	Metoda wypierania płynu $V = \frac{(m_2 - m_1)}{\rho_f} - \frac{(m_w - m_f)}{\rho_p} \quad (7)$
Metoda wyporu hydrostatycznego wody $\rho = \frac{m_m}{\frac{m_\rho - m_{\rho w}}{\rho_w} - \frac{m_\rho - m_m}{\rho_p}} \quad (4)$	Metoda zanurzania w wodzie $V = \frac{(m_w - m_g)}{\rho_w} - \frac{(m_w - m_f)}{\rho_p} \quad (8)$
Pomiar objętości próbki gruntu za pomocą rtęci $\rho = \frac{m_m \times \rho_h}{m_r} \quad (5)$	Metoda pomiaru bezpośredniego - stosowana jest dla gruntów spoistych o regularnym kształcie (np. prostopadłościenna, cylindryczna)

	$\rho = \frac{m}{V} \quad (9)$
	$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} \quad (10)$
Oznaczenie przy zastosowaniu pierścienia, cylindra $\rho = \frac{m_{st}-m_t}{V_p} \quad (6)$	

Oznaczenia do wzorów:

ρ - gęstość objętościowa gruntu,

m_m - masa badanej próbki,

m_{mc} - masa badanej próbki po zanurzeniu w cieczy,

ρ_c - gęstość stosowanej cieczy w danej temperaturze,

m_p - masa próbki oparafinowanej,

m_{pw} - masa próbki oparafinowanej i zanurzonej w wodzie,

ρ_p - gęstość parafiny,

ρ_w - gęstość wody,

ρ_h - gęstość właściwa rtęci (interpolowana w zależności od temperatury badania),

m_r - masa wypchniętej rtęci,

m_{st} - masa pierścienia lub cylindra wraz z gruntem,

m_t - masa pierścienia lub cylindra,

V_p - wewnętrzna objętość pierścienia lub cylindra,

V - objętość próbki,

m_1 - masa naczynia odbiorczego,

m_2 - masa naczynia odbiorczego i płynu,

m_w - masa próbki i pokrycia parafinowanego,

m_f - masa próbki w stanie naturalnym,

ρ_f - gęstość cieczy,

m_g - masa próbki i pokrycia parafinowanego zanurzonej w wodzie,

m_f - masa próbki w stanie naturalnym,

m - masa próbki,

V - objętość próbki,

ρ_d - gęstość objętościowa szkieletu gruntowego,

w - wilgotność wyrażona jako ułamek dziesiętny suchej masy.

Ważne jest, by wybrać metodę najbardziej odpowiednią dla badanego materiału. Niektóre metody mogą spowodować zmianę wilgotności, co wpływa na gęstość objętościową. W przypadku stosowania metody pomiaru bezpośredniego ważne jest, by nie następowała utrata wilgotności w trakcie obrabiania próbki.

Norma PN-81/B-04481 [1] charakteryzuje pięć metod oznaczenia gęstości objętościowej gruntu. Ponadto dopuszcza zastosowanie innych metod, jeżeli pozwalają one na oznaczenie gęstości objętościowej z błędem nie przekraczającym $0,01 \text{ g/cm}^3$. Dodatkowych metod można użyć, gdy w trakcie badania wilgotność nie ulegnie zmianie. Sposób wykonania oznaczenia dobiera się na podstawie cech gruntu oraz wielkości dostarczanej próbki.

Jeżeli różnica z dwóch oznaczeń gęstości objętościowej gruntu nie jest większa niż $0,02 \text{ g/cm}^3$ to za wynik należy przyjąć średnią arytmetyczną. Gdy dopuszczalna różnica jest przekroczona należy wykonać dodatkowe oznaczenie dla dwóch kolejnych próbek gruntu. Za ostateczny wynik należy przyjąć średnią arytmetyczną trzech najmniej różniących się wartości ze wszystkich wykonanych badań.

Wyniki z badań własnych gęstości objętościowej zestawiono w tabeli 14.

Tabela 14. Wyniki badań z oznaczania gęstości metodą wyporu hydrostatycznego wody według PN-88/B-04481 [1] oraz metodą zanurzania w wodzie według PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004 [17]

Rodzaj gruntu	Gęstość objętościowa według			
	PN-88/B-04481			PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004
	I próbka	II próbka	Wynik badania	I próbka Wynik badania
	[g/cm ³]			[g/cm ³]
Pył	1,57	1,59	1,58	1,57
Gлина zwięzła	1,61	1,61	1,61	1,61
II	1,65	1,64	1,65	1,65
II	1,61	1,60	1,61	1,61
II	1,59	1,59	1,59	1,59

Ponieważ procedury wykonania oznaczenia gęstości objętościowej według PN-88/B-04481 oraz PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004 są identyczne - wyniki badań nie różnią się od siebie.

8. Wnioski

1. Polska norma PN-88/B-04481 w sposób przejrzysty podaje procedurę oznaczania rodzaju gruntu. Badanie makroskopowe jest możliwe do wykonania w terenie. Z kolei w nowej normie niezbędne jest określenie wytrzymałości gruntu suchego. Dlatego badanie makroskopowe musi być dokończony w laboratorium. Dodatkowymi oznaczeniami, jakie zostały wprowadzone, są: dylatacja, oznaczanie zawartości ilu oraz pyłu. Ponadto w oznaczeniu zawartości węglanów wapnia stosuje się inne stężenia roztworu kwasu solnego oraz proponuje nowy podział.
2. Otrzymane wyniki z badań własnych gęstości objętościowej, wilgotności naturalnej, analizy sedymentacyjnej oraz sitowej według PN-88/B-04481 i nowych Specyfikacji Technicznych nie wykazały istotnych różnic. Istotne różnice zaobserwowano w nazewnictwie gruntu.
3. W analizie sitowej wg PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 dłuższy jest czas przesiewania. Polska norma podaje konkretne masy naważek gruntu, jakie powinny być brane do analizy sitowej. Z kolei w specyfikacji niezbędna jest znajomość ziaren o średnicy D_{90} , na podstawie której określa się masę próbki. Ponadto specyfikacja określa dopuszczalne maksymalne masy gruntu na poszczególnych sitach.
4. Według PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 skład granulometryczny jest jedną z najważniejszych właściwości gruntu, który jest podstawą klasyfikacji gruntu. Od składu granulometrycznego zależą właściwości geotechniczne oraz hydrogeologiczne gruntu.
5. Specyfikacja Techniczna PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 dopuszcza stosowanie w analizie granulometrycznej odczynnika rozpraszającego (np. pirofosforanu sodu) zapobiegającego koagulacji. W polskiej normie zalecano stosowanie roztworu amoniaku. Analiza sedymentacyjna wg PN-88/B-04481 służy do oznaczania zawartości cząstek o średnicach zastępczych mniejszych niż 0,06 lub 0,074 mm gruntów spoistych. Z kolei według nowych wytycznych metodę sedymentacyjną stosuje się w przypadku, gdy więcej niż 10% ziaren jest mniejszych niż 0,063 mm.
6. Według CEN-ISO/TS 17892-1:2004 ocena wilgotności jest niezbędna do klasyfikacji gruntów naturalnych. Masa gruntu do suszenia jest określana na podstawie średnicy ziaren D_{90} . Polska norma podaje konkretne masy naważek w zależności od rodzaju gruntu. Temperatura suszenia o obu procedurach jest taka sama i wynosi około 105 °C.
7. PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004 opisuje trzy sposoby określania gęstości objętościowej gruntu, a mianowicie: metodę pomiaru bezpośredniego, metodę zanurzania w wodzie,

metodę wypierania płynu. Z kolei PN-81/B-04481 charakteryzuje pięć metod oznaczenia gęstości objętościowej gruntu: metoda wyporu hydrostatycznego w cieczach organicznych, metoda wyporu hydrostatycznego wody, oznaczenie poprzez pomiar objętości próbki gruntu za pomocą rtęci, oznaczenie przy zastosowaniu pierścienia lub cylindra o znanej masie oraz objętości. Ważne jest, by wybrać metodę najbardziej odpowiednią dla badanego materiału.

Literatura

1. PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.*
2. Wysokiński L.: *Od klasyfikacji gruntów do monitoringu obiektu według norm europejskich. Projektowanie geotechniczne.* Geoinżynieria 02: 26-46, 2009.
3. Sulewska M. J.: *Badania laboratoryjne według Eurokodu 7 i norm związanych.* Acta Scientiarum Polonorum, Architectura 12 (4): 85-92, 2013.
4. Tarnawski M., Sykuła U., Ura M.: *Problemy z nazewnictwem gruntów spoistych według normy PN-EN ISO 14688.* Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego 446: 423-428, 2011.
5. Gołębowska A.: *Uwagi krytyczne do klasyfikacji gruntów według normy PN-EN ISO 14688:2006.* Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego 446 (2):289-296, 2011.
6. PN-EN ISO 14688-1:2006/Ap1:2012 *Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1. Oznaczanie i opis.*
7. PN-EN ISO 14688-2:2006/Ap2:2012 *Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2. Zasady klasyfikowania.*
8. Rymar S.: *Geotechnika i Geologia inżynierska w świetle uwarunkowań norm UE Eurokod 7.* Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Krośnie. Adres: http://www.pogorzedynowskie.pl/data/referaty/IXBS/ref_5_IXBS.pdf. Data wejścia: 26.01.2015.
9. Jaskiewicz K., Wszędyrówny-Nast M.: *Wpływ metodyki oznaczania granic Atterberga na uzyskiwane wartości stopnia plastyczności.* Budownictwo i inżynieria środowiska 4:113-118, 2013.
10. PN-EN ISO 14688-1:2006 *Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1. Oznaczanie i opis.*
11. Gołębowska A., Wudzka A.: *Nowa klasyfikacja gruntów według normy PN-EN ISO.* Geoinżynieria drogi, mosty i tunele 04: 44-55, 2006.

12. Gołębiewska A.: *Polska klasyfikacja według PN-B-02480:1986 zgodna z wymaganiami PN-EN ISO 14688:2006*. Acta Scientiarum Polonorum, Architectura 11 (3): 23-36, 2012.
13. PKN-CEN ISO/TS 17892-4:2004 *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 4: Oznaczanie składu granulometrycznego*.
14. Czyżewski K., Wolski W., Wójcicki S., Żbikowski A.: *Zapory ziemne*. Arkady. Warszawa, 1973.
15. Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*, WKŁ, Warszawa, 2005.
16. PKN-CEN ISO/TS 17892-1:2004 *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 1: Oznaczanie wilgotności*.
17. PKN-CEN ISO/TS 17892-2:2004 *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 2. Oznaczanie gęstości gruntów drobnoziarnistych*.

inż. Krzysztof Wolski¹, mgr inż. Justyna Mumot

Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Instytut Inżynierii Środowiska

Plac Grunwaldzki 24A, 50-365 Wrocław

e-mail: ¹wolski.k.is@gmail.com

Wyznaczanie natężenia przepływu w cieku na podstawie punktowych pomiarów prędkości

Słowa kluczowe: *natężenie przepływu, prędkość wody*

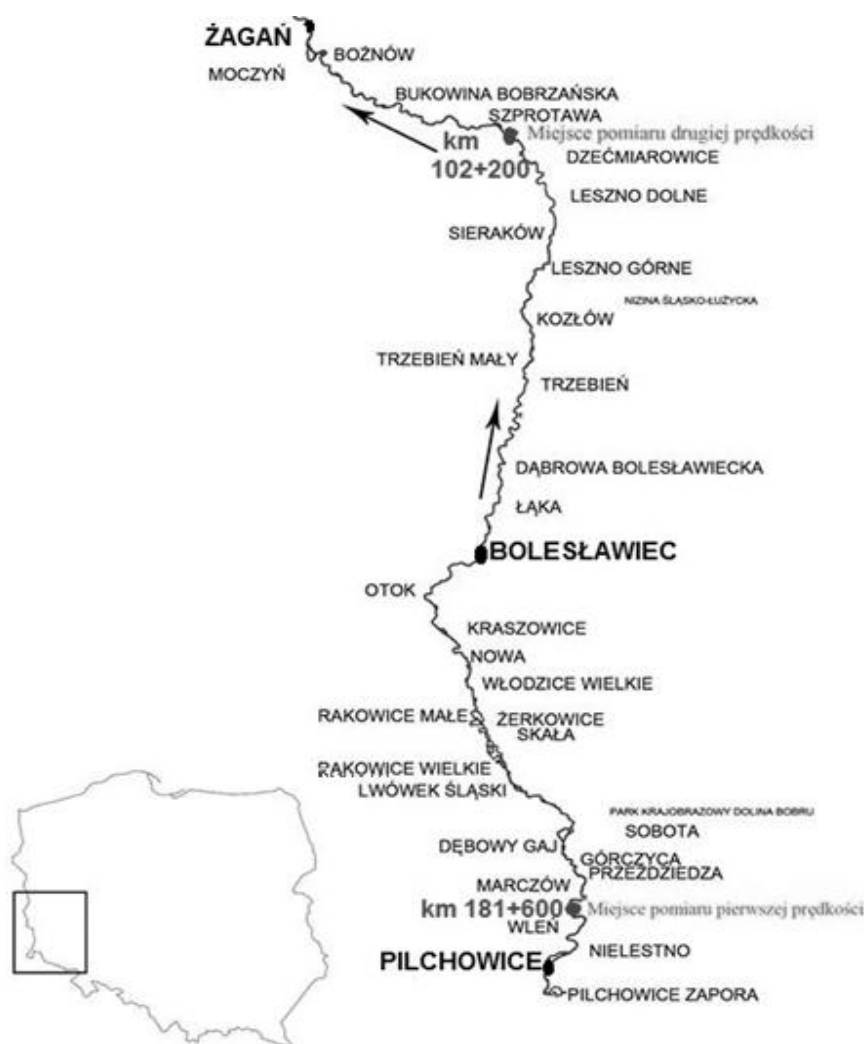
Streszczenie: W pracy zaprezentowano analizę obliczeń natężenia przepływu na podstawie punktowych pomiarów prędkości wody w cieku różnymi metodami. Została ona sporządzona w oparciu o pomiary wykonane w lipcu 2013 roku za pomocą młynka hydrometrycznego na rzece Bóbr, w km 181+600 oraz km102+200. Pomiary wykonano na różnych głębokościach w kilku pionach hydrometrycznych rozmieszczonych w dwóch przekrojach poprzecznych koryta. Prace polegały na przeprowadzeniu obliczeń, prowadzących do określenia średniej prędkości zgodnie z metodą rachunkową, Harlachera, Culmanna, IMGW. Dla każdej z metod sporządzono rozkład prędkości w profilach, oddający właściwości danej metody. Znając powierzchnie przekroju poprzecznego i prędkość średnią, wyliczoną różnymi metodami, obliczono i porównano wielkość natężenia przepływu w obu rozpatrywanych przekrojach, dla każdej z metod obliczeniowych. Zestawiono ze sobą uzyskane rezultaty, porównano je i na ich podstawie wyciągnięto wnioski dotyczące zasadności stosowania analizowanych metod.

1. Wstęp

Wyznaczanie natężenia przepływu w ciekach za pomocą punktowych pomiarów prędkości wody jest obecnie jednym z najczęściej wykonywanych badań w hydraulice koryt otwartych. Badania takie prowadzone są zarówno w celach praktycznego pomiaru natężenia przepływu, jak i w rozważaniach teoretycznych nad metodyką pomiarów i obliczeń, dających najlepsze efekty [1]. Wśród metod wyznaczających natężenie przepływu w cieku wyróżnić należy najczęściej używane: wolumetryczną, przelewową, kolorymetryczną, odcinkową- przy zastosowaniu pływaków, spadku podłużnego zwierciadła wody, punktową- przy użyciu młynka hydrometrycznego czy ADCP [2]. Istnieje także wiele modyfikacji każdej z metod, dostosowanych do charakterystyki badanego cieku. Zdecydowanie najczęściej stosowaną metodą jest metoda pomiarów punktowych za pomocą młynka hydrometrycznego. Wpływa na to stosunkowo prosta procedura badań, łatwość modyfikacji w zależności od charakteru cieku oraz duża dokładność badania. Zakłada ona pomiar prędkości wody na konkretnych założonych głębokościach w wyznaczonych pionach hydrometrycznych. Wymaga jednak wcześniejszej analizy geometrii koryta w przekroju poprzecznym, co warunkuje

umiejscowienie pionów badawczych. Dla uzyskanych punktowych wartości prędkości wody istnieje kilka metod obliczeniowych prowadzących do wyznaczenia średniej prędkości wody w korycie, co w połączeniu ze znaną geometrią cieku, a konkretnie powierzchnią przekroju poprzecznego prowadzi do wyznaczenia natężenia przepływu. W niniejszej pracy założono wyznaczenie prędkości średniej wybranymi metodami oraz wzajemną konfrontację tych metod pod kątem różnicy w uzyskanych wynikach.

2. Teren i metodyka badań



Rysunek 1. Umiejscowienie przekrojów obliczeniowych w biegu rzeki Bóbr

Źródło: Opracowanie własne

Niniejsza praca została wykonana w oparciu o badania przeprowadzone na rzece Bóbr w lipcu 2013 roku, przez grupę badawczą Studenckiego Koła Naukowego Hydrologów i Hydrotechników Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu. Przekroje zlokalizowane zostały w km 181+600, poniżej miejscowości Wleń oraz w km 102+200, nieco powyżej Szprotawy, co ilustruje rysunek 1. Zostały one dobrane na odcinkach prostych, gdzie

przepływ jest stosunkowo jednolity, bez znaczących turbulencji, a wektory prędkości prostopadłe do biegu ciekłu. Zmierzone głębokości wody w pionach sięgały od 20 cm do 100 cm w przekroju pierwszym oraz od 40 cm do 132 cm w przekroju drugim. Brzegi terenu, na którym prowadzone były badania porośnięte są bujnie roślinnością. W przekroju pierwszym brzeg lewy jest wysoki, silnie zerodowany, z powstającymi niszami erozyjnymi. Brzeg prawy natomiast jest zdecydowanie łagodniejszy i mniej zerodowany. W przekroju drugim oba brzegi są wysokie i silnie zerodowane.

Do pomiarów wykorzystano młynek hydrometryczny GR-21M sygnalizujący impulsy akustyczne i optyczne (światłne). Badanie polega na pomiarze czasu pomiędzy wystąpieniem kolejnych impulsów młynka. Na podstawie związku liniowego pomiędzy charakterystyką młynka, a czasem między kolejnymi impulsami, a co za tym idzie, liczbą obrotów skrzydełek młynka przypadających na jednostkę czasu, w tym przypadku sekundę, wyznaczyć można prędkość wody, co ilustruje wzór 1.

$$v = \alpha + \beta \cdot n \quad (1)$$

gdzie:

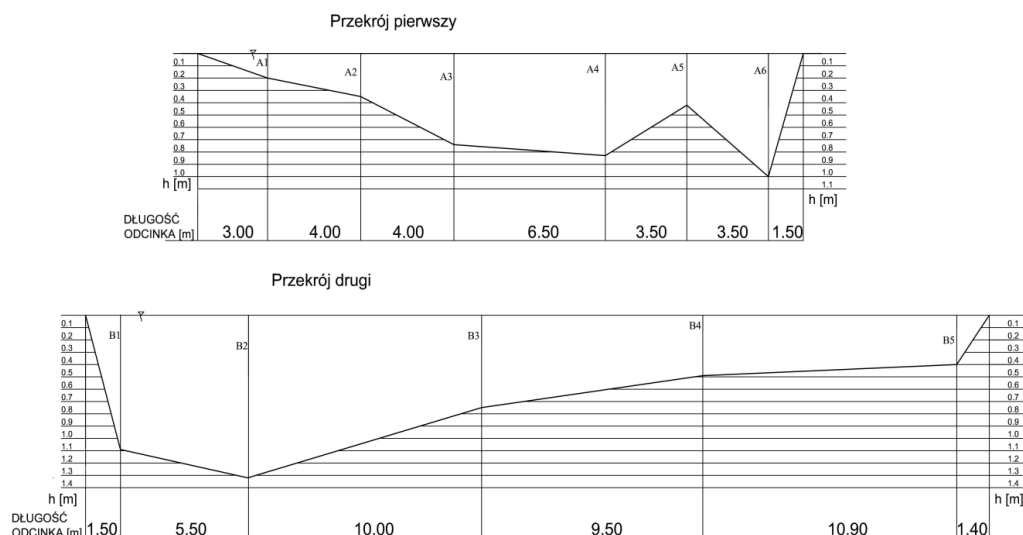
v – prędkość wody [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$],

α – charakterystyczna stała młynka, ($\alpha=0,01$) [-],

β – charakterystyczna stała młynka, ($\beta=0,21909$) [-],

n – liczba obrotów skrzydełek młynka na jedną sekundę [$1 \cdot \text{s}^{-1}$].

Badanie przeprowadzono w przekrojach wg wytycznych IMGW [3, 4]. W pierwszej kolejności rozciągnięta została wzdłuż przekroju lina, na której oznaczone zostały odległości od brzegu lewego. Następnie przeprowadzono sondowanie dna, aby określić ukształtowanie podłoża oraz położenie pionów hydrometrycznych. Zostały one usytuowane w miejscach zmiany kształtu dna, oddając w ten sposób naturalny charakter przekroju. W przekroju pierwszym o szerokości koryta 27 m wyznaczono 6 pionów, natomiast w przekroju drugim o szerokości 38,8 m, ale o bardziej regularnym kształcie 5 pionów hydrometrycznych. Ukształtowanie dna oraz położenie pionów oddaje rysunek 2. Głębokości pomiarów zostały zmodyfikowane w celu ułatwienia samych pomiarów i późniejszych obliczeń. W miejscach standardowych zmiennych głębokości pomiarów wynikających wyłącznie z głębokości ciekłu, tj. 0,2 m, 0,4 m, 0,8 m oraz przy dnie i przy powierzchni, rekomendowanych przez IMGW zastosowano pomiary na stałych odległościach 10, 25, 40, 75 cm od dna oraz pomiar przy powierzchni określony jako głębokość 5 cm.



Rysunek 2. Ukształtowanie przekrojów oraz rozmieszczenie badawczych pionów hydrometrycznych

Źródło: Opracowanie własne

W ten sposób przeprowadzono pomiary, które przedstawione zostały w tabeli 1 dla przekroju pierwszego oraz w tabeli 2 dla przekroju drugiego.

Tabela 1. Punktowe pomiary prędkości wody w przekroju pierwszym

Nr pionu	Odległość	Głębokość w pionie	Głębokość pomiaru	Czas	Ilość obrotów na sekundę	Prędkość
	[m]	[cm]	[cm]	[s]	[$1 \cdot s^{-1}$]	[$m \cdot s^{-1}$]
A1	3.00	20.00	5	10.61	1.8850	0.42
			10	10.90	1.8349	0.41
A2	7.00	35.00	5	7.30	2.7397	0.61
			25	10.05	1.9900	0.45
A3	11.00	74.00	5	5.40	3.7037	0.82
			34	4.06	4.9261	1.09
			64	6.04	3.3113	0.74
A4	17.50	83.00	5	3.50	5.7143	1.26
			8	3.57	5.6022	1.24
			43	3.90	5.1282	1.13
			73	6.07	3.2949	0.73
A5	21.00	42.00	5	3.80	5.2632	1.16
			2	3.88	5.1546	1.14
			32	5.10	3.9216	0.87
A6	24.50	100.00	5	5.00	4.0000	0.89
			25	4.88	4.0984	0.91
			60	4.70	4.2553	0.94
			90	6.30	3.1746	0.71

Źródło: Opracowanie własne

Tabela 2. Punktowe pomiary prędkości wody w przekroju drugim.

Nr pionu	Odległość	Głębokość w pionie	Głębokość pomiaru	Czas	Ilość obrotów na sekundę	Prędkość
	[m]	[cm]	[cm]	[s]	[1·s ⁻¹]	[m·s ⁻¹]
B1	1.50	110.00	5	24.30	0.8230	0.19
			35	21.6	0.9259	0.21
			70	32.8	0.6098	0.14
			85	46.4	0.4310	0.10
			100	60	0.3333	0.08
B2	7.00	132.00	5	5.30	3.7736	0.84
			57	5.60	3.5714	0.79
			92	5.70	3.5088	0.78
			107	6.00	3.3333	0.74
			122	8.00	2.5000	0.56
B3	17.00	75.00	5	6.20	3.2258	0.72
			35	6.00	3.3333	0.74
			50	6.80	2.9412	0.65
			65	8.80	2.2727	0.51
B4	26.50	49.00	5	6.50	3.077	0.68
			9	6.70	2.985	0.66
			24	7.30	2.740	0.61
			39	8.60	2.326	0.52
B5	37.40	40.00	5	7.70	2.5974	0.58
			15	7.20	2.7778	0.62
			30	8.40	2.3810	0.53

Źródło: Opracowanie własne

Jednym z kluczowych zagadnień w metodach obliczeniowych prędkości średniej w cieku jest znajomość prędkości średniej w danym pionie hydrometrycznym. Konieczne jest tutaj wykreślenie tachoid, czyli krzywych zależności prędkości przepływu od głębokości, które umożliwiają wyznaczenie średniej prędkości przepływu [5]. Tworzy się je w kartezyjskim układzie współrzędnych, gdzie oś rzędnych stanowią głębokości w danym pionie, natomiast oś odciętych prędkości punktowe. Prędkość na powierzchni oraz przy dnie ekstrapoluje się zgodnie z charakterem przebiegu krzywej [6]. Prędkość średnią w pionie wyznacza się poprzez podzielenie pola wyznaczonego tachoidą przez głębokość danego pionu. Przebieg tachoid w badanych przekrojach ilustruje rysunek 3.

Prędkości średnie w pionach mogą już w takiej formie bezpośrednio służyć w metodzie rachunkowej do wyznaczenia prędkości średniej w całym przekroju. Prędkość w danym obszarze liczy się jako średnią arytmetyczną z prędkości średnich w pionach (wzór 2), przy czym dla pionów skrajnych przyjmuje się 2/3 prędkości skrajnego pionu (wzór 3). Natężenie przepływu

w metodzie rachunkowej wyznacza się, jako iloczyn powierzchni wyznaczonej przez sąsiednie piony oraz przeciętnej prędkości pomiędzy tymi pionami, co przedstawia wzór 4.

$$v_i = \frac{v_n + v_{n+1}}{2} \quad (2)$$

$$v_{i-1} = \frac{2}{3} \cdot v_n \quad (3)$$

$$Q_r = \sum_{i=1}^n F_i \cdot v_i \quad (4)$$

gdzie:

Q_r – natężenie przepływu w przekroju, wg metody rachunkowej [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$],

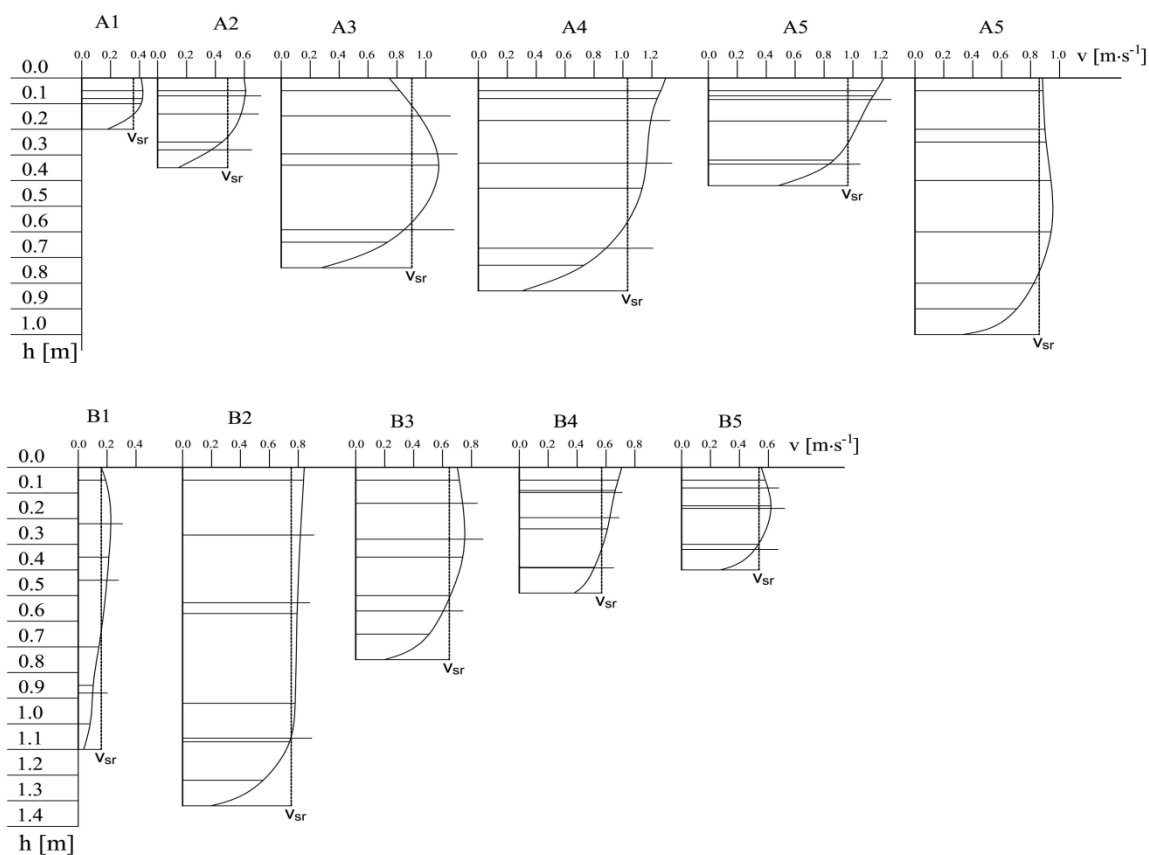
F_i – powierzchnia przekroju pomiędzy pionami hydrometrycznymi [m^2],

v_i – przeciętną prędkość średnią pomiędzy pionami, (wg wzoru 2) [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$],

v_{i-1} – przeciętną prędkość w przekroju skrajnym, (wg wzoru 2) [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$],

v_n – prędkość średnia w pionie n [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$],

v_{n+1} – prędkość średnia w pionie $n+1$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$].



Rysunek 3. Zestawienie tachoid w badanych profilach poprzecznych cieku

Źródło: (opracowanie własne)

Przedmiotem metody Harlachera jest wykreślenie w jednym układzie współrzędnych przekroju poprzecznego z pionami hydrometrycznymi w odniesieniu ujemnym osi rzędnych, krzywej rozkładu prędkości średnich w pionach w układzie dodatnim oraz iloczynu tych dwóch wartości. W przyjętej skali powierzchnia pola ograniczonego krzywą powstała z iloczynu głębokości oraz prędkości średniej stanowi wartość przepływu, według wzoru 5.

$$Q_H = \int_0^B h \cdot v_{sr} dB \quad (5)$$

gdzie:

Q_H – natężenie przepływu w przekroju, wg metody Harlachera [$m^3 \cdot s^{-1}$],

h – głębokość wody [m],

v_i – prędkość średnia [$m \cdot s^{-1}$],

B – szerokość przekroju [m].

Metoda Culmanna nie opiera się w odróżnieniu do dwóch poprzednich metod na wykreślonych tachoidach, a bezpośrednio na punktowych pomiarach. Nanosi się je na przekrój oraz wyznacza się linie łączące punkty o jednakowych prędkościach, zwane izotachami. Natężenie przepływu w metodzie oblicza się, jako sumę iloczynów średnich prędkości pomiędzy izotachami oraz pól powierzchni ograniczonych tymi izotachami, co przedstawia wzór 6.

$$Q_c = \sum_1^n F_i \cdot v_i \quad (6)$$

gdzie:

Q_c – natężenie przepływu w przekroju, wg metody Culmanna [$m^3 \cdot s^{-1}$],

F_i – powierzchnia części przekroju pomiędzy dwoma izotachami [m^2],

v_i – prędkość średnia pomiędzy izotachami [$m \cdot s^{-1}$].

Metoda IMGW, która w rzeczywistości jest zmodyfikowaną metodą rachunkową, zastosowana została w niniejszej pracy w sposób silnie eksperymentalny i ma na celu prezentację samej metody, niż interpretację wyników w niej powstałych. Formuła metody zakłada ujednolicenie samego sposobu wykonywania pomiarów, a w szczególności rozmieszczenia pionów hydrometrycznych i rozstawu punktów pomiarów prędkości w pionach [6, 7]. Zasadniczym elementem różniącym metodę zmodyfikowaną IMGW od metody rachunkowej jest sposób pomiaru, który prowadzi do braku konieczności wyznaczania tachoid w celu wyznaczenia prędkości średnich w pionach. Zakłada się dla danego przedziału głębokości stałą liczbę pomiarów w pionie, na podstawie której oblicza się

prędkość średnią dla danego pionu za pomocą wzoru 7,8 lub 9, w zależności od przyjętej głębokości.

$$v_{sr1} = v_{0,4h} \quad (7)$$

$$v_{sr2} = 0,25 \cdot (v_{0,2h} + 2v_{0,4h} + v_{0,8h}) \quad (8)$$

$$v_{sr3} = 0,1 \cdot (v_d + 2v_{0,2h} + 3v_{0,4h} + 3v_{0,8h} + v_p) \quad (9)$$

gdzie:

v_{sr1} – prędkość średnia w pionie o $h < 20\text{cm}$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

v_{sr2} – prędkość średnia w pionie o $20\text{cm} < h < 60\text{cm}$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

v_{sr3} – prędkość średnia w pionie o $h > 60\text{cm}$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

$v_{0,2h}$ – prędkość zmierzona na głębokości $0,2 h$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

$v_{0,4h}$ – prędkość zmierzona na głębokości $0,4 h$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

$v_{0,8h}$ – prędkość zmierzona na głębokości $0,8 h$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

v_d – prędkość zmierzona przy dnie [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

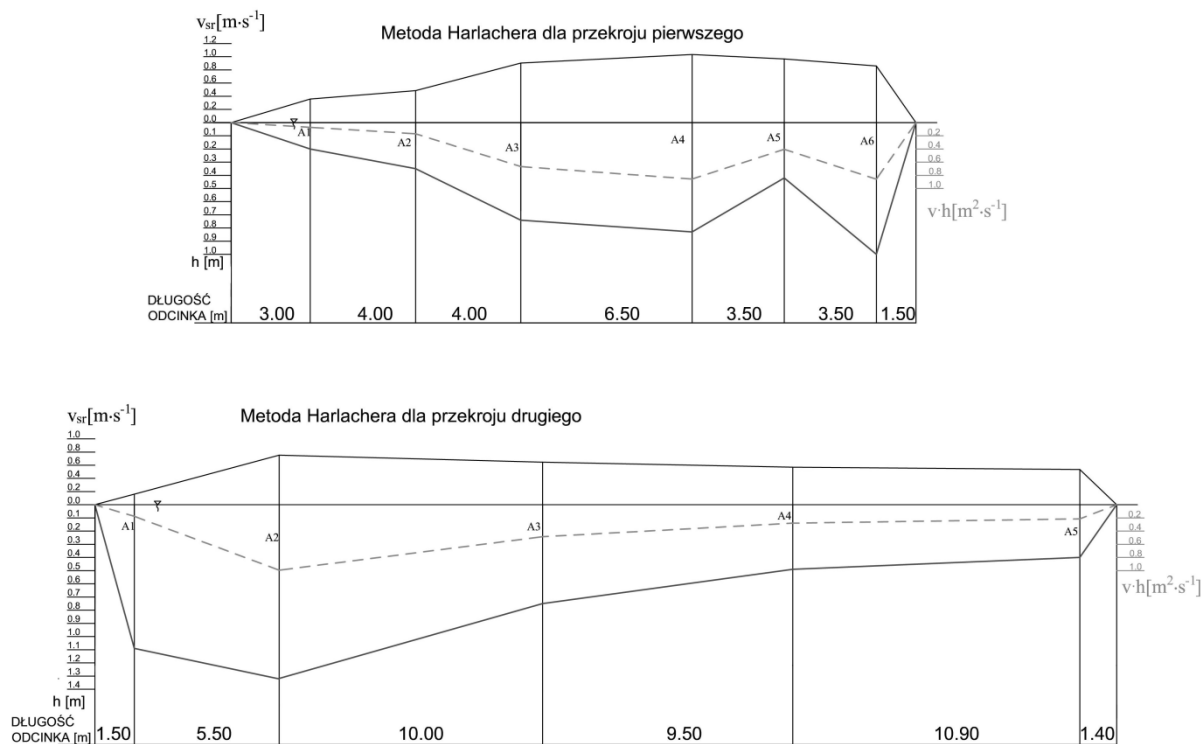
v_p – prędkość zmierzona przy powierzchni [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

h – głębokość pionu hydrometrycznego [m]

Po określeniu prędkości w pionach, określić można standardową metodą rachunkową prędkość i natężenie w całym przekroju obliczeniowym. W przeprowadzonych badaniach nie zostały określone dokładne proporcje pomiarów. W związku z tym z tachoid zostały na odpowiednich głębokościach wyinterpolowane prędkości, które wykorzystano do obliczeń.

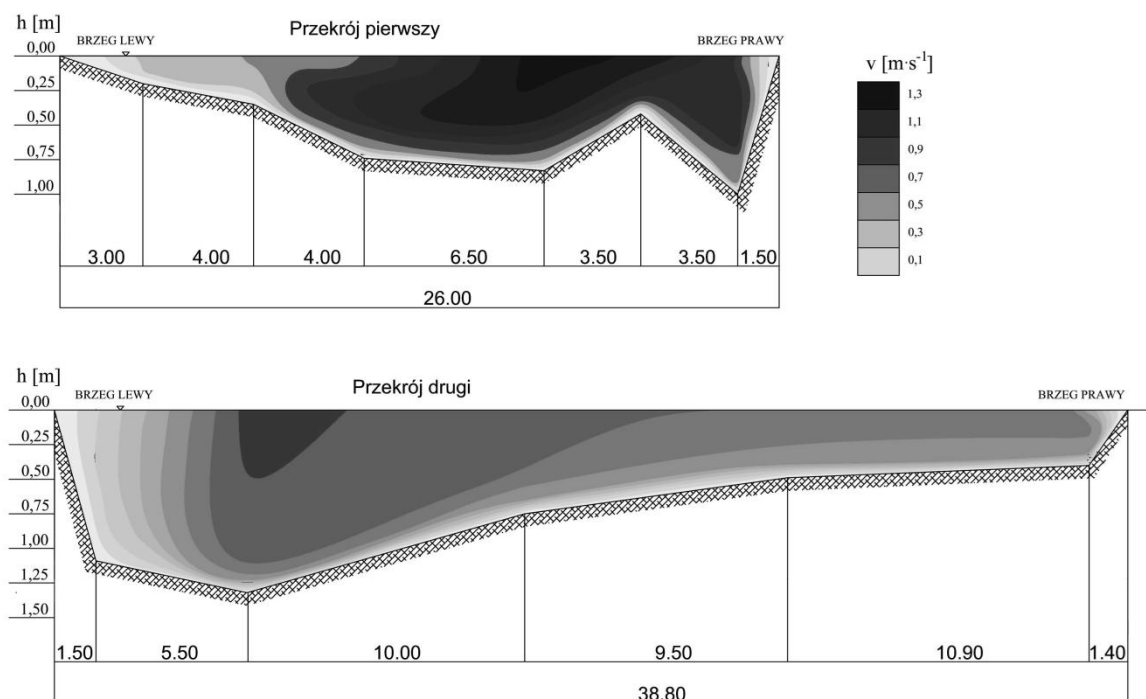
3. Wyniki badań i dyskusja

W wyniku obliczeń uzyskano wartości prędkości średniej oraz natężenia przepływu w cieku, przedstawione w tabeli 3. Dodatkowo metodę Harlachera ilustruje rysunek 4, natomiast metoda Culmanna została przedstawiona w formie graficznej na rysunku 5.



Rysunek 4. Ilustracja graficzna metody Harlachera

Źródło: Opracowanie własne



Rysunek 4. Ilustracja graficzna metody Culmanna

Źródło: Opracowanie własne

Tabela 3. Zestawienie średniej prędkości oraz natężenia przepływu w dwóch przekrojach, określonych czterema metodami obliczeniowymi

		Metoda rachunkowa	Metoda Harlachera	Metoda Culmanna	Metoda IMGW	Średnia
przekrój 1	V_{sr} [m·s ⁻¹]	0.84	0.87	0.83	0.83	0.84
	Q [m ³ ·s ⁻¹]	11.87	12.29	11.73	11.77	11.92
przekrój 2	V_{sr} [m·s ⁻¹]	0.58	0.6	0.58	0.57	0.58
	Q [m ³ ·s ⁻¹]	16.73	17.21	16.73	16.55	16.80

Źródło: Opracowanie własne

Analizując wyniki obliczeniowe, zauważyć można że ich wartości są zbliżone w danym przekroju wodowskazowym, w każdej z analizowanych metod. Metoda rachunkowa, Culmanna oraz modyfikacja metody rachunkowej wg IMGW dają wyniki różniące się między sobą o mniej niż 1%. Metodą Harlachera, uznawaną przez wielu za metodę referencyjną [1], uzyskano wyniki około 3% wyższe niż w pozostałych metodach. Na uwagę zasługuje szczególnie fakt, że wyniki w obu przekrojach pozostają w bardzo zbliżonych proporcjach pomiędzy metodami. Wynikają one ze specyfikacji danej metody oraz potwierdzają poprawność wykonania pomiarów i obliczeń. W interpretacji warto zwrócić uwagę na metodę rachunkową w modyfikacji IMGW. Potwierdza się jej bardzo dobre odniesienie do standardowej metody rachunkowej, a stosowanie jej już od etapu pomiarów pozwala ograniczyć pracochłonność wykonywania obliczeń, pomijając konieczność rysowania tachoid. Reasumując, całość pracy stanowi charakterystykę i ocenę metod obliczeniowych wyznaczania natężenia przepływu w cieku i stanowi ciekawą analizę badawczych aspektów pomiarów.

4. Wnioski

1. W każdej z metod obliczeniowych uzyskano stosunkowo zbliżone wartości wyników.
2. Metody obliczeniowe można stosować w zależności od potrzeb wykorzystania ich wyników np. w postaci graficznej metody Culmanna.
3. Same pomiary determinować mogą większe błędy niż metody obliczeniowe.

Literatura

1. Kozak M., Madzia M., Tyczyńska P.: *Wpływ wybranych metod obliczeniowych na uzyskane wartości przepływu wody mierzonego młynkiem hydrometrycznym*. Nauka Przyr. Technol. 5, 4, 2011.
2. Bajkiewicz-Grabowska E., Magnuszewski A., Mikulski Z.: *Hydrometria*, PWN, Warszawa 1993.
3. Byczkowski A.: *Hydrologia t. I*, SGGW, Warszawa 1991
4. Bodziony M.: *Hydrologia- materiały pomocnicze*, Politechnika Krakowska, Kraków 2006
5. Więzik B., Bardzik A.: *Ćwiczenia terenowe z hydrologii*, Politechnika Krakowska, Kraków 1993
6. Czamara W., Krężel J.: *Przewodnik do ćwiczeń z hydrologii*, Akademia Rolnicza we Wrocławiu 1983
7. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej - <http://www.imgw.pl>

inż. Krzysztof Wolski¹, Anna Wiktor, Joanna Michalik

Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Instytut Inżynierii Środowiska

Plac Grunwaldzki 24A, 50-365 Wrocław

e-mail: ¹wolski.k.is@gmail.com

Analiza hydrogramów odpływu wykonanego analitycznym modelem Nasha oraz programem HEC-HMS na przykładzie zlewni Strzegomki

Słowa kluczowe: *opad-odpływ, model Nasha, HEC-HMS*

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki badań wykonanych modelem opad-odpływ w programie HEC-HMS oraz analityczną metodą Nasha. Obszar badawczy stanowi górny odcinek rzeki Strzegomki, największego lewostronnego dopływu Bystrzycy w dorzeczu środkowej Odry w województwie dolnośląskim, powyżej zbiornika Dobromierz. Początkowym etapem prac był rozkład wartości opadu średniego na sumy godzinowe zgodnie z metodą proponowaną przez normy DVWK. Przeprowadzono klasyfikację obszaru zlewni pod kątem typu gleby oraz form użytkowania terenu, co pozwoliło na określenie parametru CN, będącego niezbędnym elementem modelu opad-odpływ. W metodzie analitycznego modelu Nasha na podstawie określonych parametrów zlewni oraz wygenerowanych hietogramów opadu całkowitego określono hietogramy opadu efektywnego, następnie chwilowego hydrogramu jednostkowego oraz przeprowadzono transformację opadu efektywnego w odpływ bezpośredni. Uzyskano w ten sposób hydrogramy odpływu w ujściowym punkcie rozpatrywanej zlewni. W programie HEC-HMS zbudowano model, odwzorowujący układ hydrograficzny zlewni. Po wprowadzeniu do programu hietogramów opadu całkowitego oraz parametrów zlewni w postaci powierzchni zlewni elementarnych, odpowiadających im parametrów CN oraz czasów opóźnienia odpływu, wygenerowano hydrogramy odpływu w dowolnym punkcie węzłowym modelu. Uzyskane wyniki przepływu w modelu Nasha oraz w programie HEC-HMS, w ujściowym punkcie rozpatrywanej zlewni zestawiono ze sobą oraz określono rozbieżności między nimi.

1. Wstęp

Modele typu opad-odpływ na dobre weszły już w standard wyznaczania przepływów w zlewniach niekontrolowanych lub częściowo kontrolowanych. Jednym ze szczególnie często użytkowanych modeli jest model opierający się na amerykańskiej metodzie CN-SCS (Soil Conservation Service – Curve Number), zaadaptowanej na warunki polskie m.in. przez Ignara [1, 2, 3, 4].

Metoda SCS opiera się na wyznaczeniu opadu efektywnego na podstawie opadu całkowitego, występującego na zlewni, opisanego takimi charakterystykami jak rodzaje gleb, struktury użytkowania ziemi, formy pokrywy roślinnej oraz stany uwilgotnienia zlewni przed wystąpieniem badanego opadu. Wszystkie te właściwości fizycznogeograficzne zlewni

przedstawione są za pomocą parametru CN (Curve Number), którego wartości wyrażone są w skali od 1 do 100. Wynikiem modelowania tą metodą jest wartość przepływu kulminacyjnego, kształt hydrogramu oraz jego przebieg w czasie. Jednym z najczęściej używanych programów do tworzenia modeli typu opad-odpływ jest program HEC-HMS, opracowany przez Ośrodek Inżynierii Hydrologicznej Korpusu Inżynieryjnego Armii Stanów Zjednoczonych Ameryki. Jest to oprogramowanie do celów niekomercyjnych swobodnie dostępne i zupełnie bezpłatne.

Założeniem pracy jest porównanie uzyskanych tą metodą wyników z rezultatami uzyskanymi w metodzie modelu Nasha [5]. Model Nasha opisany jest za pomocą prostej zależności matematycznej, w której zlewnia przedstawiona jest jako kaskada n -zbiorników liniowych, z których pierwszy jest zasilany obliczonym opadem efektywnym, a każdy kolejny zbiornik zasilany jest odpływem z poprzedniego. Liczba zbiorników n oraz ich charakterystyka pod względem retencji wyznaczana jest na podstawie analizy cech fizycznogeograficznych zlewni, których elementem składowym jest także parametr CN.

2. Teren i metodyka badań

Zlewnia Strzegomki, będącej największym dopływem Bystrzycy, leży w całości w województwie dolnośląskim. Modelowany obszar znajduje się w powiecie wałbrzyskim, niemal w całości w gminach Stare Bogaczowice i Szczawno-Zdrój. Obejmuje on górny odcinek rzeki, od źródeł aż do dopływu Czyżynki, przy wodowskazie Chwaliszów, o łącznej powierzchni 67,22 km². Długość rozpatrywanej zlewni wynosi 10,59km, a średni spadek 5,78%, przy czym często jest on znacznie większy i sięga nawet 12%, co świadczy o górkim charakterze zlewni[6]. Najwyższy punkt zlewni znajduje się na wysokości 778,4m n.p.m., najniższy na 304,8m n.p.m. Na obszarze zlewni dominują grunty orne, zajmujące 42% całkowitej powierzchni oraz lasy, których udział wynosi 38%. Przeważają gleby o niskiej i średniej przepuszczalności, szczególnie gliny lekkie i średnie oraz piaski gliniaste.

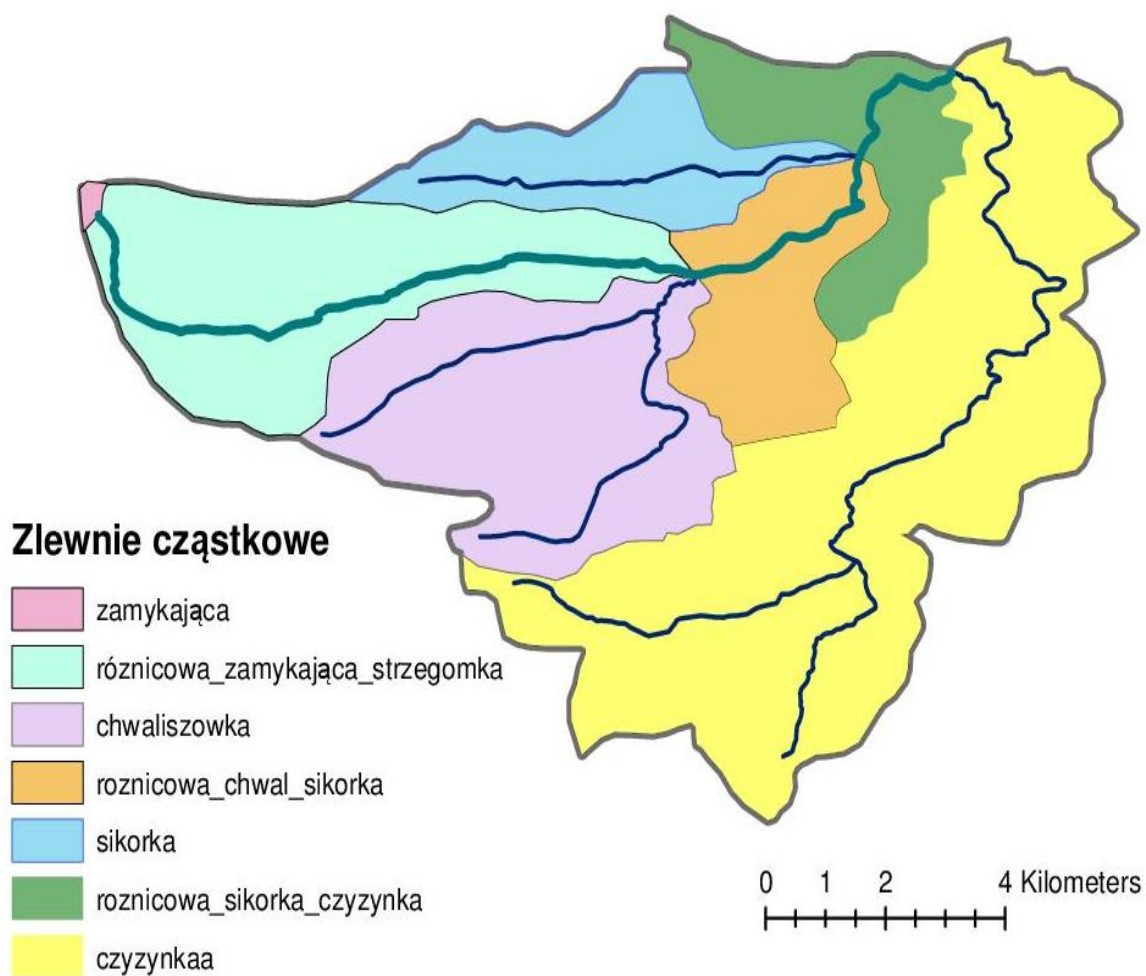
Jednym z pierwszych elementów pracy było przyjęcie podziału zlewni na zlewnie cząstkowe. Dokonano go w oparciu o Mapę Podziału Hydrograficznego Polski z roku 2010. Wyodrębniono 7 zlewni cząstkowych, które przedstawione zostały na rysunku1. Następnie na podstawie map glebowo-rolniczych (IUNG Puławy) podzielono występujące w zlewni gleby na 4 grupy, według kryterium przepuszczalności i możliwości powstawania spływu powierzchniowego. Ich podział został przedstawiony na rysunku2 i jest on następujący:

A - gleby o małej możliwości powstania odpływu powierzchniowego.

B - gleby o przepuszczalności powyżej średniej

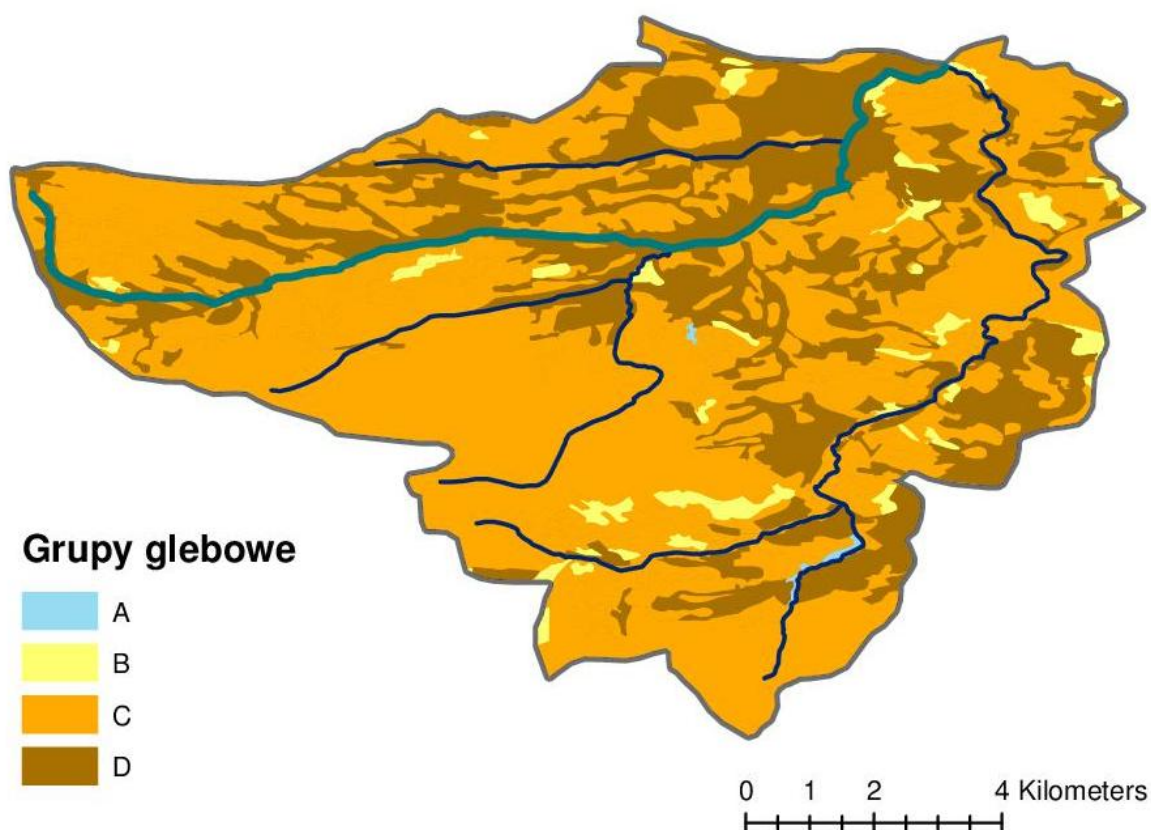
C - gleby o przepuszczalności poniżej średniej

D - gleby o dużej możliwości powstawania odpływu powierzchniowego.



Rysunek 1. Podział modelowanej zlewni Strzegomki na zlewnie częściowe

Źródło: Opracowanie własne (na podstawie: Mapa Podziału Hydrograficznego Polski)



Rysunek 2. Podział gleb na klasy glebowe w modelowanej zlewni Strzegomki

Źródło: Opracowanie własne (na podstawie: mapy rolniczo-glebowych IUNG Puławy)

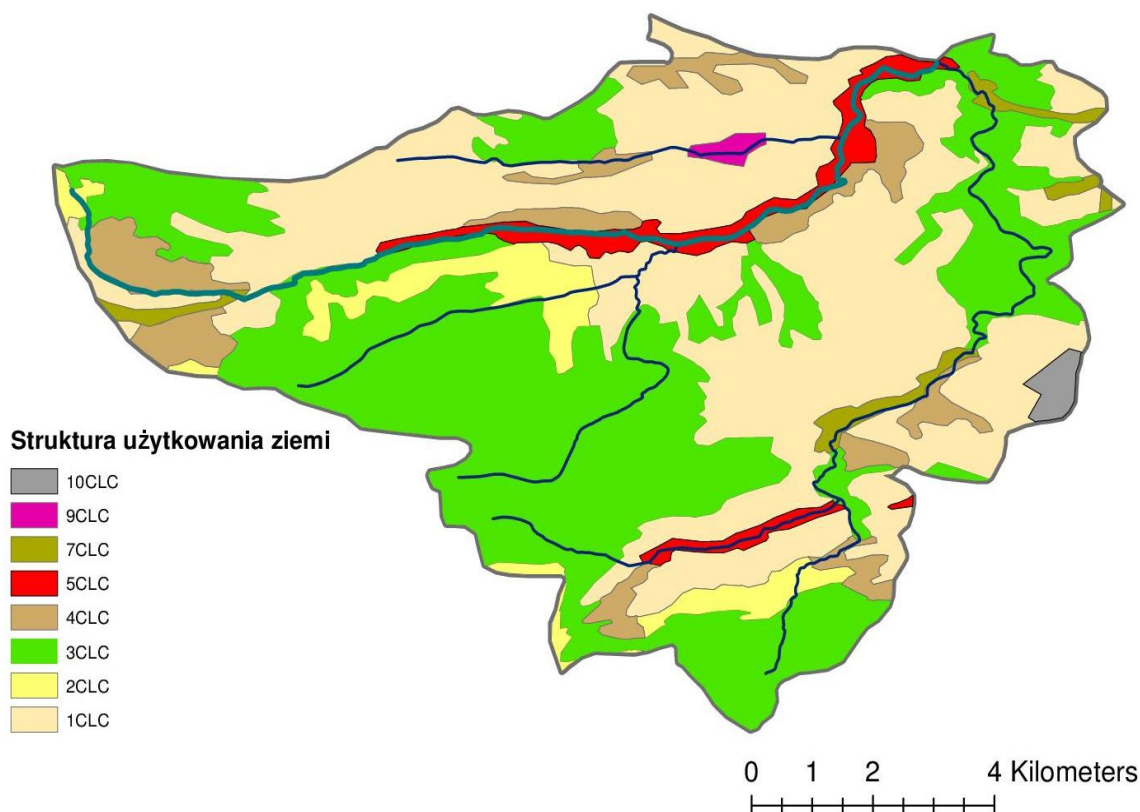
Struktura użytkowania gruntu została ustalona na podstawie danych Corine Land Cover, aktualnych na 2012 rok. Wydzielone zostało na terenie zlewni 8 klas, które przedstawiono w tabeli 1 oraz na rysunku 3. Ostatni element wejściowy parametru CN, jakim jest stan uwilgotnienia gruntu przed wystąpieniem opadów, został ustalony jako warunki średnie, ze względu na symulacyjny charakter badań.

Tabela 1. Klasy użytkowania ziemi na obszarze modelowanej zlewni Strzegomki wraz z odpowiadającym danej grupie glebowej parametrem CN

Nr klasy	Opis terenu wg CLC	Wartości CN dla grup glebowych			
		A	B	C	D
1CLC	grunty orne*	62	73	81	84
2 CLC	łąki, torfowiska, bagna śródlądowe	30	58	71	78
3 CLC	las iglaste, liściaste, mieszane, w stanie zmian	36	60	73	79
4 CLC	tereny głównie zajęte przez rolnictwo z dużym udziałem roślinności naturalnej	49	69	78	84
5 CLC	zabudowa luźna	54	70	80	85
7 CLC	złożone systemy upraw i działek	44	65	73	82

9 CLC	strefy przemysłowe lub handlowe	81	88	91	93
10 CLC	lotniska, tereny rekreacyjne, sportowe i wypoczynkowe	39	61	74	80

Źródło: Corine Land Cover 2012



Rysunek 3. Struktura użytkowania terenu modelowanej zlewni Strzegomki

Źródło: CORINE LAND COVER 2012

Parametr CN został ustalony dla całej zlewni oraz dla zlewni cząstkowych, jako średnia ważona parametru CN, przydzielona obszarowi o danej grupie glebowej i użytkowaniu ziemi oraz powierzchni tego obszaru. Zapisać można to wzorem 1.

$$CN = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_i \cdot CN_i \quad (1)$$

gdzie:

A - powierzchnia całkowita zlewni [km²],

A_i - pola powierzchni obszarów o takiej samej wartości współczynnika CN [km²],

CN_i - wartości współczynnika CN charakterystyczne dla poszczególnych obszarów **A_i**,

n - liczba obszarów jednorodnych.

Obszary o ten samej grupie glebowej oraz formie użytkowania terenu zostały przedstawione na rysunku 4. Na podstawie obliczonego parametru CN dla zlewni możliwe jest obliczenie potencjalnej retencji zlewni **S** [7]. Obliczana jest ona ze wzoru 2.

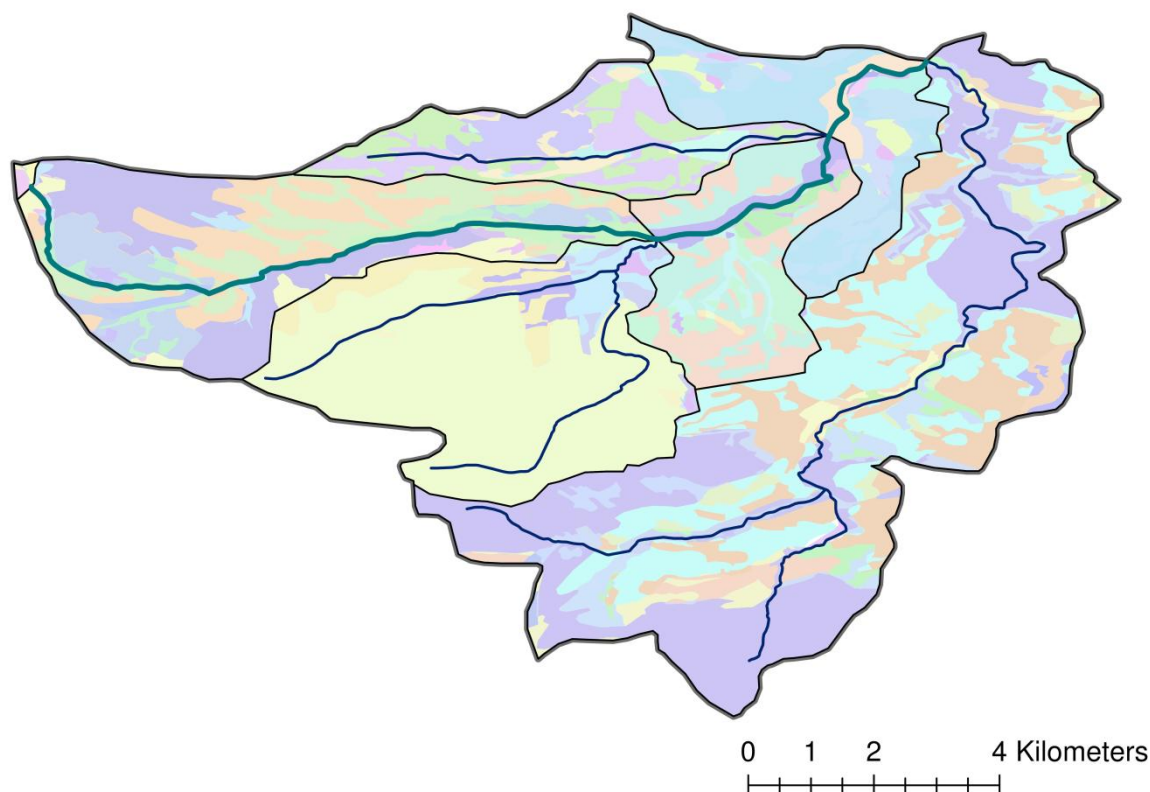
$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

(2)

gdzie:

S – potencjalna retencja zlewni [mm],

CN – parametr CN określony dla modelowanej zlewni [-].



Rysunek 4. Podział modelowanej zlewni Strzegomki na obszary o przypisanych jednolitych typach gleb i strukturze użytkowania ziemi

Źródło: Opracowanie własne

Znając parametr CN oraz charakterystyki fizycznogeograficzne zlewni cząstkowych, takie jak ich powierzchnie, spadki i długości określić można czas opóźnienia T_{LAG} , czyli czas pomiędzy wystąpieniem maksymalnego opadu, a czasem kulminacji wezbrania. Czas opóźnienia oblicza się z zależności opisanej wzorem 3 [8].

$$T_{lag} = \frac{\left(L \cdot 3,28 \cdot 10^3 \right)^{0,8} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{1900 \cdot \sqrt{I}} \quad (3)$$

gdzie:

T_{lag} – czas opóźnienia [h],

CN – parametr CN określony dla modelowanej zlewni [-],

L – długość zlewni cząstkowej [km],

I – spadek zlewni [%].

Niezwykle istotnym elementem jest także transformacja fali w korycie. Zastosowano prosty model opóźnienia odpływu (Lag Model) w którym na czas koncentracji w korycie wpływa długość zlewni oraz różnica wysokości na długości koryta. Równanie opisuje wzór 4.

$$LAG = 0,01947 \cdot \frac{Lc^{1,155}}{Hc^{0,385}} \quad (4)$$

gdzie:

LAG – czas koncentracji [min],

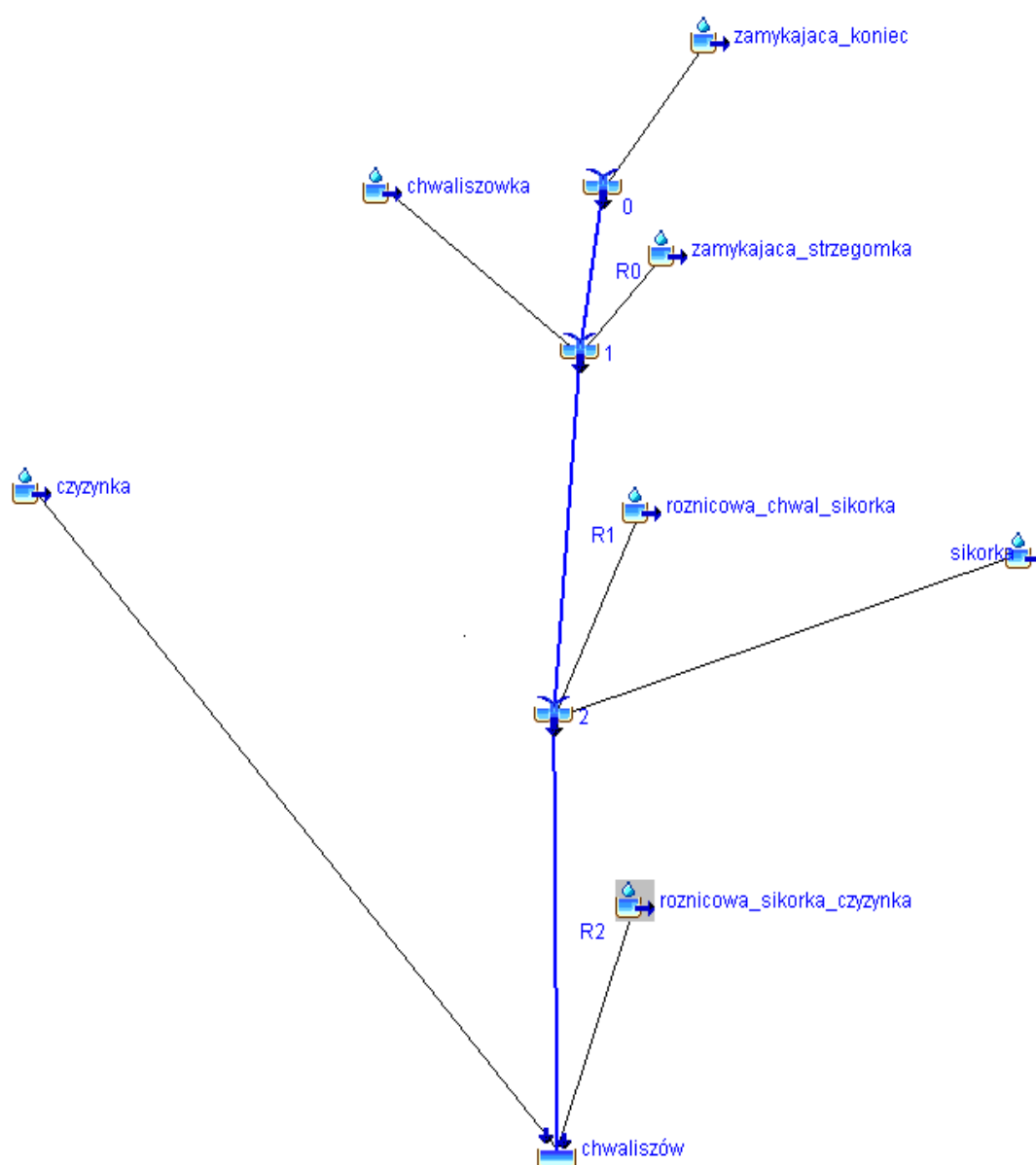
L – długość koryta cieku [m],

Hc – różnica wysokości na długości zlewni [m].

Dane opadowe zostały ustalone na podstawie maksymalnej sumy dobowej deszczy o prawdopodobieństwie $p=1\%$ zgodnie z Atlasem Hydrologicznym Polski [9]. Ustalono maksymalną sumę dobową wynoszącą 112 mm, którą następnie poddano obszarowej redukcji na terenie zlewni w oparciu o krok czasowy rozkładu i wielkość powierzchni zlewni o wartość 3,5% zgodnie z wytycznymi Niemieckiego Związku Gospodarki Wodnej i Melioracji DVWK (Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau) [10]. Tak przeprowadzona redukcja ustaliła dobową wartość opadu jako wartość $P_{1\%}=108$ mm.

W oparciu o preferowany przez DVWK rozkład godzinowy opadu dla deszczy miarodajnych zakładający, aby w pierwszych 7,2 godzinach opadu wystąpiło 20 % całkowitego opadu, w następnych 4,8 godzinach wystąpiło 50 % całkowitego opadu, a w końcowych 12 godzinach pozostałe 30 % opadu, dokonano rozkładu matematycznego rozkładem beta, który najlepiej oddaje ten podział. W wyniku tego uzyskano hietogram opadu całkowitego, który przekształcony zostaje w hietogram opadu efektywnego, czyli tą część opadu która tworzy bezpośrednio odpływ powierzchniowy.

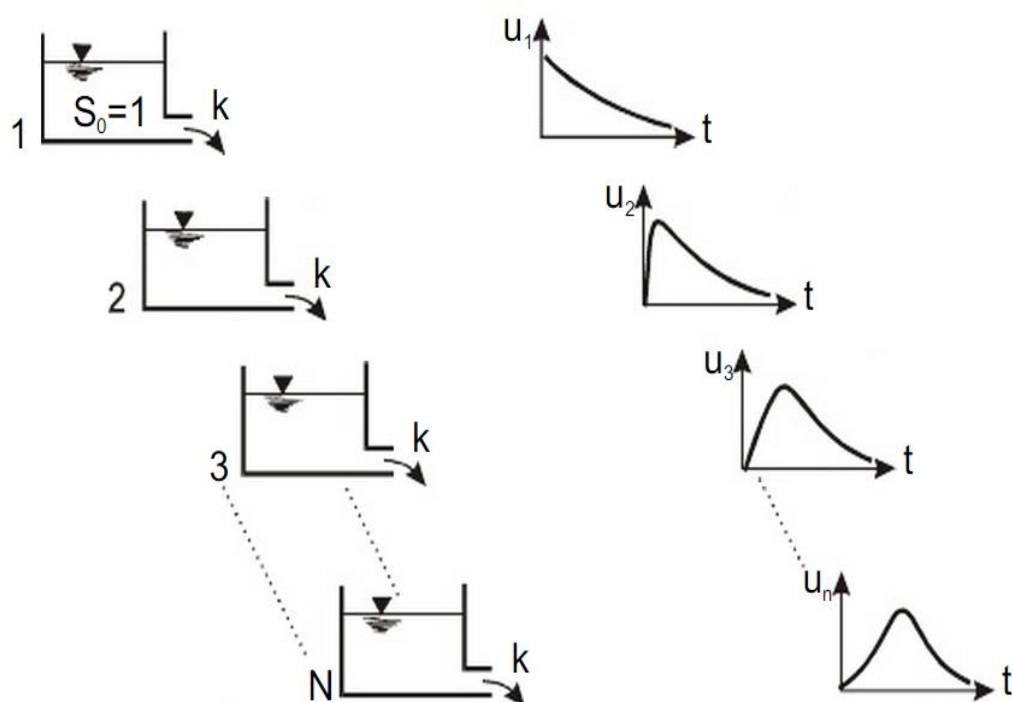
W programie HEC-HMS zbudowano schemat blokowy zlewni, przedstawiony na rysunku 5 i przeprowadzono symulację dla zadanych warunków charakteryzujących zlewnie i uzyskano w ten sposób hydrogram przepływu w końcowym jego punkcie.



Rysunek 6. Schemat blokowy modelowanej zlewni Strzegomki w programie HEC-HMS

Źródło: Opracowanie własne (oprogramowanie HEC-HMS)

Model Nasha opiera się na transformacji opadu efektywnego w odpływ bezpośredni poprzez działanie zlewni, jako systemu złożonego z kaskady zbiorników o charakterystyce liniowej. Schemat koncepcyjny modelu przedstawiony został na rysunku 6.



Rysunek 6. Schemat koncepcyjnego modelu Nasha transformacji opadu efektywnego w odpływ bezpośredni

Źródło: Raport końcowy

Opad efektywny jest to ta część opadu która tworzy rzeczywisty spływ powierzchniowy. Obliczany jest on na podstawie wzoru 5 dla rozkładu godzinowego.

$$H(t) = \begin{cases} 0 & \text{gdy } P(t) - \mu \cdot S \leq 0 \\ \frac{(P(t) - \mu \cdot S)^2}{P(t) + (1 - \mu) \cdot S} & \text{gdy } P(t) - \mu \cdot S \geq 0 \end{cases} \quad (5)$$

gdzie:

t – czas [h],

H – sumowana wysokość opadu efektywnego w czasie od 0 do t [mm],

P – sumowana wysokość opadu całkowitego w czasie od 0 do t [mm],

μ – empiryczny współczynnik zależny od parametru CN, dla zlewni $\mu=0,2$ [-],

S – potencjalna retencja zlewni [mm].

Model Nasha opiera się na zasadzie chwilowego hydrogramu jednostkowego, który jest reakcją zlewni na chwilowy opad efektywny. Chwilowy hydrogram jednostkowy jest opisany za pomocą dwuparametrowej funkcji rozkładu gamma w postaci podanej jako wzór 6.

$$u(t) = \frac{1}{k \cdot T(N)} \cdot \left(\frac{t}{k}\right)^{N-1} \cdot \exp\left(-\frac{t}{k}\right) \quad (6)$$

$$T(N) = (N-1)! \quad (7)$$

gdzie:

u(t) - rzędne chwilowego hydrogramu jednostkowego [-],

t - czas od początku układu współrzędnych [h],

k- parametr retencji zbiornika [h],

N - liczba zbiorników [-],

T(N) - funkcja gamma Eulera wg wzoru 7 [-].

Wszystkie podstawowe wielkości charakteryzujące przebieg hydrogramu jednostkowego zależne są od właściwości zlewni w postaci parametrów **k** i **N**, które należy obliczyć według wzorów 8 i 9. Jednym z parametrów potrzebnych do obliczeń jest czas opóźnienia **LAG**, liczony wg wzoru 10.

$$k = 0,56 \cdot A^{0,39} \cdot (1+U)^{-0,62} \cdot H^{-0,11} \cdot D^{0,22} \quad (8)$$

$$N = \frac{LAG}{k} \quad (9)$$

$$LAG = 1,28 \cdot A^{0,46} \cdot (1+U)^{-1,66} \cdot H^{-0,27} \cdot D^{0,37} \quad (10)$$

gdzie:

LAG - czas opóźnienie [h],

A – powierzchnia zlewni [km²],

U - udział powierzchni nieprzepuszczalnych [-],

H – wysokość całkowitego opadu efektywnego [mm],

D – czas trwania opadu efektywnego [h].

Uzyskując parametry modelu można przejść do określania rzeczywistego hydrogramu odpływu bezpośredniego ze zlewni. W tym celu konieczne jest wyznaczenie w pierwszej kolejności rzędnych hydrogramu jednostkowego zgodnie ze wzorem 11, przy pomocy wzoru 12. Odpływ bezpośredni policzyć można z zależności przedstawionej wzorem 13.

$$h_i = \frac{A}{3,6 \cdot \Delta t} \int_{t-\Delta t}^t u(t) dt \quad (11)$$

$$\int_{t-\Delta t}^t u(t) dt = ROZKLAD.GAMMA(t; N; k; 1) - ROZKLAD.GAMMA(t - \Delta t; N; k; 1) \quad (12)$$

$$Q_k = \sum_{i=k}^k h_i \cdot E_{k-i+1} \quad (13)$$

Gdzie:

Q_k - odpływ bezpośredni ze zlewni [$m^3 \cdot s^{-1}$],

h_i - rzędne hydrogramu jednostkowego w godzinie i-tej [-],

E_i - opad efektywny w godzinie i-tej [mm],

Δt – krok czasowy, przyjęto $\Delta t=1$ [h].

3. Wyniki badań i dyskusja

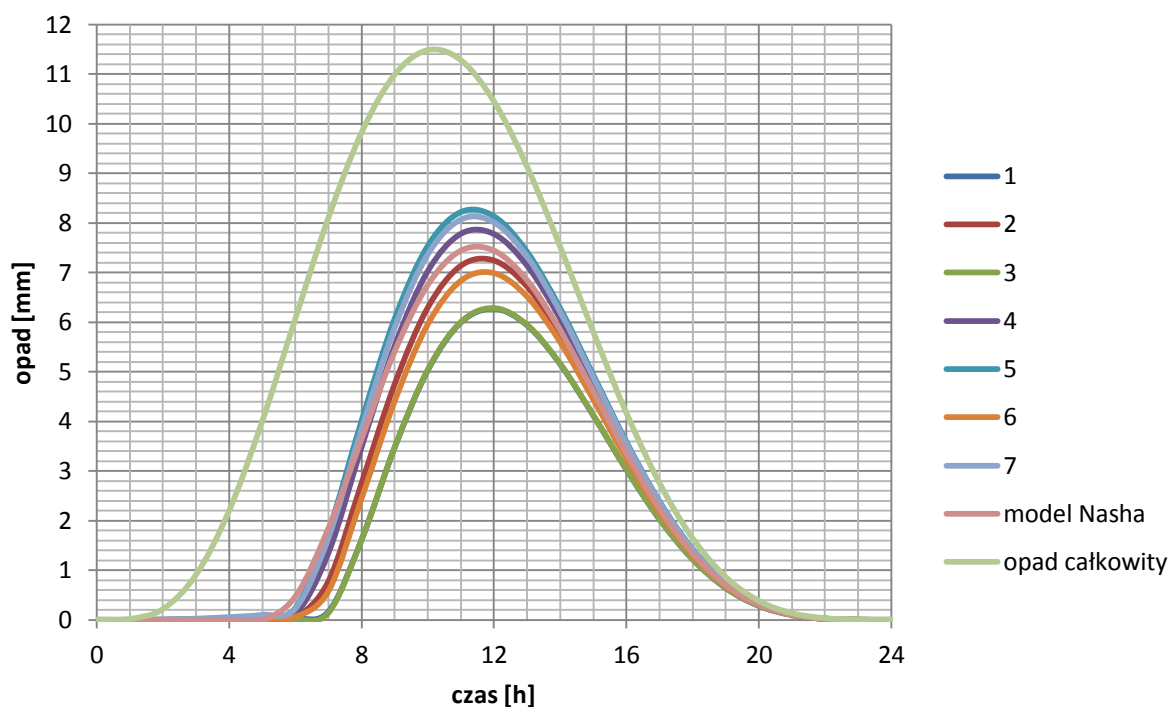
W wyniku analizy zlewni cząstkowych uzyskano parametry charakterystyczne zlewni, które przedstawia tabela 2.

Tabela 1. Dane charakteryzujące modelowaną zlewnię Strzegomki, będące materiałem wejściowym do modelu opad odpływ

Nazwa zlewni wg modelu HEC-HMS	Długość zlewni [km]	Parametr CN -	Powierzchnia zlewni [km ²]	Spadek średni zlewni. [%]	Czas opóźnienia [min]
zamykająca	0.384	73.96	0.12	9.90	9
zam-strzegomka	6.29	78.32	11.96	9.04	75
chwaliszowka	4.69	73.78	12.59	12.28	58
chwaliszowka_sik orka	4.18	80.81	5.78	6.09	61
sikorka	5.44	82.51	4.43	7.81	63
sikorka_czyzynka	3.86	81.41	5.45	5.67	58
czyzynka	10.59	77.11	26.90	9.13	118
Zlewnia całkowita	10.59	77.72	67.22	5.78	145

Źródło: Opracowanie własne

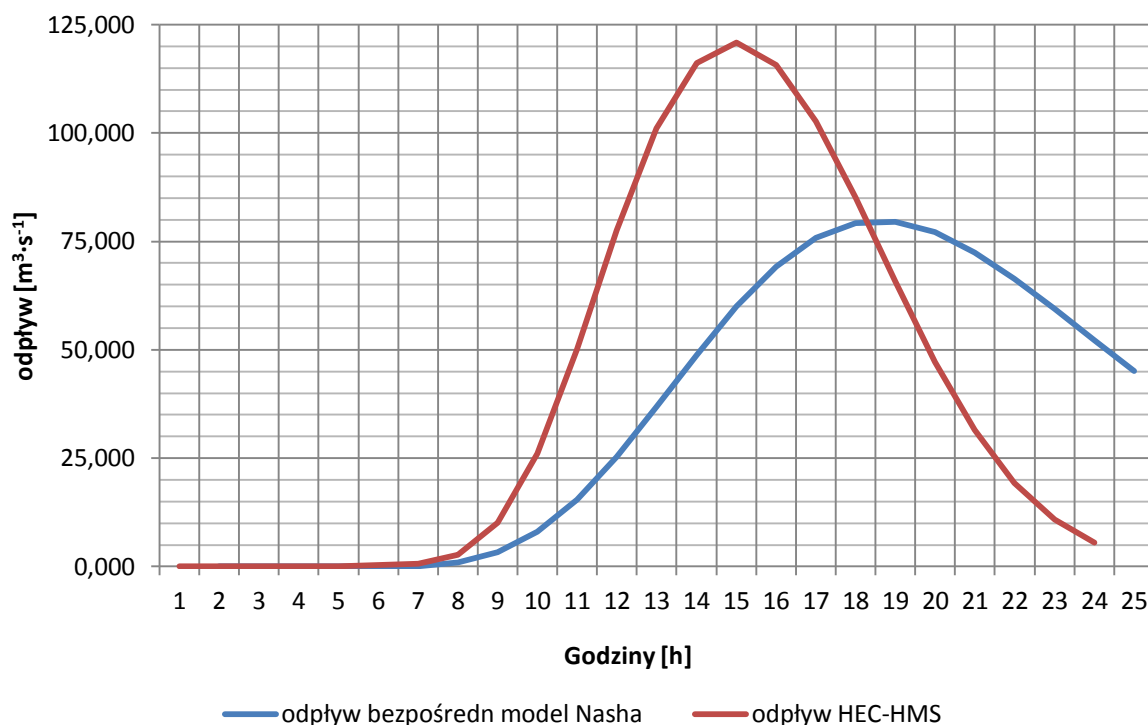
Opad efektywny policzony dla zlewni cząstkowych przez program HEC-HMS oraz ręcznie dla metody analitycznej przedstawiony został na rysunku 7, w kontekście redukcji z opadu całkowitego. Zauważyć można, iż opad efektywny policzony dla całej zlewni wpisuje się w średnią opadów dla poszczególnych zlewni elementarnych. Maksimum opadu całkowitego przypada na 10 godzinę i wynosi $P=11,1$ [mm]. Maksymalna wartość opadu efektywnego dla całej zlewni wynosi $P=7,44$ [mm] i przypada na 11,5 godzinę obserwacji.



Rysunek 7. Opady efektywne dla zlewni cząstkowych 1-7 oraz opad efektywny dla całej zlewni na tle opadu całkowitego

Źródło: Opracowanie własne

Na rysunku 8 przedstawione zostały hydrogramy odpływu bezpośredniego z modelowanej zlewni Strzegomki wykonane analityczną metodą Nasha oraz modelem CN-SCS w programie HEC-HMS. Zauważyć na nich można sporą dysproporcję wyników. Zauważalna jest zarówno różnica w wielkości przepływu kulminacyjnego, ale także przesunięcie w czasie maksimum wezbrania. Odpływ w programie HEC-HMS osiąga wartość maksymalną $120[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$ pomiędzy 14 a 15 godziną obserwacji. W modelu analitycznym Nasha maksymalny przepływ ma wartość $80[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$ i występuje w 18 godzinie obserwacji.



Rysunek 7. Odpływ bezpośredni ze zlewni obliczony w programie HEC-HMS oraz analitycznym modelem Nasha

Źródło: opracowanie własne

Trudno jest jednoznacznie określić przyczyny takich rozbieżności [11]. Zdecydowanie większa wartość odpływów w przypadku modeli CN-SCS, występuje także w badaniach innych autorów [12]. W praktyce uznaje się, że modele SCS-CN powinny zawsze zostać skalibrowane w stosunku do odpływów obserwowanych. Nie zawsze jednak jest to możliwe i w związku z tym należy zakładać możliwość przeszacowania wartości przepływów wezbraniowych.

4. Wnioski

1. Przyjęta metoda obliczeniowa wpływa na kształt i maksymalne wartości hydrogramów odpływu bezpośredniego w zlewni.
2. Metoda CN-SCS daje zawyżone wyniki i zalecana jest zawsze jego kalibracja z odpływem obserwowanym.

Literatura

1. Ignar S.: *Określanie opadu efektywnego metodą SCS*. SGGW, Warszawa 1986.
2. Banasik K., Górski D., Ignar S.: *Modelowanie wezbrań opadowych i jakość odpływu z małych nieobserwowanych zlewni rolniczych*. SGGW, Warszawa 2000
3. Mishra S.K., Singh V.P.: *Soil Conservation Service Curve Number (SCS-CN) Methodology*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht 2003.
4. Mishra S.K., Singh V.P.: *SCS-CN Method. Part I: Derivation of SCS-CN-Based Models*. Acta Geophys. Pol. 51, 2003a,
5. Nash J.E.: *The form of the instantaneous unit hydrograph*. Publikacja IAHS nr 59, 1957
6. Byczkowski A.: *Hydrologia – tom II*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1999
7. Ozga-Zielińska M., Brzeziński J.: *Hydrologia stosowana*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1994.
8. Stowarzyszenie Hydrologów Polskich: *Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ. Raport końcowy*. Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, Warszawa 2009
9. Bogdanowicz E., Stachy J.: *Maksymalne opady deszczu w Polsce – charakterystyki projektowe*. Materiały Badawcze IMGW 23, Seria: Hydrologia i Oceanologia, Nr 85, 1998.
10. DVWK: *Arbeitsanleitung zur Anwendung Niederschlag-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten*. Regeln 113, Teil II: Synthese, Verlag Paul Parey, Hamburg, 1984.
11. Gądek W., Banach W., Bodziony M., Książczyński W., Łabuda P., Szczepanek R., Szypułka P.: *Integral distributed rainfall-runoff model*. International Scientific Conference „Forest and Water”. Kraków 1998
12. Kanclerz J., Murat- Błażejewska S., Wolak A.: *Wyznaczanie wielkości opadu efektywnego i przepływów maksymalnych w małych zlewniach niezurbanizowanych*. Rocznik Ochrona Środowiska, Tom 14, Poznań 2012

mgr inż. Wiesław Kędzia¹

Politechnika Częstochowska

Wydział Inżynierii Środowiska I Biotechnologii, Instytut Inżynierii Środowiska

ul. Brzeźnicka 60a, 42-200 Częstochowa

e-mail: ¹wieslaw.kedzia@is.pcz.pl

Systemy komputerowe jako narzędzia wspomagania decyzji w gospodarce obiektów wodno-kanalizacyjnych

Słowa kluczowe: *wodociągi, monitoring, model hydrauliczny, GIS.*

Streszczenie: Do rozwiązywania zadań praktycznych, formułowanych w trakcie projektowania i eksploatacji sieci wodociągowych wykorzystywane są cztery rodzaje systemów informatycznych: systemy informacji przestrzennej (GIS), systemy monitoringu (SCADA) oraz komputerowe modele hydrauliczne układów transportujących wodę w systemach wodociągowych. Celem artykułu jest przedstawienie i usystematyzowanie podstawowej wiedzy o możliwościach programów, istotnej przy podejmowaniu decyzji o ich wdrożeniu i stosowaniu modeli w praktyce.

1. Podstawy wyboru programu lub systemu programów

Nowoczesne systemy informatyczne coraz częściej obejmują wszystkie obszary funkcjonowania przedsiębiorstwa. Celem jest zautomatyzowanie większości czynności, które należy wykonać, aby ułatwić, zoptymalizować, przyspieszyć oraz poprawić pracę osób z niego korzystających.

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

Informacje o programie powinny także dotyczyć:

- **możliwości wprowadzania i zmian w czasie rozbiorów**, adekwatnych do prognozowanego zapotrzebowania wody;
- **rodzaju elementów - komponentów układu**, które można odwzorować w modelu, w

programach obok wspomnianych wcześniej węzłów można odwzorować: przewody, różnorodnego kształtu zbiorniki, pompy, różne rodzaje armatury odcinającej, zabezpieczającej, regulacyjnej, zwykle są to zasuwy i zawory, hydranty, można także odwzorować wybrane urządzenia ujmujące wodę (studnie pionowe), filtry pospieszne;

- **metod i algorytmów** stosowanych w danym programie do rozwiązywania obliczeń hydraulicznych. W algorytmach rozwiązywania zadania określa się zasady kontrolujące jakość wprowadzanych danych wejściowych, zatrzymania procesu obliczeń w przypadku braku zbieżności stosowanej metody oraz liczby prowadzonych iteracji.
- **doświadczenia oferenta oprogramowania** pozyskane w wyniku opracowania i wdrożenia modeli w Polsce lub na świecie. Wielu producentów oprogramowania opisuje na swoich witrynach internetowych referencje ciekawszych wdrożeń, charakterystyczne cechy oprogramowania i sposoby wykorzystania wyników obliczeń modelu w praktyce inżynierskiej.
- **wsparcia technicznego** proponowanego przez producenta - organizacji i dostępu do serwisu zakresu i sposobu realizacji prac związanych z wdrożeniem, udziału we wdrożeniu pracowników, zakresu szkoleń użytkowników, organizację kursów metodą e-learning, organizacji konferencji i spotkań, wsparcia telefonicznego (niektórzy producenci gwarantują wsparcie telefoniczne nawet 24h na dobę) i itp.;

2. Prace związane z realizacją modelu komputerowego

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

Wstępne rozpoznanie, polegające na określeniu przeznaczenia modelu, czyli jego praktycznego zastosowania. Wiąże się to ze sformułowaniem rozwiązywanych szerszych zagadnień lub szczegółowych zadań związanych z zarządzaniem (np. analiza zmian jakości wody w sieci, ocena zdolności dostawczych, planowanie modernizacji lub rozbudowy układu). Rodzaj rozwiązywanych zadań szczegółowych będzie miał wpływ na wybór modułów, które powinna posiadać licencja danego oprogramowania. Cel modelowania będzie miał wpływ na zakres i kryteria kalibracji [1]

1. Gromadzenie i weryfikacja danych wejściowych.
2. Wybór programu komputerowego.
3. Wprowadzenie danych.
4. Wykonanie obliczeń, symulacje.
5. Weryfikacja wyników obliczeń, a w szczególności kalibracja modelu.

6. Opracowanie dokumentacji modelu i wyników obliczeń.

Po zrealizowaniu modelu należy opracować zasady zarządzania i utrzymania modelu, ustalając, kto i na jakich zasadach prowadzi aktualizację danych. Jeżeli po jakimś czasie model będzie stosowany do realizacji podobnych celów lub zakres jego zastosowań będzie rozszerzany o nowe zadania, należy po ich sformułowaniu uzupełnić dane, aktualizować lub modyfikować program komputerowy uzupełnić i zweryfikować nowe dane, a potem weryfikować uzyskane wyniki.

Modele hydrauliczne sieci wodociągowych pozwalają określić wielkości przepływów w przewodach, wartości ciśnień w węzłach oraz czasową zmienność stanów obiektów sieciowych przy zadanych warunkach eksploatacyjnych. Ponadto możliwe jest prowadzenie analiz energochłonności systemu, badanie stanów pożarowych, uderzeń hydraulicznych i jakości wody.

W zależności od potrzeb, istnieją dwa podejścia do zagadnień projektowych i modelowych sieci kanalizacyjnych deszczowych:

- tworzenie szczegółowych i rozbudowanych modeli analitycznych sieci, które obciąża się określonym opadem,
- tworzenie bazy danych o zakresie podtopień i zalań w przypadku wystąpienia opadu o określonym natężeniu i diagnostyka on-line z wykorzystaniem bieżących danych o wysokości opadu (w sytuacjach zagrożenia powodziowego).

Obecnie istnieje tendencja do tworzenia zintegrowanych modeli matematycznych łączących obliczenia i symulacje na wszystkich etapach eksploatacji zasobów wodnych, począwszy od uzdatniania wody, poprzez jej transport i dystrybucję sieciami wodociągowymi, odprowadzanie wód zużytych systemami kanalizacyjnymi, aż po symulowanie pracy oczyszczalni ścieków i wpływu odprowadzania ścieków oczyszczonych do odbiornika na środowisko. W takim ujęciu wynik prowadzonych obliczeń w ogniwie wcześniejszym omawianego łańcucha stanowi dane wyjściowe do ogniwa dalszego. Takie całościowe podejście do zagadnienia gospodarki wodnej pozwala na scentralizowanie i optymalizację działań decyzyjnych w obrębie regionu.

3. Narzędzia wspomagające proces modelowania i analizy pracy sieci wodociągowych

Jednym z najczęściej i najbardziej znanych programów komputerowych wykorzystywanych do modelowania układów transportujących wodę jest program EPANET. Opracowany został przez Amerykańską Agencję Ochrony Środowiska US EPA [2]. Jest to

najbardziej znany i dostępny na świecie program oparty na zasadzie tzw. domeny publicznej (z ang. *public domain*). Oznacza to, iż oprogramowanie takie nie podlega ochronie, ze względu na prawa autorskie, może być dowolną liczbę razy kopiowany i modyfikowany bez wiedzy i zgody autorów. Amerykańska Agencja Ochrony Środowiska umożliwia zarówno dowolne korzystanie z programu po pobraniu go ze strony internetowej (<http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>), jak również udostępnia kod źródłowy w celu dowolnej modyfikacji i korzystania. Ze względu na ten fakt wielu producentów oprogramowania do modelowania sieci wodociągowej korzysta z algorytmu obliczeń hydraulicznych oprogramowanego w programie EPANET, rozwijając własny interfejs i aktualizując na bieżąco dodatkowe narzędzia.

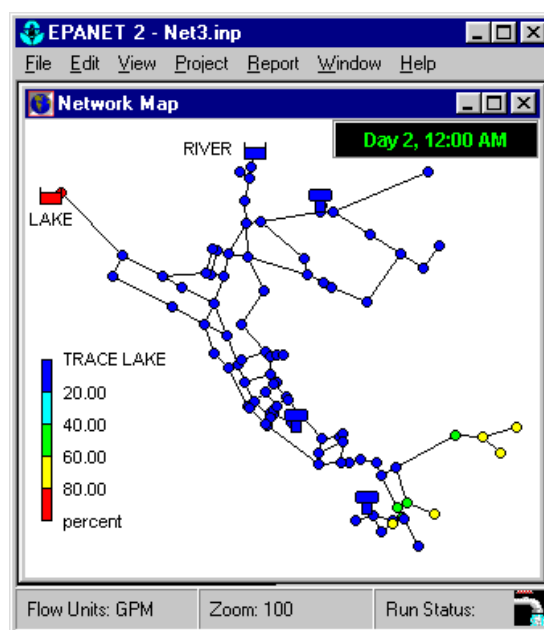
Program służy do obliczania przepływu i ciśnienia w sieci wodociągowej, w krokach czasowych oraz do wykonywania analiz zmian jakości wody. Obliczenia złożonych układów sieci wodociągowych, układów pompowych, zbiorników i wybranych urządzeń infrastruktury wodociągowej, polegają na rozwiązywaniu układów równań, składających się z liniowych równań zachowania masy i nieliniowych równań zachowania energii. Algorytm obliczeniowy zastosowany w programie EPANET wykorzystuje tzw. metodę hybrydową: pierścieniowo-węzłową, zwaną również metodą gradientową [2]. Zaletą tej metody jest szybkość wykonywanych obliczeń, bez względu na rozpiętość i złożoność sieci wodociągowych. Wadą programu EPANET jest słabo rozbudowany interfejs, brak możliwości połączenia z systemem GIS i SCADA.

Ponadto program charakteryzuje się:

- „możliwością” analizy pracy dowolnie dużej i skomplikowanej sieci wodociągowej,
- uwzględnieniem spadków ciśnienia w sieci powodowanych tarciem (chropowatość), stratami na łukach, zwężkach itp.,
- obliczaniem kosztów zużycia energii,
- „stosowaniem” różnego typu zaworów (odcinające, zwrotne, kontrolujących ciśnienie bądź regulatory ciśnienia),
- przypisywaniem zdefiniowanych kategorii rozbiórów do różnych węzłów sieci wodociągowych,
- „śledzeniem” rozptyłu cieczy z kilku źródeł zasilania, zanikania resztek chloru, wzrostem dezynfekcji produktów ubocznych czy też propagacją zanieczyszczeń.

Pełne zdefiniowanie właściwości i dokładność hydraulicznego modelowania są podstawowym warunkiem efektywnego modelowania jakości wody. Program EPANET wykorzystuje najaktualniejsze znane algorytmy do analizy hydraulicznej, które :

- pozwalają analizować dowolnie dużą i skomplikowaną sieć,
- obliczają spadek ciśnienia spowodowany tarcie przy pomocy równań Hazen-Williams'a, Darcy-Weisbach'a,
- uwzględniają miejscowe straty ciśnienia na łukach (*bends*), zwężkach (*fittings*) itp.,
- dają możliwość modelowania stałej lub zmiennej prędkości pomp,
- obliczają koszty zużycia energii dla pomp
- pozwalają na modelowanie różnych typów zaworów (*valve*), takich jak : zawory odcinające (*shutoff*), zawory zwrotne (*check v.*), regulatory ciśnienia (*pressure regulating v*) i zawory kontrolujące przepływ (*flow control v.*),
- uwzględniają stosowanie dowolnych kształtów zbiorników retencyjnych (np. o zmieniającej się wraz z wysokością średnicy),
- uwzględniają wiele kategorii rozbiorów (*demand categories*) w węzłach (każdy ze swoim własnym przebiegiem czasowym),
- modelują przepływy zależnie od ciśnienia w wypływach (*emitter*),
- umożliwiają ustalanie podstawowych operacji systemowych w zależności od poziomu cieczy w zbiornikach, od upływu czasu.



Rysunek 2. Przykładowy model hydrauliczny stworzony za pomocą programu Epanet 2

Źródło: <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>

Program EPANET umożliwia także badanie takich zjawisk występujących w wodzie jak :

- mieszanie się wody z różnych źródeł

- wiek wody w całym systemie
- zanikanie resztek chloru
- wzrost dezynfekcji produktów ubocznych
- propagacja zanieczyszczeń

4. Systemy GIS -Systemy Informacji Geograficznej

Systemem informacji przestrzennej nazywa się system pozyskiwania, przetwarzania i udostępniania danych zawierających informacje przestrzenne oraz towarzyszące im informacje opisowe o obiektach wyróżnionych w części przestrzeni objętej działaniem systemu [3].

Dokładność i szczegółowość informacji przechowywanych w systemach informacji przestrzennej prowadzi do wyodrębnienia z nich:

- **systemu informacji geograficznej** (ang. *Geographics Information System*, GIS) - operujące informacją wtórną (przetworzoną), pod względem dokładności i szczegółowości odpowiadającą mapom średnio i małoskalowym (skala 1:10 000 i mniejsze).
- **systemu informacji terenowej SIT** (ang. *Land Information System*, LIS) - operujące informacją pierwotną (uzyskaną na podstawie bezpośrednich pomiarów terenowych lub na podstawie wielkoskalowych zdjęć lotniczych) pod względem dokładności odpowiadającą mapom wielkoskalowym (skala 1:5000 i większe) [4].
- Intensywny rozwój tego typu oprogramowań znacznie rozszerza możliwości racjonalnego zarządzania systemami zaopatrzenia w wodę i kanalizacji. Dobrym przykładem jest wykorzystanie GIS jako przestrzennej bazy danych do zintegrowanego systemu zarządzania przedsiębiorstwem wodociągów i kanalizacji.

Można spotkać wiele mniej lub bardziej różniących się definicji GIS [5-8]. Większość definicji określa GIS jako system informatyczny, zawierający różnorodne procedury postępowania (tj. przechowywanie, analizowanie, przetwarzanie, aktualizacja i edycja danych przestrzennych), które są uzależnione od odpowiedniego oprogramowania i sprzętu oraz właściwie przeszkolonego personelu. Podstawą tego systemu jest baza danych przestrzennych, w której przechowywane są szczegóły opisowe obiektów, umożliwiającą prezentację danych w oczekiwanej przez nas formie.

GIS łączy zatem wiele różnych funkcji, które można pogrupować w następujące zasadnicze zbiory:

- pozyskiwanie danych

- przetwarzanie danych
- prezentacja wyników

Można zatem sformułować główne cechy GIS [8] , a mianowicie:

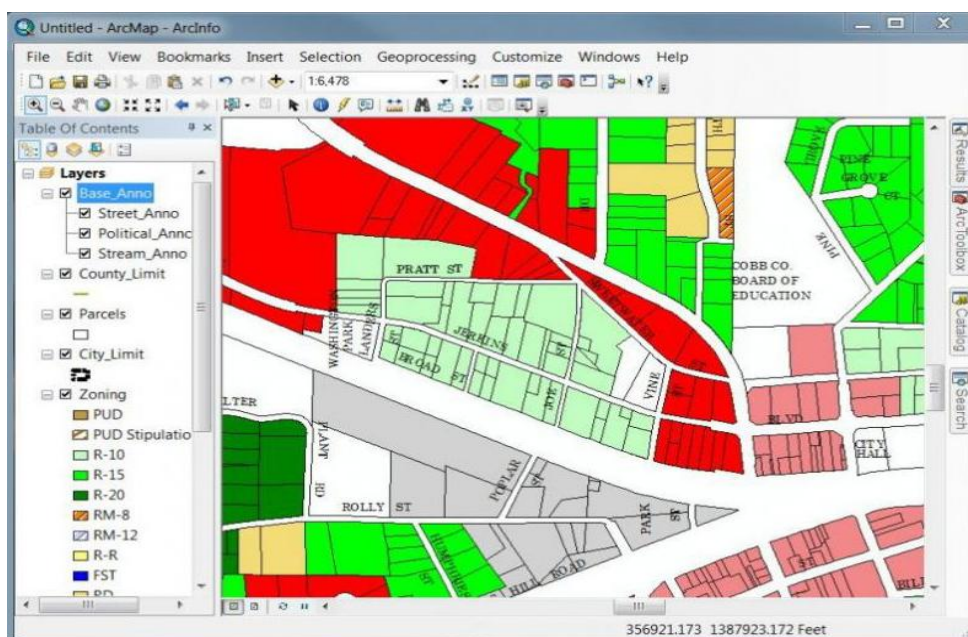
- GIS udostępnia mechanizmy wprowadzania, gromadzenia i przechowywania danych oraz zarządzania nimi.. Zapewnia ich spójność i pozwala na wstępną weryfikację.
- Na podstawie zgromadzonych danych możliwe jest przeprowadzenie różnorodnych analiz opierających się na relacjach przestrzennych między obiektami
- Wyniki analiz przestrzennych mogą być przedstawione w postaci opisowej, tabelarycznej bądź graficznej- jako mapy, wykresy lub rysunki w żądanej postaci.

Dla systemów Informacji Geograficznej standardy od ponad 30 lat wytycza firma ESRI (ang. Environmental System Research Institute). Ważnym czynnikiem powodującym rozwój technologii GIS było pojawienie się systemu Windows z interfejsem graficznym. Pierwsze technologie GIS zaczęły być wdrażane szerzej do zarządzania systemami wodociągowymi i kanalizacyjnymi na świecie na początku lat 80., ale intensywniej zaczęto je stosować dopiero pod koniec lat 80. i na początku lat 90. XX w.

W Polsce pierwsze publikacje na ten temat ukazały się w latach 1996-97 w czasopiśmie” Gaz, Woda i Technika Sanitarna” [9] oraz kongresie IWSA (ang. International Water Supply Association) w Madrycie [10]. Problematyka GIS, a zwłaszcza doświadczenia związane z wdrażaniem tego systemu do zarządzania wodociągami i kanalizacjami, są rozwijane w wielu pracach [11-14] oraz na seminariach naukowych organizowanych na Politechnice Warszawskiej [15], jak również we współpracy z firmą Megabit, której partnerem jest ESRI dla różnych zastosowań [16-18].

Przykład podstawowego pakietu oprogramowania ArcGis firmy ESRI przedstawia rys. 3.

ArcGis jest podstawowym pakietem oprogramowania ArcGis Desktop zapewniającym wizualizacje kartograficzne, narzędzia do zarządzania i analizowania danych geograficznych oraz podstawowe narzędzia do tworzenia i edycji tych danych.



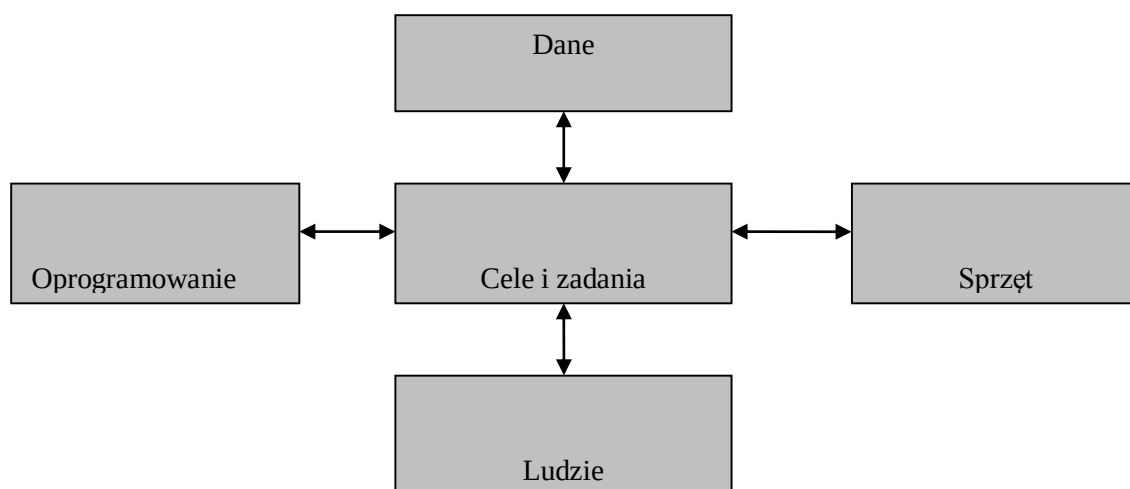
Rysunek 3. Wybrane oprogramowanie GIS-ArcGIS ESRI

Źródło: <http://www.arcgis.com/home/gallery.html>

Zrozumienie istoty i możliwości GIS wymaga traktowania go jako zespołu współpracujących ze sobą elementów [18]

- oprogramowania,
- sprzętu komputerowego,
- danych,
- ludzi i wewnętrznej organizacji przedsiębiorstwa,
- celów i zadań

Konfigurację tych wzajemnie oddziałujących elementów przedstawiono na rys. 4.



Rysunek 4. Główne komponenty systemu GIS

Źródło: [8]

Według Longleya [18] systemy oprogramowania GIS oraz typowe systemy komputerowe tworzą trzypoziomową architekturę, na którą składają się (licząc od góry): interfejs użytkownika, narzędzia i systemy zarządzania danymi.

- I. Warstwa graficznego interfejsu użytkownika (GUI, ang. Graphical User Interface),** czyli zintegrowanego zestawu menu, pasków narzędzi i innych poleceń, odpowiada za prezentację (obrazowanie, wizualizację) i współdziałanie użytkownika z obiektami graficznymi. Umożliwia dostęp do narzędzi GIS.
- II. Warstwa narzędzi** zawiera dostępne w danym programie funkcje przetwarzania danych przestrzennych.
- III. Warstwa zarządzania danymi** - serwer baz danych, który jest odpowiedzialny za przechowywanie danych, import i eksport danych oraz realizację żądań usług do zewnętrznych baz danych i systemów plików

Dane w GIS, zwane również danymi przestrzennymi lub geograficznymi, opisują obiekty identyfikowane w odniesieniu do powierzchni Ziemi. Obiekt rozumiany jest jako najmniejszy element na mapie cyfrowej, któremu przyporządkowane są atrybuty przestrzenne (kształt, wielkość, położenie, relacje z innymi obiektami) i opisowe (charakteryzujące obiekt).

W systemach zaopatrzenia w wodę i kanalizacji można rozważać obiekty w zależności od potrzeb użytkowników GIS jako różnego rodzaju kategorie, np.:

- obiekty w rozumieniu technicznym - odcinek przewodu wodociągowego, odcinek kanału, zasuwa, hydrant, wpust deszczowy, fragment sieci przewodów wykonanych z danego materiału itp.,
- obiekty w rozumieniu społecznym, kategorie odbiorców wody (mieszkalnictwo jednorodzinne i wielorodzinne, usługi), dostawcy ścieków itp.,
- obiekty w rozumieniu ekonomicznym- wysokość opłat za wodę, koszty traconej wody w systemie dystrybucji itp.,
- obiekty w rozumieniu geograficznym- rejony zaopatrzenia w wodę, strefy ciśnienia, dzielnice miasta itp.

Istotną właściwością GIS jest uwzględnienie relacji przestrzennych między elementami obiektu tj.

1. spójności
2. sąsiedztwa/przyległości
3. bliskości
4. kolejności/następstwa

Obiekty techniczne ujmowane w bazie danych wodociągowych i kanalizacyjnych, mogą być reprezentowane za pomocą przykładowych symboli:

punkt/węzeł	●
odcinek	—
obiekt przestrzenny	
tekst	<i>ujęcie wody</i>

Obiekty techniczne odpowiadają rzeczywistym elementom w tych systemach, takim jak : odcinki przewodów, zasuw, studnie, pompownie , zbiorniki itp. Bardzo ważna dla prawidłowego zarządzania siecią wodociągową czy kanalizacyjną jest właściwa identyfikacja obiektów, które będą podstawą budowy modelu infrastruktury technicznej w bazie GIS. Można wyeksponować kilka najważniejszych zadań, którym powinna służyć odpowiednia identyfikacja obiektów, a mianowicie:[19]

- tworzenie różnych struktur i klasyfikacji obiektów w celu:
 - ewidencji sieci,
 - ewidencji awarii,
 - sprawozdawczości,
 - raportowania,
 - ocen przekrojowych stanu obiektów,
 - analiz statystycznych,
- analizy zdarzeń w różnej konfiguracji (dla wyodrębnionych obiektów lub różnych grup obiektów) – rodzaje, przyczyny i skutki uszkodzeń,
- wyznaczenie wskaźników niezawodności, a przede wszystkim intensywności uszkodzeń,
- oszacowanie stanów zagrożeń związanych z danym obiektem i oceny ryzyka niezdatności sieci,
- ułatwienie podejmowania decyzji co do sposobu odnowy obiektu (w tym celu wykorzystuje się oceny uszkodzalności i niezawodności).

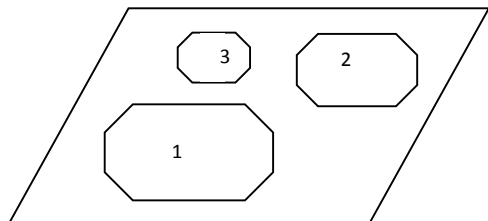
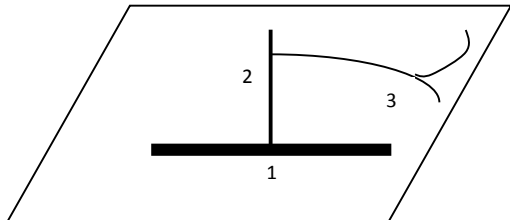
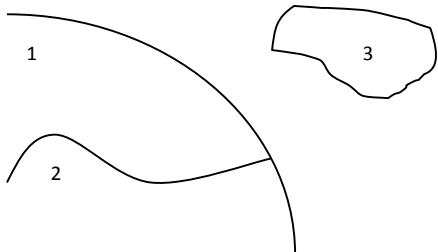
Dane występujące w GIS (dane geograficzne/ przestrzenne) można podzielić na dwie grupy:

- dane przestrzenne, zwane atrybutami przestrzennymi, które określają położenie (współrzędne) i kształt, a także relacje topologiczne z innymi obiektami i są wykreślane

na mapie; reprezentują więc położenie obiektu i jego charakter (linie , punkty, obszary), np. reprezentacją geometryczną przewodu wodociągowego będzie ciąg linii, a charakter przewodu może być nadany za pomocą koloru linii, np. przewód magistralny, rozdzielczy, przyłącze wodociągowe, kanalizacyjne

- atrybuty opisowe- są to dane tekstowe i liczbowe charakteryzujące obiekt pod względem ilościowym i jakościowym, np. w odniesieniu do przewodu będą to: średnica, rodzaj materiału, długość odcinka itp.

Przykład grupy danych w GIS pokazano na rys. 5

Dane opisowe i dane przestrzenne w systemach GIS				
Dane przestrzenne		Dane opisowe		
Obszary zabudowane				
				
Obiekt	Rodzaj	Nazwa	Ludność	
1	Miasto	Częstochowa	238 737	
2	Miasteczko	Wieluń	24 033	
3	Wieś	Pajęczno	6 817	
Drogi				
				
Obiekt	Rodzaj	Nazwa	Długość	
1	Krajowa	E1	134	
2	Lokalna	E94	32	
3	Wiejska		3	
Sieć wodna				
				
Obiekt	Rodzaj	Nazwa	Klasa	
1	Rzeka	Kamieniczka	3	
2	Rzeka	Rudawa	2	
3	Jezioro	Białe	1	

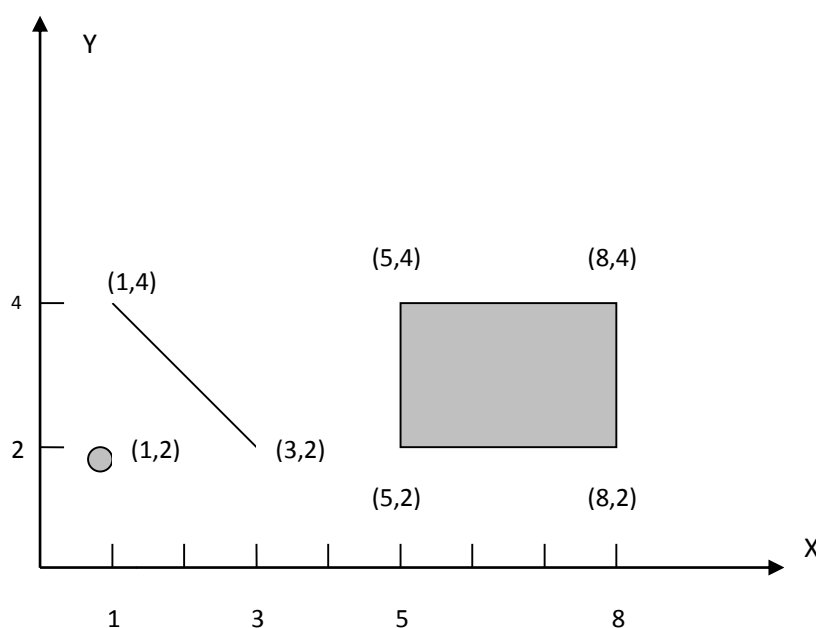
Rysunek 5. Dane przestrzenne i opisowe w strukturze danych w bazie GIS

Źródło: Opracowanie własne

Obiekty są przedstawione w GIS za pomocą dwóch podstawowych modeli danych

wektorowego i rastrowego, chociaż stosowane są także modele hybrydowe rastrowo-wektorowe oraz model atrybutowy. W przypadku obiektów wodociągowych i kanalizacyjnych zastosowanie ma przede wszystkim wektorowy zapis danych, a w szczególności w odniesieniu do sieci przewodów wodociągowych. Model rastrowy natomiast stanowi najczęściej podkład do innych warstw wektorowych.

W wektorowym modelu danych lokalizację obiektu opisują współrzędne w geograficznym układzie odniesienia. W przypadku lokalizacji dwuwymiarowej wykorzystuje się współrzędne (x, y) , przy przestrzennej prezentacji obiektu zaś trzy współrzędne (x, y, z) . Na rys. 6 przedstawiono przykładowy model zapisu danych w systemie GIS w postaci wektorowej. Punkty zapisywane są jako pary współrzędnych X, Y . Linie zapisywane są jako uporządkowane serie par współrzędnych. Powierzchnie zapisywane są jako uporządkowane serie par współrzędnych X, Y .



Rysunek 6. Model zapisu danych w systemie GIS w postaci wektorowej

Źródło: Opracowanie własne

Podstawą GIS są mapy cyfrowe, których cechą jest odwzorowanie kartograficzne, skala i symbolika. Odwzorowanie kartograficzne pozwala sferyczną powierzchnię Ziemi przedstawić na płaskiej powierzchni mapy, według określonych zasad i reguł matematycznych.

Źródłem danych dla GIS są praktycznie wszystkie informacje z modelowanego świata rzeczywistego. Dane te mają różnorodny charakter, tak jak i źródła, z których się je uzyskuje.

Nowoczesne technologie pozwalają pozyskać dane w sposób bezpośredni, np. wprost z przestrzeni kosmicznej za pomocą satelitów, systemów nawigacji satelitarnej, za pomocą zdjęć lotniczych wykonanych przy pomocy specjalnych skanerów i z systemu monitoringu.

Pozyskiwanie danych jest niezwykle kosztowne- mogą stanowić 75% a nawet 85 % całkowitych kosztów projektu GIS. Koszty te obejmują metody konwersji danych (digitalizacja, skanowanie itp.) , ich przygotowanie i zależą w dużej mierze od dostępności gotowych zasobów danych, a głównie map cyfrowych miast. Jeżeli takie mapy istnieją, koszty pozyskiwania danych mogą być dużo mniejsze.[20]

Większość danych zazwyczaj w przedsiębiorstwach wodociągowych już istnieje w postaci analogowej bądź cyfrowej. Muszą one być jednak przekształcone w odpowiedni format. W przetwarzaniu danych analogowych do postaci cyfrowej wykorzystuje się specjalne urządzenia elektroniczne, których funkcją jest kwantowanie i zapis danych w postaci wektorowej lub rastrowej. Wektorową postać danych uzyskuje się przez digitizerów (digimetrów lub digitalizatorów), rastrową zaś przez skanowanie przy użyciu skanerów.

5. Przegląd programów do budowy GIS

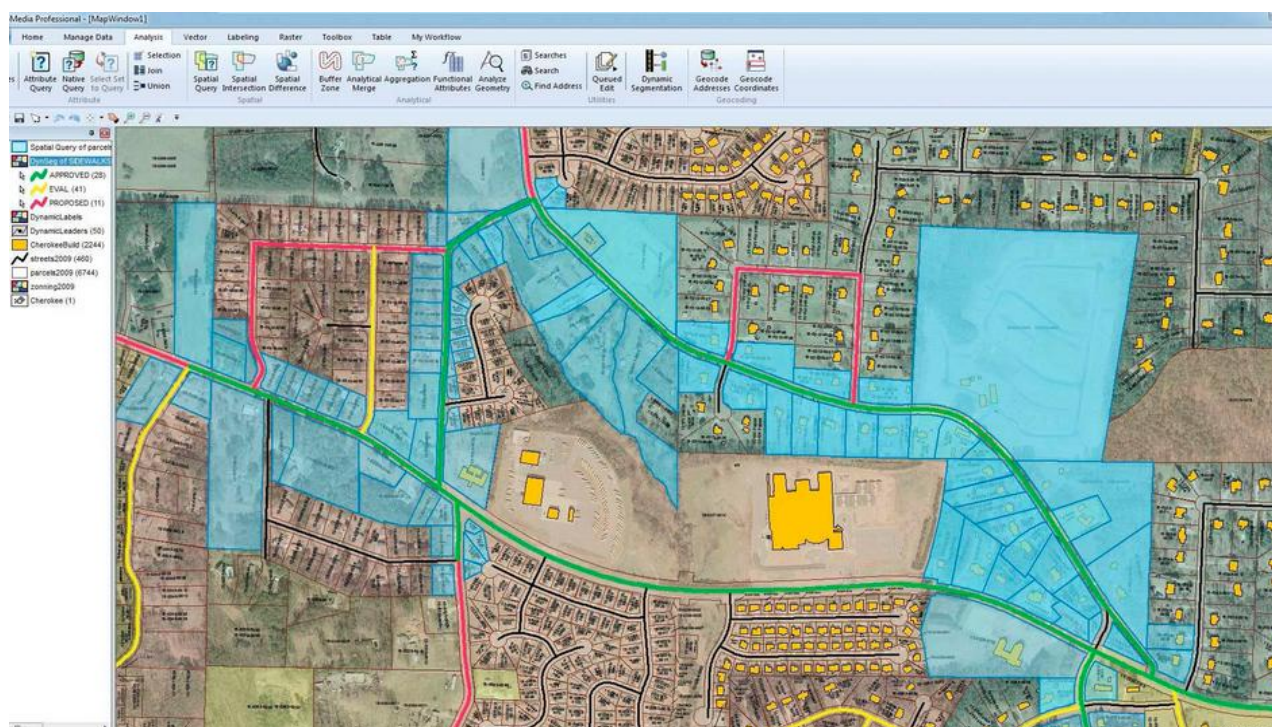
5.1. GeoMedia Intergraph

GeoMedia Intergraph jest narzędziem do tworzenia baz danych, do pozyskiwania i weryfikacji danych GIS, analiz, generowania map tematycznych i ich prezentacji.

Rodzinę oprogramowanie GeoMedia tworzą: GeoMedia Viewer (darmowa przeglądarka danych), GeoMedia Pro (zaawansowany pakiet profesjonalny) i GeoMedia WebMap (program do tworzenia publikacji w internecie).

Posiada następujące funkcje :

Narzędzia/funkcje	GeoMedia Profesional 6.0
Polskie układy współrzędnych	tak
Georeferencja slajdów	tak
Digitalizacja	tak
Dociąganie	tak
Topologia	tak
Edycja atrybutów	tak
Dane punktowe z plików txt	nie
Obsługiwane formaty danych	tak
Narzędzia komponowania map	tak
Szkolenia, podręczniki, materiały dodatkowe	tak
Wersja w języku polskim	tak
Rodzaj licencji	komercyjna
Przybliżony koszt zakupu	25 000 zł



Rysunek 7. GeoMedia Integrgraph

Źródło: <http://www.archiexpo.com/prod/intergraph/software-geographic-information-system-gis-103536-980173.html>

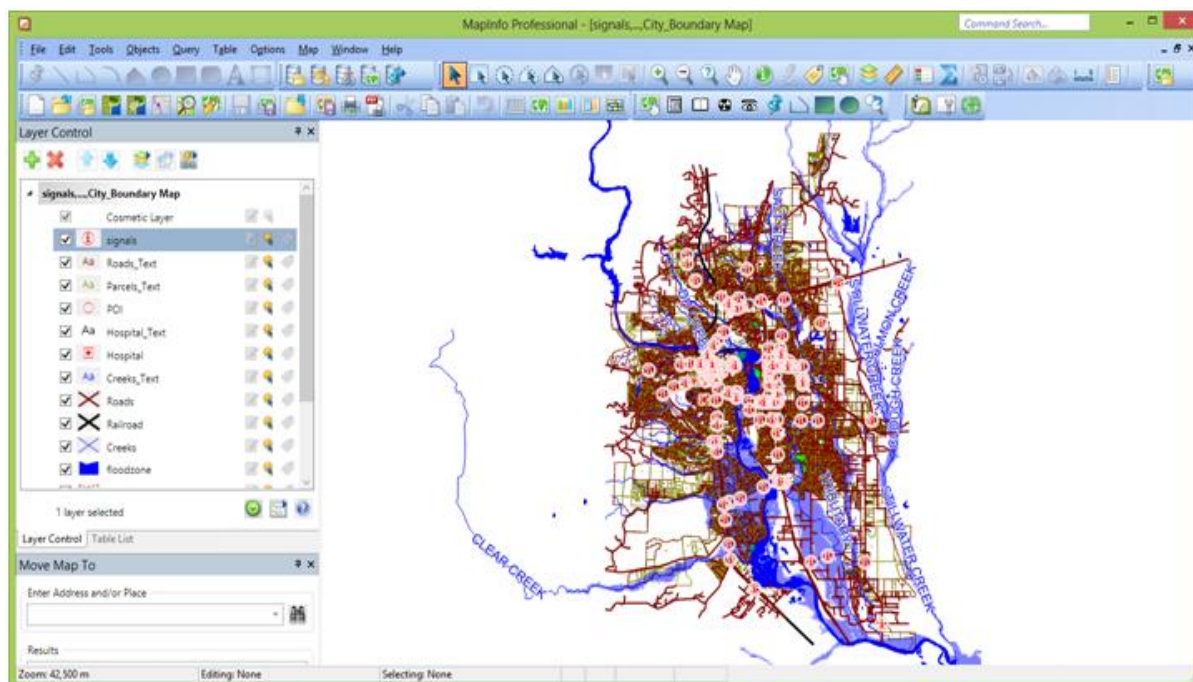
5.2. GIS-MapInfo

MapInfo Profesional jest programem pozwalającym na tworzenie geograficznych baz danych oraz umożliwia zarządzanie i analizę danych przestrzennych pozwala zbadać i wykazać związek pomiędzy przestrzenią geograficzną, a danymi dzięki zaawansowanym narzędziom analitycznym.. Obecnie wchodzi wersja 12,5. na systemy operacyjne 32 bitowe i 64 bitowe. W Polsce jest już dostępna polskojęzyczna wersja 32 bitowa oraz angielskojęzyczna wersja 64 bitowa MapInfo Professional.

Posiada następujące funkcje:

Narzędzia/funkcje	MapInfo Profesional v. 12
Polskie układy współrzędnych	tak
Georeferencja slajdów	tak
Digitalizacja	tak
Dociąganie	tak
Topologia	tak
Edycja atrybutów	tak
Dane punktowe z plików txt	nie
Obsługiwane formaty danych	tak
Narzędzie <i>Quick Translator</i> do importowania i eksportowania danych przestrzennych.	tak
Możliwość udostępniania mapy w formacie GeoPDF.	tak
Wbudowany dostęp do zdjęć satelitarnych Microsoft Bing i innych serwerów kafli.	tak

Wsparcie dla Windows 8, Microsoft SQL Server oraz WFS v1.1.	tak
Funkcje do komponowania map/wydruków dla nietypowych skal kartograficznych.	tak
Szkolenia, podręczniki, materiały dodatkowe	tak
Wersja w języku polskim	tak
Rodzaj licencji	komercyjna
Przybliżony koszt zakupu	8 500 zł



Rysunek 8. MapInfo Professional v. 12

Źródło: <http://geoforum.pl/?page=news&id=16544&link=mapinfo-12-juz-po-polsku&menu=46814,46836>

5.3. TatukGIS Editor

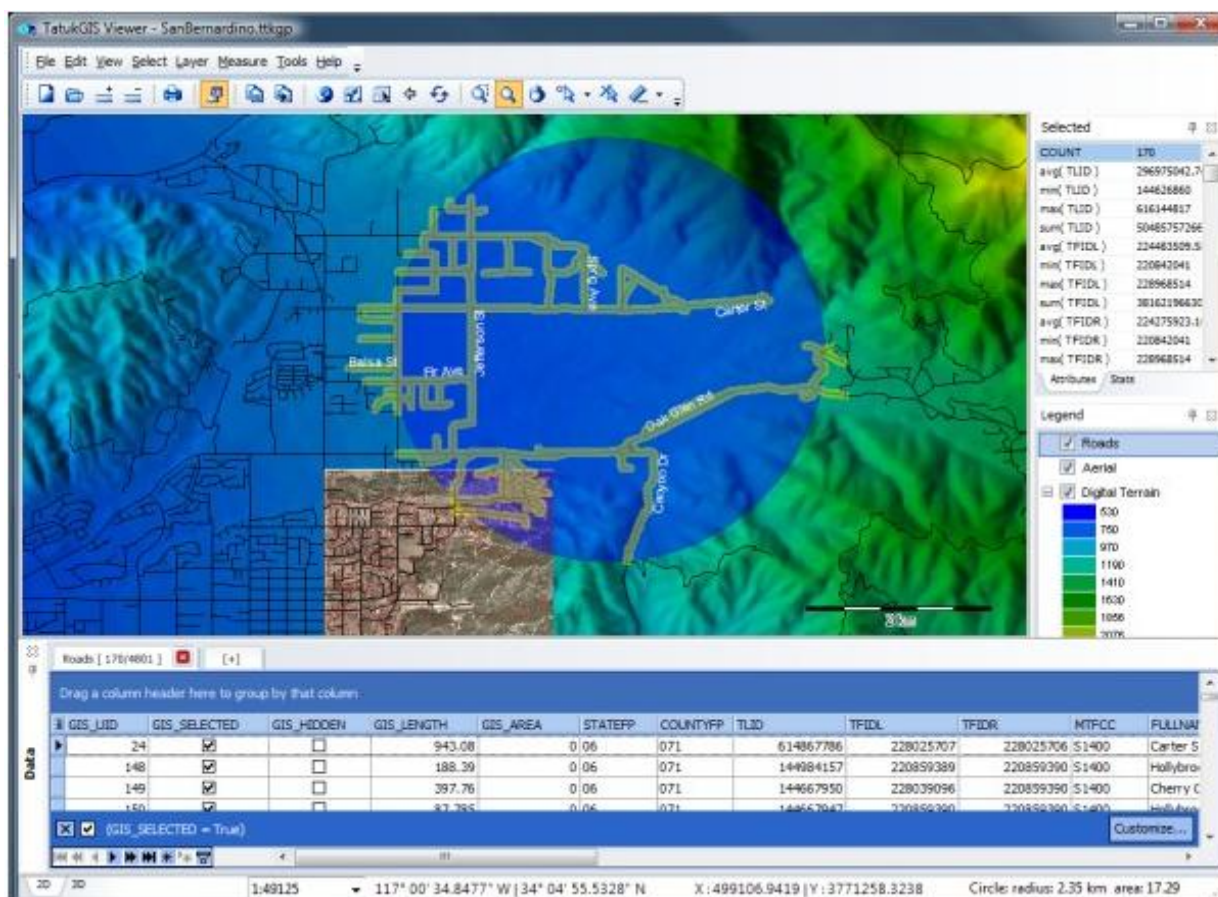
TatukGIS Editor posiada obszerny komplet narzędzi do tworzenia, redagowania i modyfikacji danych przestrzennych. Jest aplikacją prostą w użyciu, co w znaczący sposób zmniejsza koszty szkolenia nowych użytkowników.

TatukGIS Viewer pozwala na przeglądanie rastrowych i wektorowych danych przestrzennych w różnych formatach, a także baz danych oraz usług sieciowych, np. WMS czy WMTS. Aplikacja oferuje ponadto narzędzia do wizualizacji danych, a także umożliwia ich reproprojekcję czy wykonywanie pomiarów.

Poniższa tabela zawiera zestawienie najważniejszych funkcji programu:

Narzędzia/funkcje	TatukGIS Editor
Polskie układy współrzędnych	tak
Georeferencja slajdów	nie
Digitalizacja	tak
Dociąganie	tak

Topologia	tak
Edycja atrybutów	tak
Dane punktowe z plików txt	nie
Obsługiwane formaty danych	tak
Narzędzia komponowania map	tak
Szkolenia, podręczniki, materiały dodatkowe	nie
Wersja w języku polskim	tak
Rodzaj licencji	shareware
Przybliżony koszt zakupu	1000 zł



Rysunek 9. TatusGis Editor

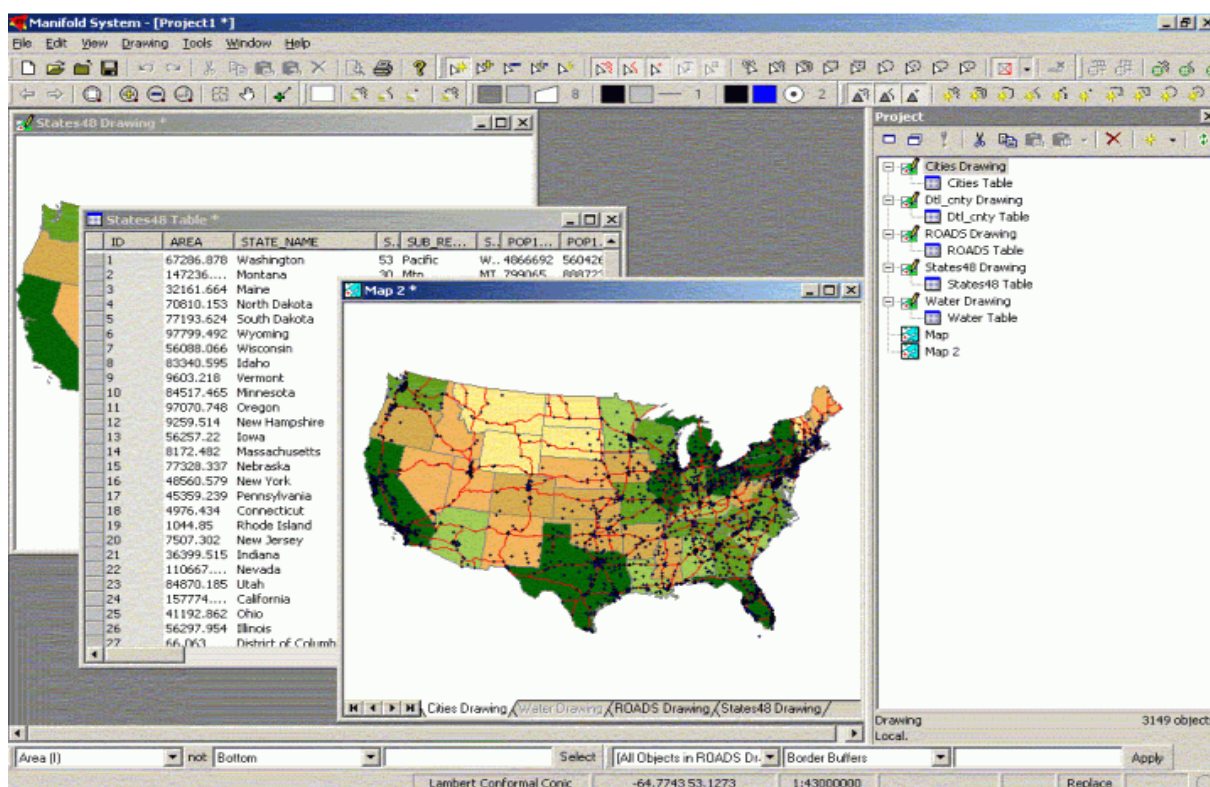
Źródło: <https://www.google.pl/search?tbm=isch&q=TatusGis+Editor+Geoforum>

5.4. Manifold

Manifold jest zestawem szeregu narzędzi niezbędnych w zarządzaniu danymi przestrzennymi. Zawiera pełne biblioteki obiektów i środowisko programistyczne do tworzenia własnych aplikacji GIS-na strony internetowych. Program zapewnia integrację wielu formatów danych.

Najważniejsze funkcje to :

Narzędzia/funkcje	Manifold
Polskie układy współrzędnych	tak
Georeferencja slajdów	nie
Digitalizacja	tak
Dociąganie	tak
Topologia	tak
Edycja atrybutów	tak
Dane punktowe z plików txt	nie
Obsługiwane formaty danych	tak
Narzędzia komponowania map	tak
Szkolenia, podręczniki, materiały dodatkowe	tak
Wersja w języku polskim	nie
Rodzaj licencji	komercyjna
Przybliżony koszt zakupu	1500 zł Enterprise Edition



Rysunek 10. Manifold System

Źródło: <http://www.directionsmag.com/entry/manifold174-system-release-500-professional-version/129712>

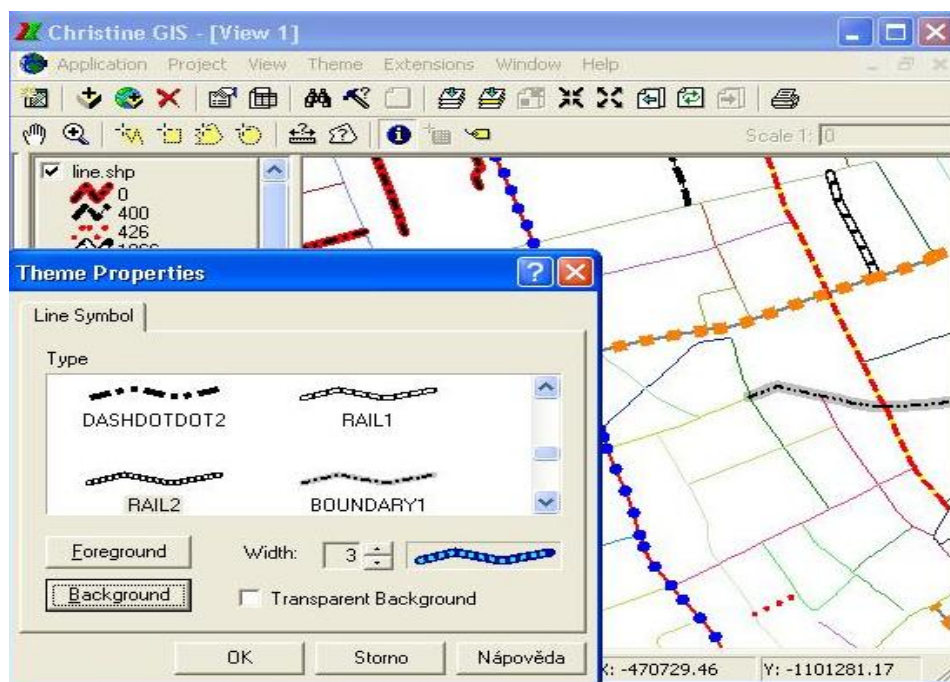
5.5. KrystynaGIS

Krystyna GIS pozwala na przeglądanie, tworzenie, edycje i analizy przestrzenne danych wektorowych i rastrowych, tworzenie i edycje danych tabelarycznych, połączenie z bazą danych poprzez ODBC. Krystyna GIS zawiera trzy rodzaje dokumentów: mapy, tabele i skrypty. Mapa obejmuje takie funkcje jak prezentacja, identyfikacja, edycja, analizy przestrzenne. Tabela realizuje takie czynności jak zadawanie pytań, analizy i edycja danych

opisowych. Używając skryptów można zautomatyzować pewne czynności lub tworzyć niewielkie aplikacje.

Najważniejszymi funkcjami są :

Narzędzia/funkcje	KrystynaGIS System
Polskie układy współrzędnych	nie
Georeferencja slajdów	nie
Digitalizacja	tak
Dociąganie	tak
Topologia	nie
Edycja atrybutów	tak
Dane punktowe z plików txt	nie
Obsługiwane formaty danych	tak
Narzędzia komponowania map	nie
Szkolenia, podręczniki, materiały dodatkowe	tak
Wersja w języku polskim	tak
Rodzaj licencji	shareware
Przybliżony koszt zakupu	199 zł



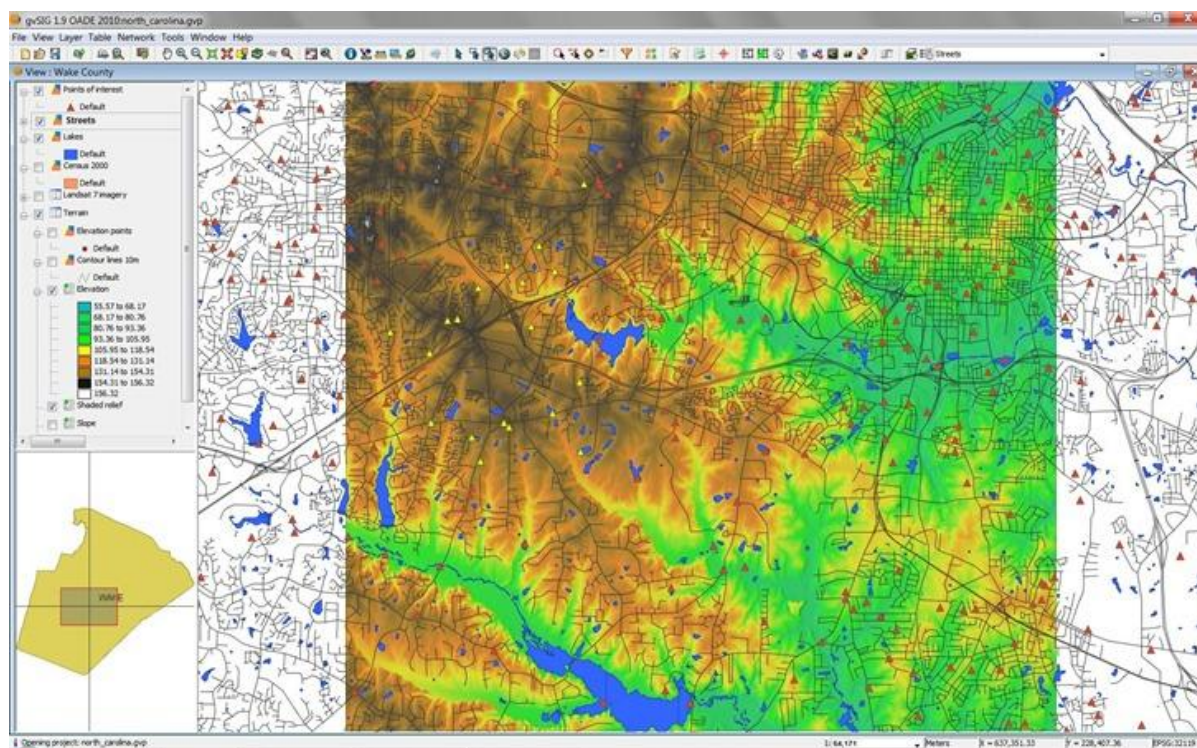
Rysunek 11. Przykład zrzutu okna w programie Christine GIS

Źródło: Opracowanie własne

5.6. gvSIG

gvSIG jest wielojęzycznym programem Open Source służącym do zarządzania danymi geograficznymi. Obsługuje dane wektorowe jak i rastrowe. gvSIG jest znany z przyjaznego dla użytkownika interfejsu i jest w stanie uzyskać dostęp do najbardziej popularnych formatów.

Narzędzia/funkcje	gv SIG
Polskie układy współrzędnych	tak
Georeferencja slajdów	tak
Digitalizacja	tak
Dociąganie	tak
Topologia	nie
Edycja atrybutów	tak
Dane punktowe z plików txt	nie
Obsługiwane formaty danych	tak
Narzędzia komponowania map	nie
Szkolenia, podręczniki, materiały dodatkowe	nie
Wersja w języku polskim	tak
Rodzaj licencji	open source
Przybliżony koszt zakupu	0 zł



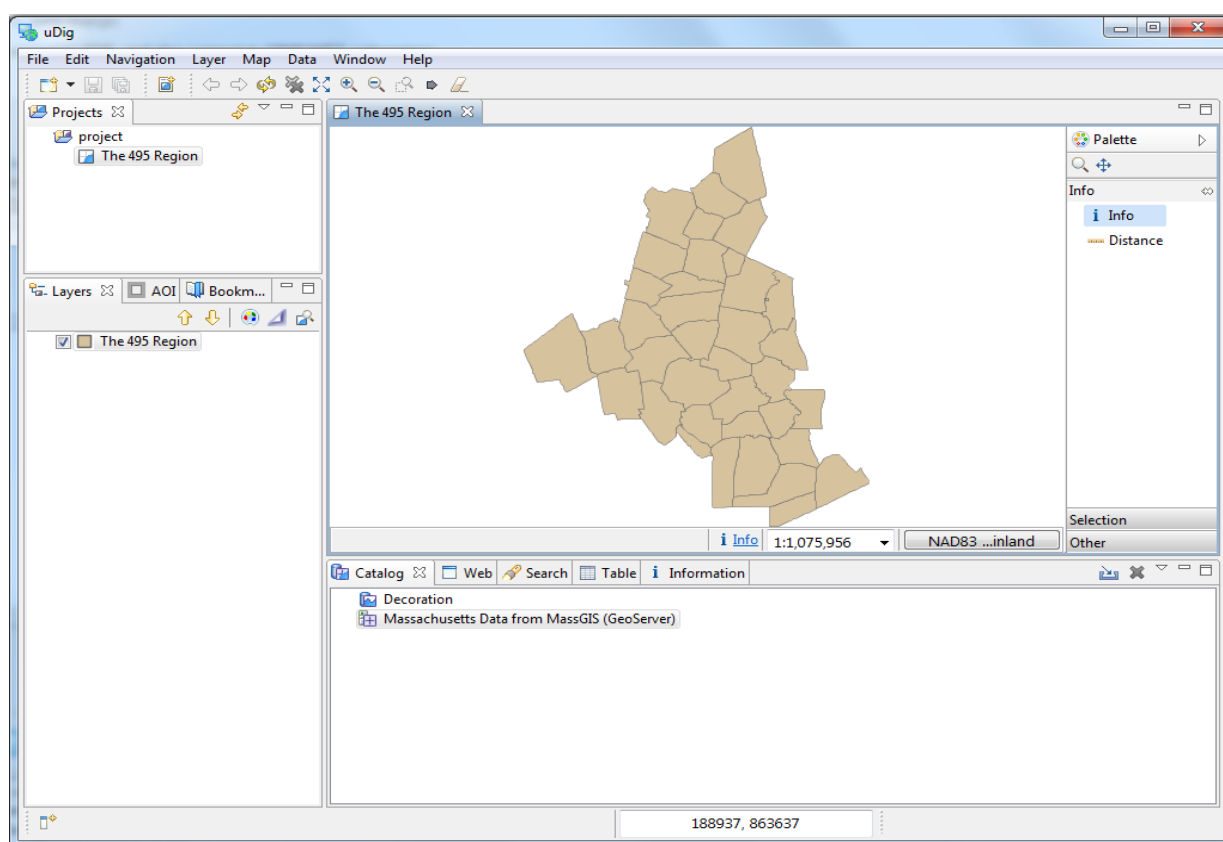
Rysunek 12. gvSIG 1.9 zrzut okna

Źródło : <http://freegeographytools.com/2010/oa-digital-version-of-gvsig-1-9-is-out>

5.6 QuantumGIS 5.8 -uDIG

uDIG jest programem Open Source programem Open Source będącym przeglądarką i edytorem danych przestrzennych ze szczególnym naciskiem na standardy OpenGIS dla GIS-u internetowego: Web Map Server (WMS) i Web Feature Server (WFS). Dla programistów uDig dostarcza popularnej platformy Java do budowania aplikacji przestrzennych z komponentów open source.

Narzędzia/funkcje	uDIG
Polskie układy współrzędnych	tak
Georeferencja slajdów	nie
Digitalizacja	tak
Dociąganie	tak
Topologia	tak
Edycja atrybutów	tak
Dane punktowe z plików txt	nie
Obsługiwane formaty danych	tak
Narzędzia komponowania map	nie
Szkolenia, podręczniki, materiały dodatkowe	nie
Wersja w języku polskim	nie
Rodzaj licencji	open source
Przybliżony koszt zakupu	0 zł



Rysunek 13. Zrzut okna uDIG

Źródło: Opracowanie własne

5.8 Oprogramowanie GIS- podsumowanie

Zasadniczo oprogramowanie GIS podzielić można na komercyjne i niekomercyjne (wolne). Konieczność zakupu danego programu nie zawsze wiąże się jednak z jego jakością. Okazuje się bowiem, że w wielu przypadkach oprogramowanie niekomercyjne daje dużo większe możliwości niż komercyjne. Zasadnicza różnica między obydwoimi typami polega

także na łatwości obsługi. Oprogramowanie niekomercyjne ma często gorszy i mniej intuicyjny interfejs użytkownika, choć i ta cecha nie jest regułą.

Inną ewidentną różnicą pomiędzy oprogramowaniem komercyjnym i niekomercyjnym jest wsparcie użytkownika ze strony producenta. Dużą przewagę ma tutaj oprogramowanie odpłatne, którego producenci oferują rozbudowaną pomoc techniczną, liczne samouczki i literaturę przedmiotu, a także regularne aktualizacje. Brak takiego wsparcia w przypadku oprogramowania niekomercyjnego często stanowi poważną przeszkodę w jego użytkowaniu.

Na szczególną uwagę zasługuje Quantum GIS- QGIS- przeglądarka plików ESRI: Shapefile, Mapinfo: TAB, dane rastrowe m.in. GeoTIFF. Dedykowana na platformy Windows i Linux. Bardzo „lekka” w obsłudze. QGIS jest systemem GIS z międzynarodowym wsparciem ze strony użytkowników, deweloperów i organizacji wspierających. Ma bogaty zasób dokumentacji. Pełny zasób jest dostępny w języku angielskim, część dokumentów - takich jak podręcznik użytkownika - opracowano również w innych językach. Dokumentację dla każdego wydania QGIS można znaleźć na odpowiedniej podstronie dokumentacji.

6. Systemy SCADA

System SCADA (*ang. Supervisory Control And Data Acquisition*) oznacza system nadzorujący przebieg procesu technologicznego lub produkcyjnego. Jego główne funkcje obejmują:

- zbieranie aktualnych danych (pomiarów);
- wizualizację;
- sterowanie procesem;
- alarmowanie;
- archiwizację danych

Termin SCADA zwykle odnosi się do systemu komputerowego, który pełni rolę nadrzędną w stosunku do sterowników PLC (*ang. Programmable Logic Controller*) i innych urządzeń.

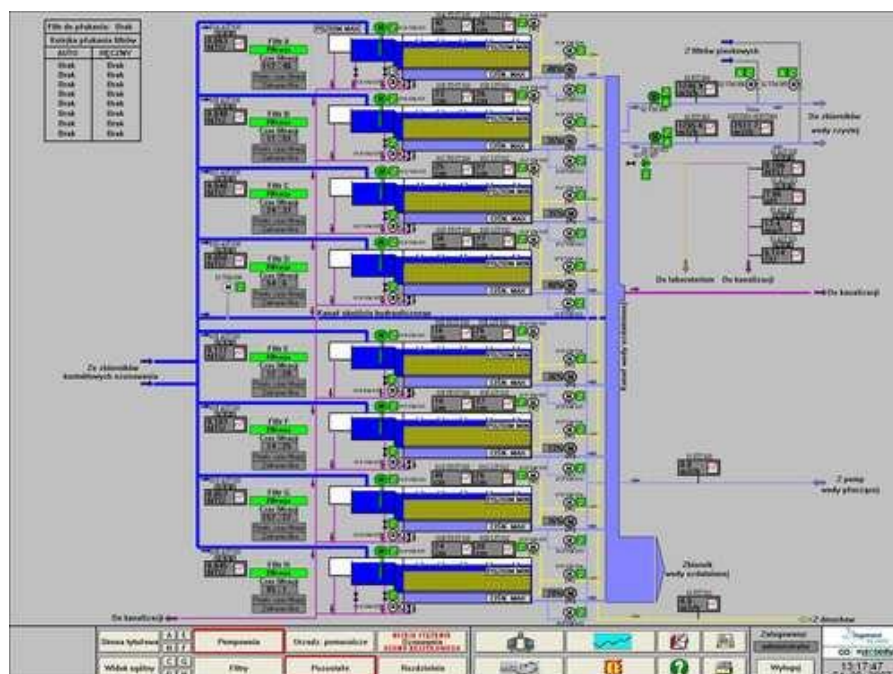
Na ogół to sterowniki PLC połączone są bezpośrednio z urządzeniami wykonawczymi (zawory, pompy, itp.) i pomiarowymi (czujniki temperatury, poziomu itp.) i zbierają aktualne dane z obiektu oraz wykonują automatyczne algorytmy sterowania i regulacji. Za pośrednictwem sterowników PLC dane trafiają do systemu komputerowego i tam są archiwizowane oraz przetwarzane na formę bardziej przyjazną dla użytkownika.

Nowoczesne systemy SCADA przejmują wszystkie funkcje monitorowania i

sterowania wyłącznie z procesami decyzyjnymi. W pełni zastępują rutynowe sterowanie a dyspozytor nadzoruje i ewentualnie może ręcznie sterować procesami w razie potrzeby. System ten składa się ze stacji telemetrycznych zainstalowanych na pojedynczych stacjach pobierających i regulujących oraz zbiornikach wody, stacjach uzdatniania wody i oczyszczalniach wody, z systemu dyspozytorskiego na bazie jednego lub wielu komputerów zainstalowanych w centralnej dyspozytorni lub na skomplikowanych obiektach. Dane są przesyłane za pomocą sieci radiowych, sieci zwykłych, sieci komórkowych lub modemów telefonicznych.

- system SCADA cechuje się poziomami bezpieczeństwa i dostępu. Jego zadaniem jest:
- ciągle monitorowanie i sterowanie procesem,
- zmiana parametrów instalacji,
- nadzór nad alarmami istniejącymi i historycznymi,
- raportowanie,
- monitorowanie poszczególnych urządzeń występujących w procesie

Na rysunku 14 przedstawiony został zrzut ekranu systemu SCADA sterowania instalacją uzdatniania wody. Proces uzdatniania przebiega grawitacyjnie od istniejących filtrów piaskowo-antracytowych do pompowni pośredniej.



Rysunek 14. Sterowanie instalacją uzdatniania wody

Źródło: <http://automatykab2b.pl/technika/1109-modernizacja-zakladu-wodociagow-i-kanalizacji-w-szczecinie/>

7. Wnioski

Trudno sobie wyobrazić efektywną eksploatację, modernizację oraz rozwój sieci wodociągowych i kanalizacyjnych bez odpowiednio dobranych narzędzi informatycznych.

Różnorodność wykorzystywanych w przedsiębiorstwach wodno-kanalizacyjnych jest duża. Wybór odpowiedniego systemu często zależy od poziomu świadomości kadry zarządzającej w zakresie dostępnych rozwiązań informatycznych, jak również zasobów finansowych jakimi dysponuje przedsiębiorstwo.

Tworzenie cyfrowych map tematycznych nie musi wiązać się z dużymi nakładami finansowymi na zakup specjalistycznego oprogramowania GIS. Istnieje szereg aplikacji dostępnych za darmo lub w rozsądnych granicach cenowych, które posiadają niezbędne do tego celu funkcje.

Nie budzi wątpliwości, że wdrożenie jednego spośród oferowanych przez wielu producentów systemu gwarantuje usprawnienie pracy w obsłudze znacznych obszarów problemowych występujących w przedsiębiorstwie z branży wodno-kanalizacyjnej. Przedstawione zostały jedynie wybrane funkcje nowoczesnych systemów.

Warto mieć pojęcie o dostępnych narzędziach, aby móc podjąć świadomą decyzję o ich wykorzystaniu.

Prawdą jest, że nawet najlepsze rozwiązanie IT nie podejmie decyzji za człowieka, jednakże w dużej mierze może spowodować, że podejmowana decyzja będzie maksymalnie zracjonalizowana i podjęta w możliwie krótkim czasie.

Niezwykle użyteczny jest system typu SCADA, który umożliwia ciągły dostęp do danych pomiarowych. W przypadku budowy modelu sieci dane udostępniane w systemie SCADA ułatwiają kalibrację modelu, kontrolę wykonywanych obliczeń symulacyjnych i tworzenia charakterystyk urządzeń, np. zespołów pompowych, zbiorników.

Neocenionym źródłem danych jest wiedza pracowników, zajmujących się planowaniem, modernizacją i eksploatacją obiektów wodociągowych i kanalizacyjnych. Często informacje uzyskiwane od pracowników ostatecznie weryfikują dane zawarte w innych źródłach.

Wzrost możliwości aplikacji GIS w obszarze wodociągów i kanalizacji będzie pochodną rozwoju:

- technologii tworzenia map topograficznych z wykorzystaniem zdjęć lotniczych i obrazów satelitarnych,
- czujników i urządzeń do zdalnego gromadzenia danych w czasie rzeczywistym,

- urządzeń i sieci do szybkiej bezprzewodowej transmisji danych,
- przenośnych baz danych typu GIS, umożliwiających automatyczne gromadzenie, weryfikację i uzupełnienie baz oraz map z obiektami wodociągowymi i kanalizacyjnymi oraz rozwoju Internetu.

Literatura

1. Klawczyńska A, *Wielokryterialny wybór oprogramowania do modelowania dużych sieci wodociągowych, Materiały XX Jubileuszowej, Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej PZITS. Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód WODA 2008" (Water Supply and Water Quality)*, Poznań-Gniezno, Tom II, (s.45-52).
 2. Rossman L.: *Epanet 2 user manual*, Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory Cincinnati, 2000.
- Źródła internetowe:
3. Gaździcki J., *Systemy informacji przestrzennej*, PPWK, Warszawa - Wrocław 1990.
 4. Gaździcki J., *Leksykon geomatyczny*. Polskie Towarzystwo Informacji Przestrzennej, Warszawa 2001.
 5. Blaschke, T., Carlisle, B., Kenton, S., Kozak, J., Lang, S., Schwab, A., Smith, G., Troll, M., Widacki, W. *EnviroGIS Case Studies*. Zakład Systemów Informacji Geograficznej, Kraków 1995-1998.
 6. Burrough PA, McDonnell RA. *Principles of Geographical Information Systems*, 2nd edition (Oxford University Press) 1998.
 7. Clarke, K. C. *Getting Started With Geographic Information Systems*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall 1996.
 8. Kwietniewski M., *GIS w wodociągach i kanalizacji*, PWN, Warszawa 2008 .
 9. Gromiec M., *Praca zbiorowa, Systemy wspomagania decyzji w gospodarce wodnej*. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa 2006.
 10. Kwietniewski M., *Information systems for distribution management, National report in the 7 International Raport, pp. IR7 30-31, International Water Supply Association (IWSA), World Congress 1997, Madrid 1997.*
 11. Kwietniewski M., Miszta-Kruk K. and Wróbel K. *Możliwości zastosowania GIS w wodociągach na przykładzie wybranego systemu dystrybucji wody. Ochrona Środowiska* 2007 29, 3, s.73–76.
 12. Kotowski, A., Pawlak, A., Sambor, A., *O możliwości budowy modeli wodociągowych w oparciu o GIS*, Forum Eksploatatora 2007 Nr 1(28) s. 45-47

13. Kotowski A., Pawlak A.: *Budowa modeli systemów zaopatrzenia w wodę z wykorzystaniem geograficznych systemów informacji. Infrastruktura podziemna miast - IX Konferencja Naukowo- Techniczna*, Wrocław 2005, s. 282-293.
14. Lampart A., Piechurski F.: *System GIS jako nowe narzędzie w analizie sieci wodociągowej na przykładzie osiedla w Gliwicach. III Konferencja Naukowo-Techniczna Politechniki Śląskiej - "Nowe technologie w sieciach i instalacjach wodociągowych i kanalizacyjnych"*, Ustroń 2000, s. 153-169.
15. Kwietniewski M.: *Monitorowanie i Geograficzne Systemy Informacji w procesie współczesnej eksploatacji systemów dystrybucji wody i odprowadzania ścieków*, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 4/2005 s. 9-15.
16. Grzenda, M.: *Systemy informatyczne we wspomaganiu eksploatacji sieci*, *Instal*, nr 279/2008, s. 15-19.
17. Grzenda, M. Gębski, W. Niedźwiecki, P. *Kluczowe rozwiązania platformy GIS z punktu widzenia eksploatacji i modelowania systemów kanalizacyjnych* , *Gaz, Woda i Technika sanitarna* nr 7-8/2009, s. 266-269.
18. Longley, P.A., Goodchild, M.F., Maguire, D.J., Rhind, D.W. *GIS. Teoria i praktyka*. PWN, Warszawa 2006.
19. Kwietniewski M., *Kierunki rozwoju zarządzania eksploatacją sieci wodociągowych i kanalizacyjnych, mat. konferencyjne „GIS modelowanie i monitoring w zarządzaniu systemami wodociagowymi i kanalizacyjnymi”*, wyd. PZITS, Warszawa 2005.
20. Góra W., Klawczyńska A, *Problemy wdrożeniowe systemów informacji przestrzennej, Raport Informatyka w firmach wodno-kanalizacyjnych, Wodociągi i Kanalizacja* nr 4(50)/2008, s.27-29.

Joanna Ryba¹, inż. Michał Ogrodniczak²

Uniwersytet Warmińsko – Mazurski

e-mail: ¹joanna.ryba93@wp.pl, ²michal.ogrodniczak@wp.pl

Wspomaganie zapewniania bezpieczeństwa środowiska naturalnego narzędziami GIS na obszarze powiatu olsztyńskiego

Słowa kluczowe: *bezpieczeństwo ekologiczne, OGC, ochrona przyrody, zarządzanie kryzysowe, skażenie wód, pożar lasu.*

Streszczenie: Ochrona środowiska ma duże znaczenie w życiu człowieka. Bezpieczeństwo środowiska to jeden z wielu ważnych elementów bezpieczeństwa. Przedmiotem zarządzania bezpieczeństwem ekologicznym są więc, np. katastrofy naturalne i pożary, jak również wszelkiego rodzaju skażenia środowiska spowodowane przez człowieka. Ważne są również formy prawne ochrony przyrody. Przy zarządzaniu bezpieczeństwem środowiska bardzo ważne jest zarówno zapobieganie zagrożeniom, jak również szybkie i efektywne naprawianie szkód wyrządzonych w środowisku. Aby poprawnie zidentyfikować problem, z którym mamy do czynienia musimy używać odpowiednich technik, przy czym przydatnym instrumentem są narzędzia GIS. Jest to ogromna biblioteka narzędzi, pozwalających na szybkie i efektywne zarządzanie danymi środowiskowymi oraz prowadzenie różnego typu analiz tych danych. Ważną pod względem zabezpieczenia środowiska możliwością zastosowania GIS jest analiza i ocena różnego rodzaju zagrożeń. Narzędzia GIS ułatwiają także monitoring różnego rodzaju zjawisk. Dzięki nim można w łatwy sposób pozyskać dane (WMS, WFS) i poprzez ich wykorzystanie przeprowadzać różne analizy przestrzenne, np. symulację rozprzestrzeniania się pożaru. Dla obszaru badawczego jakim jest powiat olsztyński szczególnie ważne są zagrożenia związane z akwenami wodnymi, głównie z jeziorami, których występuje na tym obszarze stosunkowo dużo (np. eutrofizacja, skażenie wód). W artykule przedstawiono więc sposoby, jakimi można ułatwić analizowanie stanu środowiska i podejmowania słusznych decyzji przy zarządzaniu bezpieczeństwem środowiska.

1. Bezpieczeństwo ekologiczne

Ochrona środowiska jest problemem globalnym. Dla bezpieczeństwa człowieka coraz większe znaczenie zaczyna wywierać kwestia bezpieczeństwa środowiska czy nazywanego inaczej bezpieczeństwa ekologicznego. Definicja legalna środowiska znajduje się w ustawie z 27 kwietnia 2011 roku Prawo ochrony środowiska, wskazująca, że jest to „ogół elementów przyrodniczych, w tym także przekształconych w wyniku działalności człowieka, a w szczególności powierzchnię ziemi, kopaliny, wody, powietrze, krajobraz, klimat oraz pozostałe elementy różnorodności biologicznej, a także wzajemne oddziaływania pomiędzy tymi elementami.” [1]. Również w tej ustawie zamieszczono pojęcie ochrony środowiska, nierozdzielnie związane z zapewnianiem bezpieczeństwa środowiska. Polega ona głównie na racjonalnym kształtowaniu środowiska i gospodarowaniu zasobami środowiska zgodnie z

zasadą zrównoważonego rozwoju, przeciwdziałaniu zanieczyszczeniom, przywracaniu elementów przyrodniczych do stanu właściwego [2].

Istnieją różne definicje bezpieczeństwa ekologicznego, przykładowo W. Michajłow twierdzi, że jest to likwidacja lub zmniejszanie do minimum różnego rodzaju zagrożeń dla życia i zdrowia człowieka, których źródłem jest środowisko naturalne [3]. Bezpieczeństwo ekologiczne można rozpatrywać z punktu widzenia biosferycznego oraz antroposferycznego [4]. Przedmiotem zarządzania bezpieczeństwem ekologicznym są więc, np. katastrofy naturalne i pożary, jak również wszelkiego rodzaju skażenia środowiska spowodowane przez człowieka. Zarządzanie w sytuacjach zagrożenia bezpieczeństwa ekologicznego wiąże się z ogólnym systemem zarządzania kryzysowego. Problem bezpieczeństwa środowiska i zagrożeń z nim związanych jest dość nowym i aktualnym problemem. Dopiero katastrofy takie jak Bhopal w 1984 czy Czarnobyl w 1986 pokazały, że istnieje potrzeba szerszego spojrzenia na bezpieczeństwo ekologiczne [5].

1.1. Skala problemu

O ważności i powszechności tego zagadnienia świadczy nawet to, iż ten rodzaj bezpieczeństwa i problemy z nim związane zawarte są nawet w Strategii Bezpieczeństwa Narodowego RP z 2014 roku [6]. Zwrócono w niej uwagę na kwestię ochrony środowiska, przy czym propaguje ona przede wszystkim działania mające na celu poprawę stanu środowiska w tym czystości powietrza, wód, gleb oraz właściwej gospodarki odpadami jak również w sprawach związanych z sytuacjami kryzysowymi.

Również Unia Europejska zajmuje się zagadnieniami dotyczącymi ochrony środowiska. Przykładowo raport Europejskiej Agencji Środowiska z 2009 roku wskazuje ważne problemy tej dziedziny. Zwrócono uwagę na, m.in.: zanieczyszczenia powietrza, odpady czy konieczność ograniczenia emisji gazów cieplarnianych. Zagrożenia ekologiczne są więc jednym z podstawowych wyzwań dla świata [7]. Jest to problem globalny, jednak najefektywniejszym rozwiązaniem wydaje się być analiza i zapobieganie tym zagrożeniom zaczynając już od szczebla lokalnego, np. powiatu. Jednym z zadań własnych samorządu powiatowego, enumeratywnie wymienionych w artykule 4 Ustawy o samorządzie powiatowym jest realizowanie obok zadań z zakresu ochrony przeciwpowodziowej, w tym wyposażenia i utrzymania powiatowego magazynu przeciwpowodziowego, ochrony przeciwpożarowej i zapobiegania innym nadzwyczajnym zagrożeniom życia i zdrowia ludzi oraz także zadania z zakresu ochrony środowiska [8].

Powiat olsztyński położony jest w województwie warmińsko mazurskim, w którym prawie połowa (46,6%) to powierzchnia o szczególnych walorach przyrodniczych prawnie chroniona, podczas gdy w Polsce udział ten wynosi 32,4% [9]. Na terenie powiatu olsztyńskiego występują różne formy ochrony przyrody. Stosunkowo dużo wydaje się być obszarów chronionego krajobrazu, m.in. Obszar Chronionego Krajobrazu Jezior Legińsko-Mrągowskich, Obszar Chronionego Krajobrazu Doliny Dolnej Łyny, Obszar Chronionego Krajobrazu Doliny Rzeki Guber, Obszar Chronionego Krajobrazu Doliny Symsarny, Obszar Chronionego Krajobrazu Doliny Środkowej Łyny, Obszar Chronionego Krajobrazu Pojezierza Olsztyńskiego, Obszar Chronionego Krajobrazu Puszczy Napiwodzko-Ramuckiej, Obszar Chronionego Krajobrazu Jeziora Mielno. Istnieje kilka rezerwatów przyrody, np. Częściowy Rezerwat Przyrody „Dębowo”, Rezerwat „Jezioro Košno”, Rezerwat „Ustnik”, Rezerwat przyrody „Kwiecewo”. Są także 124 pomniki przyrody. Jeszcze do niedawna w granicach powiatu leżało Leśne Arboretum Warmii i Mazur w Kudypach, jednak obecnie administracyjnie należy ono do sąsiedniego powiatu ostródzkiego.

2. Narzędzia GIS, wspomagające zapewnianie bezpieczeństwa środowiska

Dobrym sposobem w jaki można wspomagać zapewnianie bezpieczeństwa środowiska są różnego rodzaju narzędzia GIS. Warto zwrócić uwagę na unormowania, która określają standardy dotyczące tych narzędzi. Aktem normatywnym, który reguluje te kwestie jest dyrektywa INSPIRE (Infrastructure for Spatial Information in Europe - Infrastruktura Informacji Przestrzennej w Europie). Jest to zbiór środków, które pozwalają na powszechny dostęp do danych przestrzennych na terytorium Unii Europejskiej. Dyrektywa ta jest wiążąca dla wszystkich państw członkowskich. Każdy kraj zobowiązany jest do prowadzenia geoportalu, który umożliwi dostęp do zbiorów danych (usługi sieciowe). W Polsce dokumentem regulującym jest Ustawa z dnia 4 marca 2010 roku o infrastrukturze informacji przestrzennej, która weszła w życie z dniem 7 czerwca 2010 roku. Wraz z rozwojem infrastruktury informacji przestrzennej pojawiło się OGC czyli Open Geospatial Consortium, które zrzesza ponad 400 instytucji, uczelni, przedsiębiorstw i wszelkich organizacji zajmujących się geoinformacją. Efektem działalności konsorcjum są standardy danych przestrzennych. Najważniejsze z nich to WMS, WFS, WCS i CSW. Wykorzystując te standardy w ochronie środowiska, szczególne znaczenie mają WMS i WFS:

- WMS (Web Map Service)- głównym przeznaczeniem standardu jest przeglądanie zbiorów danych w formatach rastrowych JPEG, BMP czy TIFF wraz z przypisaną

- WFS (Web Feature Service)- drugi pod względem popularności standard OGC. Usługa w odróżnieniu do WMS nie daje tylko obrazka ale dane przestrzenne (wektorowe) o obiektach oraz atrybuty. Minusem tej usługi jest jej małe rozpowszechnienie, a co za tym idzie mała dostępność usługi. Jednakże wdrażanie dyrektywy INSPIRE sprawi w przyszłości szeroką popularność tego standardu. Natomiast plusem jest możliwość edycji danych, dzięki czemu można przeprowadzać różne analizy, np. zmian w środowisku przy wystąpieniu potencjalnego zagrożenia.

Dzięki wykorzystaniu standardów WMS i WFS z portali można pobierać pożądane dane dotyczące ochrony środowiska, m.in.: rozmieszczenie prawnych form ochrony przyrody, położenie jezior, lasów, mapy sozologiczne, mapy hydrologiczne i wiele innych.

Na rysunku 1 przedstawiono obszary chronione w Powiecie olsztyńskim.

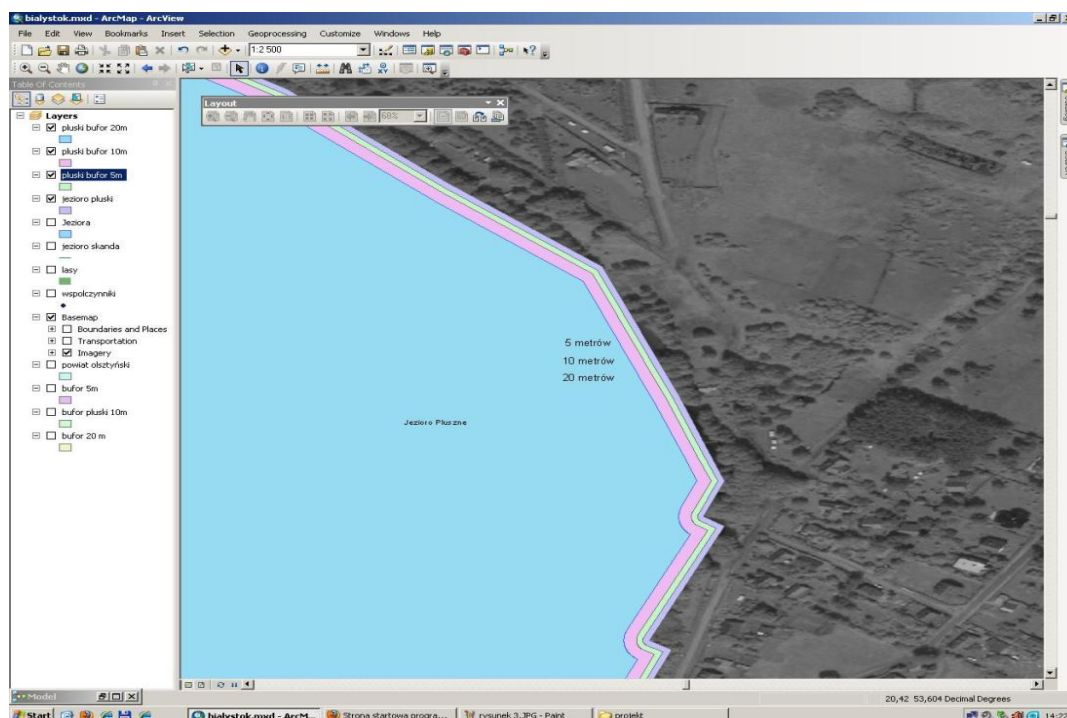


Do analiz związanych z ochroną środowiska można używać standardów OGC, które usprawnia prace. Rysunek 1 przedstawia kilka plików WMS pobranych z serwisu geoportal.

Ogromną zaletą jest to, że można modyfikować przezroczystość rastrów, przez co różnego rodzaju dane z wielu warstw można analizować w jednym widoku. Dlatego też na jednej mapie można wprowadzić bardzo wiele elementów i nawet jeśli będą się one na siebie nakładać to i tak będą widoczne dla użytkownika. Mapa powyżej przedstawia przykładowo obszary chronionego krajobrazu, obszary specjalnej ochrony, rezerwaty przyrody itd., jednakże dobór elementów zależy od potrzeb osoby tworzącej mapę bądź jej odbiorców. Dodatkowo w łatwy sposób można nakładać różnego rodzaju warstwy odpowiadające np. jak wyżej granicom powiatu, czy granicom miasta Olsztyn, dla zwiększenia przystępności odczytu.

2.2. Proces eutrofizacji

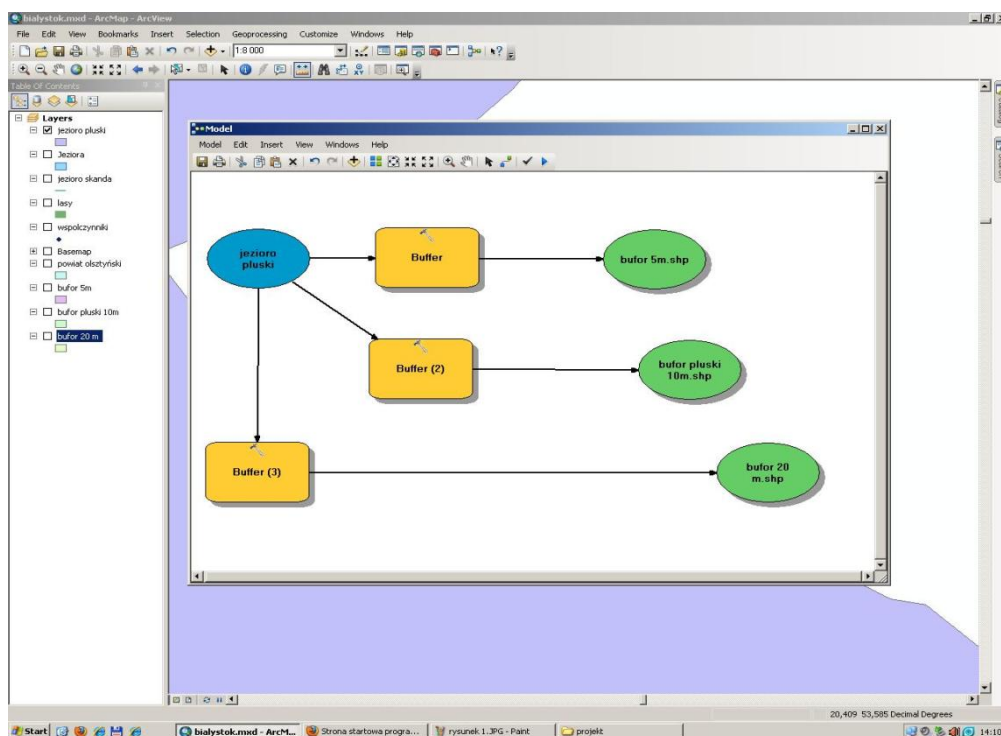
Zgodnie z Programem Ochrony Środowiska Województwa Warmińsko-Mazurskiego na lata 2007-2010 z uwzględnieniem perspektywy na lata 2011-2014 podstawowym źródłem informacji o środowisku jest monitoring środowiska, który stanowi system pomiarów, ocen i prognoz stanu środowiska oraz gromadzenia, przetwarzania i rozpowszechniania informacji o środowisku [10]. Jest on szczególnie ważny dla procesu eutrofizacji. Proces eutrofizacji to wzbogacanie zbiorników wodnych w substancje odżywcze takie jak azot, fosfor czy potas. Z czasem jeziora stają się płytsze i przekształcają w torfowiska [11]. Proces zarastania jeziora powoduje zmniejszanie się objętości zbiornika wodnego oraz wiele innych negatywnych dla środowiska skutków, np. zwiększenie żyzności wody, śnięcie ryb. Wykorzystując narzędzia GIS w łatwy sposób można wizualnie przedstawić postępowanie procesu eutrofizacji jezior.



Rysunek 2. Proces eutrofizacji jeziora

Źródło: Opracowanie własne

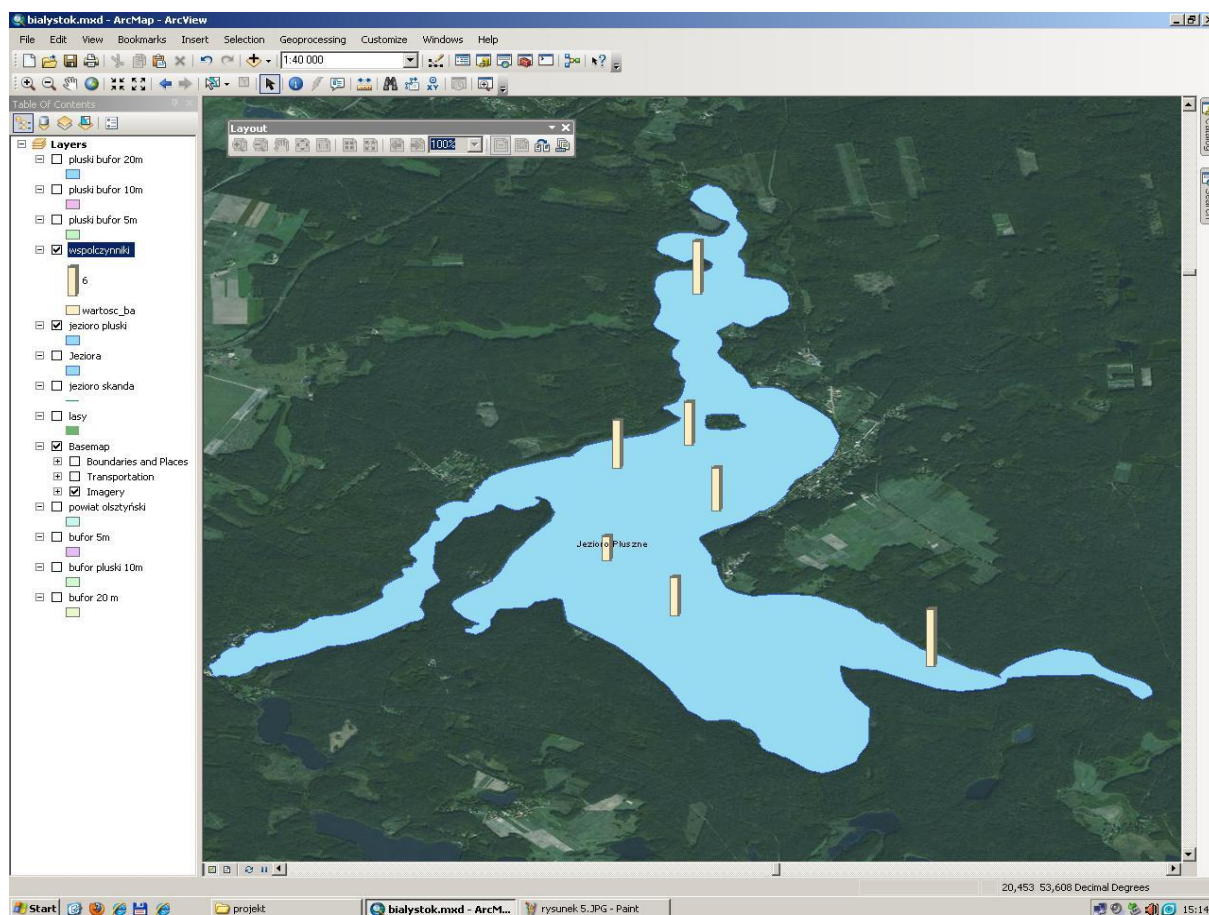
Wykorzystując narzędzia GIS w łatwy sposób można wizualnie przedstawić postępowanie procesu eutrofizacji jezior. Po wykonaniu odpowiednich pomiarów, można je nanieść na mapę (tak jak ukazano na rysunku 2), którą następnie można wykorzystać do przedstawienia postępu tego procesu w przyszłości. Do takiej analizy służy stworzony model w aplikacji Model Builder w programie ArcGIS. Do podstawowych narzędzi tej aplikacji możemy zaliczyć clip, insert, buffer. Wykorzystując właśnie buffer można określić parametry odsunięcia danego obiektu- w tym przypadku, zarastanie jeziora. Na kolejnym rysunku (rysunek 3) przedstawiono przykładowy wygląd takiego modelu.



Rysunek 3. Model w aplikacji Model Builder- eutrofizacja jeziora

Źródło: Opracowanie własne

Monitoring środowiska obejmuje uzyskiwane na podstawie badań stanu wód powierzchniowych i podziemnych. Dla uzyskania jak najlepszego efektu i ukazania potrzebnych informacji tworzoną mapę można wzbogacić dodatkowymi elementami, pomiarami i wynikami przeprowadzanych badań. Mogą to być różnego rodzaju kartodiagramy, wykresy, które będą przedstawiać pożądane dane. Dzięki takim rozwiązaniom analiza jakiegokolwiek problemu staje się łatwiejsza i przede wszystkim czytelniejsza. Na rysunku 4 przedstawiono przykładową wartość wskaźników Carlsona, który jest wykorzystywany, jako metoda kontroli procesu eutrofizacji.



Rysunek 4. Wzbogacanie map wykresami. Wskaźnik Carlsona

Źródło: Opracowanie własne

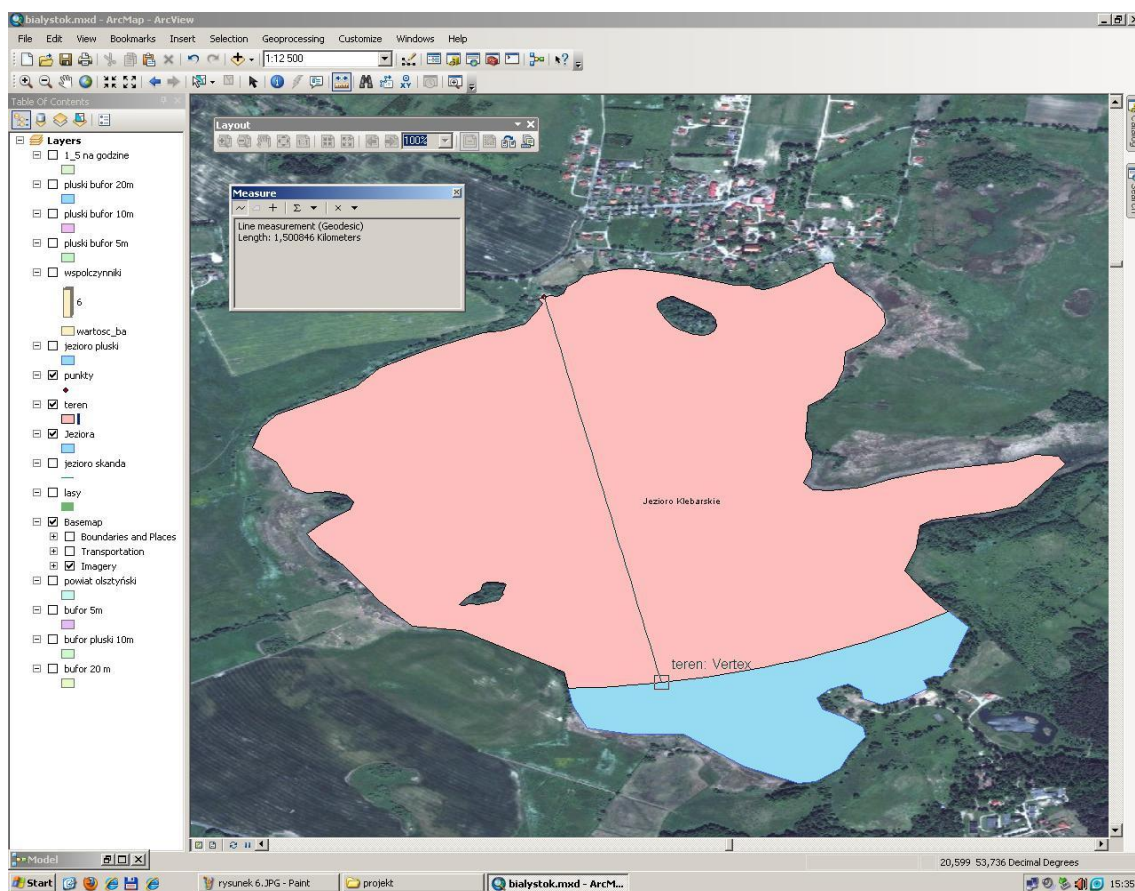
Kwestia jezior wydaje się być bardzo ważna w zakresie ochrony środowiska w powiecie olsztyńskim, gdyż teren tego powiatu, jak i całe województwo warmińsko- mazurskie słynie z ilości jezior. W samych tylko granicach administracyjnych Olsztyna obecnie leży 16 jezior. Dlatego też, powinno się ciągle usprawniać ochronę tej części środowiska, a przydatne w tym mogą być niewątpliwie przedstawione wyżej analizy.

2.3. Skazanie wód

Kolejne ważne zagadnienie dotyczące bezpieczeństwa środowiska to skażenie wód. Należy ono do grupy sytuacji kryzysowych. Na poziomie powiatu organem właściwym w sprawach dotyczących zarządzania kryzysowego jest starosta. Do jego zadań, zgodnie z ustawą o zarządzaniu kryzysowym należy, m.in. gromadzenie i przetwarzanie danych, ocena zagrożeń występujących oraz monitorowanie, analizowanie i prognozowanie rozwoju zagrożeń na obszarze powiatu [12]. Organem opiniotawczo- doradczym w tych sprawach jest Powiatowy Zespół Zarządzania Kryzysowego, natomiast organem koordynacyjno- wykonawczym Powiatowe Centrum Zarządzania Kryzysowego. Przydatnym instrumentem

dla wymienionych wyżej organów mogą być więc różnego rodzaju analizy przestrzenne jakie w prosty sposób można przeprowadzić. Analizy takie organy te mogą również wykorzystywać przy sporządzaniu planów zarządzania kryzysowego. Monitoring jest również kluczowym elementem przy zarządzaniu kryzysowym. Monitoring zagrożeń pozwala zidentyfikować konkretne problemy oraz intensywność ich występowania. Dzięki temu zwiększa się poczucie bezpieczeństwa społeczeństwa oraz przede wszystkim łatwiej jest zapobiegać, bądź w razie wystąpienia zagrożenia, reagować na nie jeśli zna się skalę problemu. Monitoring zagrożeń dotyczy takich kwestii jak gromadzenie danych i informacji o wszelkich czynnikach mogących prowadzić do wystąpienia sytuacji kryzysowych (w tym przypadku zagrożeń środowiska) jak również przetwarzanie tych danych [13]. Efektem tego jest zidentyfikowanie problemu pod względem czterech głównych czynników poszczególnego zagrożenia, to znaczy: rodzaju, skali, zasięgu oraz stopniu zagrożenia. Oprócz identyfikacji niebezpieczeństw celem pośrednim monitoringu jest także możliwość ostrzegania czy alarmowania o danym zagrożeniu bądź sposobie jego rozprzestrzeniania się. Faza identyfikacji sytuacji kryzysowej jest bardzo ważna. Istotą tej fazy jest pozyskanie informacji o zagrożeniu, których możemy się dowiedzieć poprzez monitorowanie, oraz ustalenie prawdopodobnych skutków, prognozy rozwoju tej sytuacji [14]. Wszelkie zebrane informacje i wykonane analizy, przedstawione przestrzennie za pomocą narzędzi GIS na mapach dla lepszej przejrzystości, dają doskonały obraz danego zagrożenia i mogą pomóc w podejmowaniu właściwych decyzji mających na celu reagowanie na dane zagrożenie, usuwanie negatywnych skutków, zapobieganie rozprzestrzenianiu się itp.

Przykładową sytuacją jaka może doprowadzić do skażenia wody jest wypadek cysterny, przy czym szkody w środowisku może wywołać wyciekająca ropa. Przy wykorzystaniu wspomnianych już narzędzi buffer oraz clip można przedstawić hipotetyczny sposób rozprzestrzeniania się danej substancji w wodzie (rysunek 5). Przyjmując, że postęp rozprzestrzeniania się ropy w wodzie to 2-3% prędkości wiatru [15], można w łatwy sposób ukazać do jakiego miejsca mniej więcej przemieści się substancja w wybranym czasie.



Rysunek 5. Rozprzestrzenianie się ropy w jeziorze

Źródło: Opracowanie własne

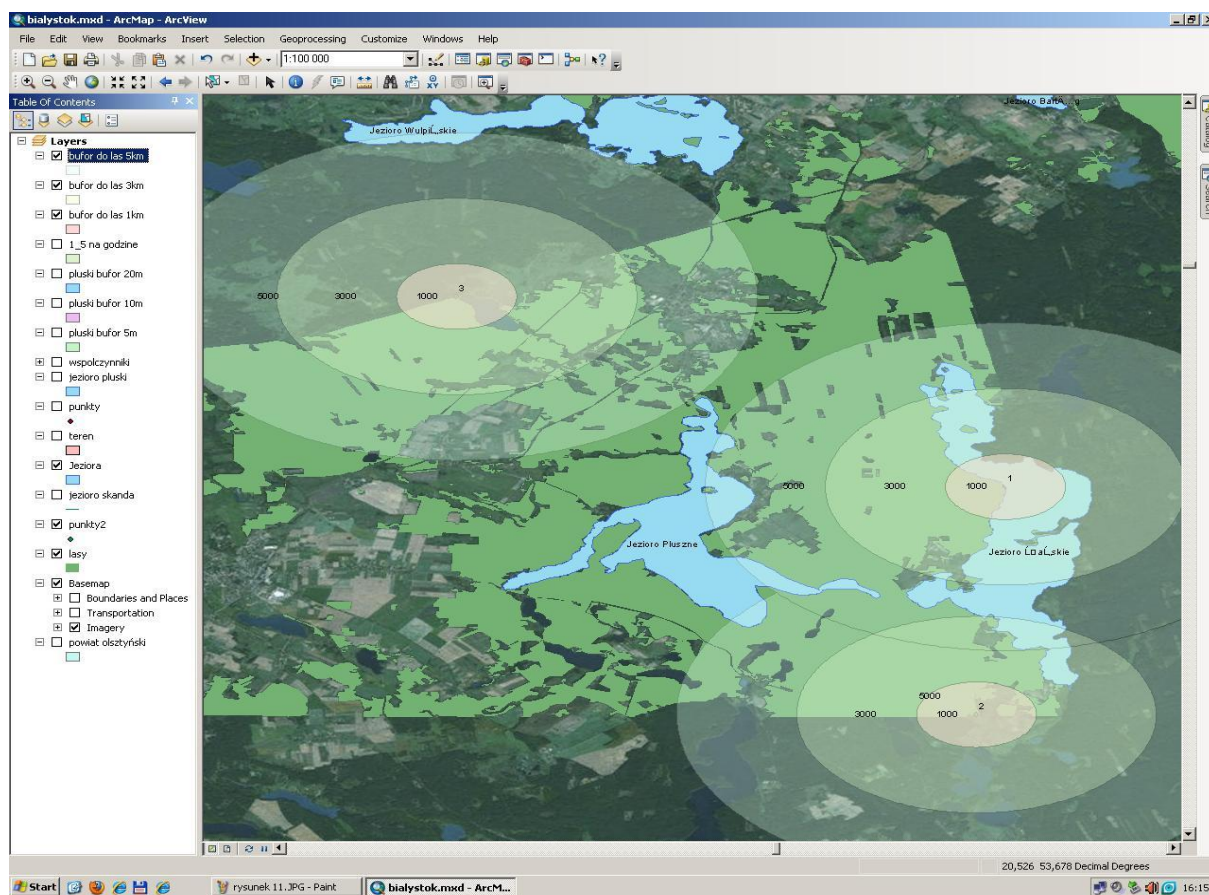
Analizy takie mogą także usprawnić działania ratunkowe prowadzone przez jednostki w przypadku skażenia akwenu wodnego, np. możliwość odpowiedniego wykorzystania zapór (np. zapór sorpcyjnych, pochłaniających cząsteczki oleju) w celu uniemożliwienia dalszego rozprzestrzeniania się szkodliwej substancji. Awaryjne techniczne związane ze skażeniem środowiska są trudne do przewidzenia. Jeśli związane są z udziałem substancji niebezpiecznych mogą objąć szkodliwym działaniem znaczne obszary oraz wyrządzić wiele szkód ekologicznych i materialnych.[16] Dlatego analizowanie różnych sytuacji jest bardzo ważne. Oczywiście takie analizy mogą być wykonywane nie tylko na obszarze powiatu, ale także na poziomie centralnym przez podmioty takie jak, np. Rządowe Centrum Bezpieczeństwa, którego jednym z zadań jest właśnie monitoring zagrożeń czy gromadzenie i analiza informacji o takich zagrożeniach. Zagrożenia analizowane przez RBC, mające związek z bezpieczeństwem środowiska to m.in. skażenia ekologiczne, skażenia powietrza, pożary, powodzie. Innym organem jest Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, mającym swoją siedzibę w Olsztynie. Jest to organ właściwy co do skażeń atmosfery czy wody i również zajmuje się gromadzeniem i przetwarzaniem danych o zagrożeniach, wykonywaniem

obserwacji i pomiarów przy pomocy stacji hydrologicznych i meteorologicznych itp. Najważniejszym jednak organem dla bezpieczeństwa środowiska, dla którego pomocne mogą być takie analizy wydaje się być Inspekcja Ochrony Środowiska, która m.in. gromadzi informacje o środowisku, o zagrożeniach i dokonuje ocen stanu środowiska.

2.3. Pożar lasu

Analiza ryzyka jest bardzo ważna w sytuacjach zagrożenia. Dlatego wszelkiego rodzaju analizy przestrzenne stają się w tym kontekście niezbędne. Analiza ryzyka jest narzędziem, które pozwala zmierzyć się z ewentualnym zagrożeniem, które może wystąpić w przyszłości, jak również jest sposobem na opanowanie niepewności i wynikającego z danego zagrożenia ryzyka na danym obszarze [17]. Oczywiście przy analizie należy ustalić przyczyny danego ryzyka, zakres, granice. Wielu naukowców wskazuje jako modelowy przykład braku analizy ryzyka wspomnianą już sytuację z Czarnobylą w 1993 roku. Katastrofa ta, jak i wiele innych, dopiero po jej wystąpieniu i wyrządzeniu negatywnych skutków, także i dla środowiska, powodowały podjęcie pewnych działań zabezpieczających. Dopiero po fakcie wprowadzano regulacje, mające zapewnić przestrzeganie różnego rodzaju wymagań związanych z zabezpieczeniami, by zapobiec katastrofom [18]. Analiza ryzyka oddziałuje pozytywnie na proces podejmowania decyzji. Dzięki niej osoby odpowiedzialne mogą dokonać właściwych wyborów, a w przypadku zagrożenia mogą łatwiej ustalić priorytety działań czy znaleźć alternatywne sposoby działań w przypadku zagrożenia.

Ostatnim zagrożeniem bezpieczeństwa środowiska omawianym w artykule jest pożar lasu. W okresach zagrożenia prowadzi się obserwacje, których celem jest wcześniejsze wykrycie pożaru, by stworzyć możliwość jak najszybszego podjęcia działań ratowniczych. Monitoring lasów pod tym względem z punktów obserwacyjnych należy do zadań nadleśnictwa [19]. Odnosnie tego zagadnienia w dziedzinie zapobiegania oprócz monitoringu również bardzo przydatne mogłyby być omawiane w tym artykule analizy. Krajowy system ratowniczo gaśniczy na poziomie powiatu sprowadza się do podejmowania działań ratowniczych i gaśniczych w przypadku wystąpienia zagrożeń życia zdrowia lub środowiska oraz koordynacji tych działań. Duże znaczenie ma Państwowa Straż Pożarna, która głównie zajmuje się reagowaniem (gaszeniem pożaru) i usuwaniem negatywnych skutków pożarów. Rysunek 6 przedstawia przykładowe analizy dotyczące pożaru.



Rysunek 6. Symulacja rozprzestrzeniania się pożaru lasu

Źródło: Opracowanie własne

Oczywiste jest, że rozchodzenie się pożaru jest uzależnione od bardzo wielu czynników, np. atmosferycznych, takich jak prędkość i kierunek wiatru jak również takich związanych z gatunkiem drzewostanu. Przedstawiona na rysunku 6 analiza przedstawia hipotetyczny zasięg pożaru bez uwzględnienia powyższych czynników. Jednakże znając odpowiednie parametry, np. relację rozprzestrzeniania się pożaru do prędkości wiatru, można dowolnie modyfikować taki schemat.

3. Podsumowanie

Ochrona środowiska jest istotnym składnikiem bezpieczeństwa. Ważne jest by podnosić standardy ochrony i usprawniać procesy z tym związane. Tak jak wskazano w artykule narzędzia GIS mogą wspomagać zapewnianie bezpieczeństwa środowiska naturalnego. Przy ich użyciu można na wiele sposobów jakimi ułatwić analizowanie stanu środowiska i podejmowania słusznych decyzji przy zarządzaniu bezpieczeństwem środowiska jak również analizowanie i ocenę zagrożeń. Narzędzia GIS pozwalają na monitoring różnych zjawisk. Szczególnie ważne na obszarze powiatu olsztyńskiego jest ochrona jezior i monitoring ich

stanu oraz zapobieganie zanieczyszczeniom. Nie powinno się jednak zapominać o podstawowych formach ochrony przyrody np. obszarach chronionego krajobrazu, czy różnego rodzaju zagrożeniach bezpieczeństwa środowiska np. pożarach.

Literatura

1. Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 roku Prawo ochrony środowiska, Dz. U. 2001 nr 62 poz. 627., art. 3 pkt 39.
2. Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 roku Prawo ochrony środowiska, Dz. U. 2001 nr 62 poz. 627., art. 3 pkt 13.
3. W. Michajłow, *Problemy bezpieczeństwa ekologicznego świata i Polski*, w: *Międzynarodowe czynniki bezpieczeństwa Polski*, red. A. D. Rotfeld, Warszawa 1986, s.182.
4. B. Kryk, *Gospodarowanie i zarządzanie środowiskiem*, Szczecin 2012, s. 197.
5. M. Żuber, *Bezpieczeństwo ekologiczne jako element bezpieczeństwa ogólnego*, w: *Interdyscyplinarność nauk o bezpieczeństwie*, Warszawa 2013, s.180.
6. Strategia Bezpieczeństwa Narodowego RP z 2014 roku.
7. B. Hołyst, *Bezpieczeństwo, ogólne problemy badawcze*, Warszawa 2014, s.135-138.
8. Ustawa z dnia 5 czerwca 1997 roku o samorządzie powiatowym, Dz. U. 1998 nr 91 poz. 578.
9. Urząd Statystyczny w Olsztynie, *Ochrona przyrody w województwie warmińsko - mazurskim* 2011.
10. Program Ochrony Środowiska Województwa Warmińsko-Mazurskiego na lata 2007-2010 z uwzględnieniem perspektywy na lata 2011-2014, Załącznik do uchwały Nr XIII/248/07 Sejmiku Województwa Warmińsko – Mazurskiego z dnia 27 listopada 2007 roku.
11. Encyklopedia popularna PWN, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1999, red. D. Kalisiewicz, s.215.
12. Ustawa z dnia 26 kwietnia 2007 roku o zarządzaniu kryzysowym, Dz.U. 2007 nr 89 poz. 590.
13. J.Falecki, *Zarządzanie kryzysowe w teorii i praktyce. Pojęcia – Zagrożenia- System*, Kielce 2012, s.62.
14. J.Falecki, *Zarządzanie kryzysowe w teorii i praktyce. Pojęcia – Zagrożenia- System*, Kielce 2012, s.127.

15. Cykl szkoleń w ramach projektu „Współpraca strażaków bez granic”,
[gttp://strazacybezgranic.porabka.pl/fck_files/file/prezentacje/Zaj%C4%99cia%204%20-%20Prezentacja%20rozl_olejowe.pdf](http://strazacybezgranic.porabka.pl/fck_files/file/prezentacje/Zaj%C4%99cia%204%20-%20Prezentacja%20rozl_olejowe.pdf).
16. B. Podskrobko, T. Podskrobko, *Zarządzanie środowiskiem w Polsce*, Warszawa 2012, s.285.
17. B. Szlachcic, *Analiza ryzyka w zarządzaniu kryzysowym*, w: *Analiza informacji w zarządzaniu bezpieczeństwem*, red.K.Liedel, P.Piasecka, T.R. Aleksandrowicz, Warszawa 2013, s.93.
18. B. Szlachcic, *Analiza ryzyka w zarządzaniu kryzysowym*, w: *Analiza informacji w zarządzaniu bezpieczeństwem*, red.K.Liedel, P.Piasecka, T.R. Aleksandrowicz, Warszawa 2013, s.94.
19. J. Falecki, *Zarządzanie kryzysowe w teorii i praktyce. Pojęcia – Zagrożenia- System*, Kielce 2012, s.90.

mgr inż. Paulina Radzajewska¹
Politechnika Białostocka, Katedra Ciepłownictwa
ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok
e-mail: ¹p.radzajewska@doktoranci.pb.edu.pl

Kolektory słoneczne jako elementy budowlano - architektoniczne

Słowa kluczowe: *kolektory słoneczne, architektura solarna, aktywne systemy słoneczne*

Streszczenie: W artykule przedstawiono kolektory słoneczne jako podstawowe elementy aktywnych systemów słonecznych. Opisano ich budowę, zasadę działania oraz różne sposoby montażu na obiektach budowlanych. Przedstawiono przykłady zastosowania kolektorów w nowoczesnej architekturze. Zwrócono uwagę na ich aspekty estetyczne dzięki którym zachodzi interakcja między architekturą obiektu a aktywnymi systemami słonecznymi. Projektant, podejmując decyzję o zastosowaniu kolektorów słonecznych, musi przeanalizować efekt wykorzystania tych paneli pod względem funkcji estetycznej architektury budynku, a także uwzględnić wymagania wynikające z przesłanek architektoniczno-estetycznych. Różne warianty montażu kolektorów słonecznych oraz ich atrakcyjny wygląd ukazuje ich nowy wymiar. Architekci dążą do stworzenia idealnej ściany, która łączyłaby w sobie wszystkie funkcje okna i ściany pełnej. Charakteryzowałby się ona zdolnością do fleksybilności w zależności od zmieniających się czynników i bodźców zewnętrznych (tzw. wielofunkcyjne ściany aktywne słonecznie reprezentujące nową jakość pod względem technicznym). Śmiało można więc stwierdzić, że technika solarna stanowi jeden ze składników dzisiejszej architektury.

Wstęp

Na świecie występują ogromne zasoby energii, które są praktycznie nieograniczone. Energia ta jest łatwo dostępna i całkowicie bezpłatna. Wymogi ochrony środowiska, a także wzrost cen paliw organicznych przyczyniły się do tego, że kraje rozwinięte znacznie zwiększyły udział energii ze źródeł energii odnawialnych w zaspokajaniu potrzeb energetycznych. Do odnawialnych źródeł energii należy między innymi: promieniowanie słoneczne, wiatr, geotermia, opady, pływy i fale morskie. Ich racjonalne wykorzystanie jest jednym z ważnych komponentów zrównoważonego rozwoju, który przynosi wymierne efekty ekologiczno – energetyczne. Skutkami wzrostu udziału odnawialnych źródeł energii w bilansie paliwowo-energetycznym świata są:

- poprawa efektywności wykorzystania i oszczędzania zasobów surowców energetycznych;
- poprawa stanu środowiska naturalnego dzięki redukcji zanieczyszczeń emitowanych do atmosfery i wód oraz redukcja ilości wytwarzanych odpadów i zmniejszenie emisji dwutlenku węgla.

Warunkiem rozwoju energetyki opierającej się na odnawialnych źródłach energii jest wzrost świadomości ekologicznej społeczeństwa, a także rozwój proekologicznych i energooszczędnych tendencji w kształtowaniu architektury. Architekturę, w której ukształtowanie przestrzeni zewnętrznej i wewnętrznej, jej struktura, adekwatne do klimatu, pozwalają na wykorzystywanie maksymalnych zysków ciepła z energii Słońca, przy minimalnych stratach cieplnych, nazywamy architekturą słoneczną. Stanowi ona integralną całość z elementami pozyskującymi energię słoneczną w sposób pasywny bądź pasywny i aktywny [1,2,3].

Kolektor słoneczny – podstawowy element instalacji solarnej

W ciągu roku na powierzchnię dachu przeciętnego budynku mieszkalnego jednorodzinne promienie słoneczne dostarczają duże ilości czystej energii, którą można zagospodarować zarówno do wspomagania ogrzewania domu, jak i do podgrzewu ciepłej wody użytkowej. Wykorzystanie odnawialnej energii Słońca we współczesnym, energooszczędnym budownictwie pozwala na kreowanie zdrowego dla człowieka środowiska życia, a przestrzeń go otaczająca staje się przyjazna i bezpieczna [2,4].

Kolektor słoneczny jest urządzeniem służącym do konwersji energii promieniowania słonecznego na ciepło. Stanowi część instalacji grzewczej, której pozostałe elementy to: zasobnik magazynujący ciepłą wodę, układ pomp, zespół bezpieczeństwa, regulator sterujący pracą instalacji, przewody łączące elementy układu hydraulicznego oraz zasilanie energią elektryczną dla pomp i regulatorów [5].

Zgodnie z normą PN EN ISO 9488, pod względem konstrukcji, kolektory słoneczne dzieli się na:

- płaskie;
- bez osłony;
- próżniowe;
- próżniowe rurowe;
- skupiające;
- o ognisku liniowym;
- paraboliczne rynnowe;
- o ognisku punktowym;
- paraboidalne ;
- zespolone paraboliczne skupiające (CPC);

- wielościankowe;
- Fresnela;
- nadążne ze Słońcem;
- żaluzjowe.

Z kolei pod względem rodzaju nośnika ciepła w kolektorach słonecznych możemy je podzielić na:

- cieczowe (nośnikiem może być woda, olej lub glikol – płyn o niskiej temperaturze krzepnięcia);
- powietrzne (nośnikiem jest gaz w większości będący powietrzem).

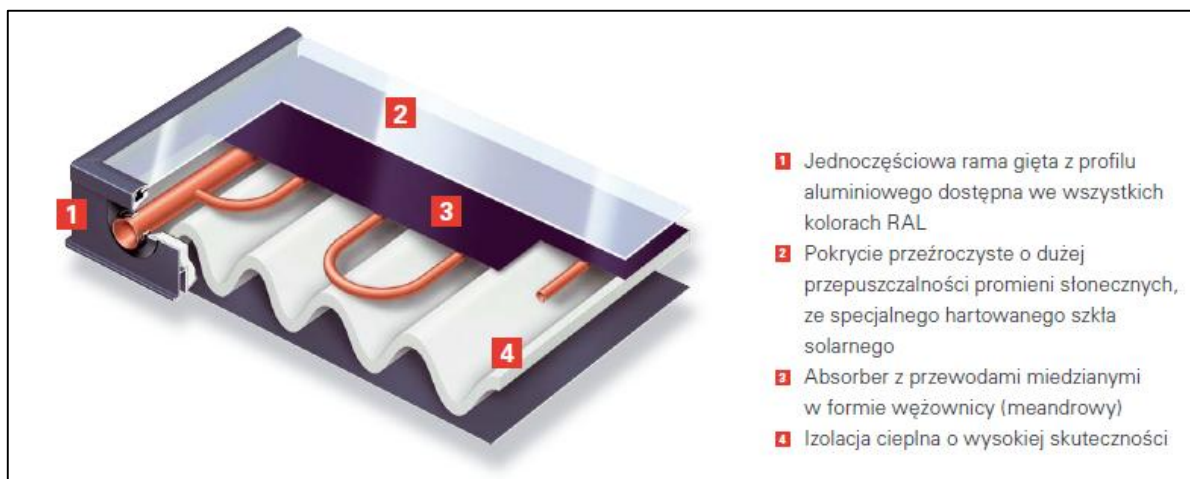
W architekturze zastosowanie znajdują przede wszystkim kolektory niskotemperaturowe. Do ich grupy zalicza się kolektory: powietrzne, cieczowe, płaskie płytowe bądź rurowe, w tym rurowe próżniowe. Kolektory średniotemperaturowe (tj. sferyczne, paraboliczne) zajmują raczej miejsce marginalne – z reguły są rozwiązaniami doświadczalnymi [5,6,7].

1.1. Budowa i zasada działania kolektorów słonecznych płaskich i próżniowych rurowych

Kolektor słoneczny zamienia promieniowanie słoneczne w ciepło, a następnie przekazuje je czynnikowi roboczemu (nośnikowi ciepła, którym może być woda, glikol, powietrze, itd.). Zasada transformacji energii słonecznej w użyteczne ciepło wynika z właściwości cieplnych zastosowanych w kolektorze materiałów oraz właściwości absorpcyjnych powłok kryjących. Sercem kolektora jest absorber, w którym następuje przekazanie tej energii. W Polsce najpowszechniejsze są kolektory płaskie i próżniowe rurowe [1].

Kolektor płaski składa się z następujących podstawowych elementów (Rysunek 1):

- absorbera;
- rurek przepływowych;
- izolowanej obudowy;
- przykrycia (szyby solarnej bądź z tworzywa sztucznego).



Rysunek 1. Budowa kolektora płaskiego na przykładzie kolektora słonecznego Vitosol 200-F firmy

Viessmann

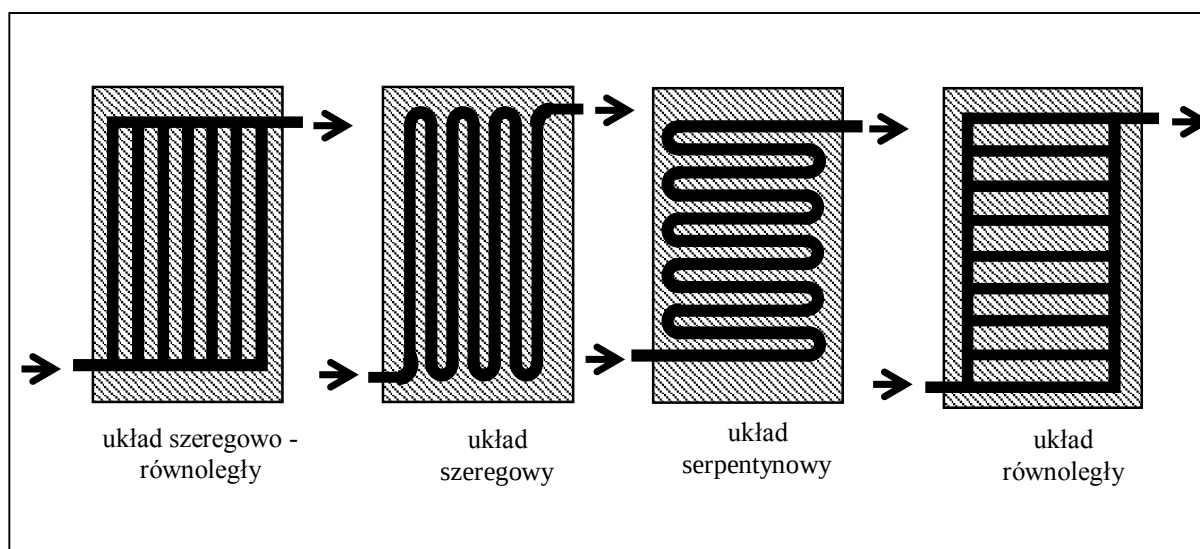
Źródło: [8]

Najczęściej kolektory płaskie przykryte są szybą solarną. Szyba solarna cechuje się obniżoną zawartością żelaza. Jej gładka powierzchnia zapobiega gromadzeniu się kurzu oraz pyłu, nanoszonego przez wiatr. Na końcowym etapie produkcji, szybę się hartuje w celu zapewnienia kolektorowi dużej odporności na uszkodzenia mechaniczne. Szkło solarne musi być wytrzymałe na naciski, zginanie i ścieranie spowodowane piaskiem, gradem, śniegiem, wiatrem. Dodatkowo, od strony wewnętrznej szyby, nakłada się powłoki antyrefleksyjne, które zmniejszają odbicie promieniowania słonecznego od granicy faz powietrze szkło bądź stosuje się strukturę pryzmatyczną. Im więcej promieniowania słonecznego zostanie przepuszczone przez szybę, tym więcej dotrze go do absorbera, który nagrzewając się pochłania przepuszczone promieniowanie. O intensywności tego zjawiska decyduje struktura powierzchni absorbera. Ciepło z tej powierzchni odbierane jest przez czynnik roboczy, który płynie w rurociągu (najczęściej miedzianym) zintegrowanym z absorberem. Czynnik roboczy, przepływając przez ten rurociąg, ogrzewa się. W czasie jednego przepływu, temperatura czynnika rośnie zazwyczaj o kilka do kilkunastu stopni. Wzrost temperatury zależy od natężenia promieniowania słonecznego, które dociera do absorbera oraz prędkości przepływu nośnika ciepła przez rurociąg w absorberze [1].

Absorbery i powłoki absorberów powinny charakteryzować się dobrym przewodnictwem cieplnym, małą gęstością, odpornością na wysokie temperatury, łatwością w obróbce mechanicznej oraz odpornością na korozję od strony czynnika roboczego i na korozję atmosferyczną. Do ich produkcji stosuje się cienką blachę, stal, aluminium bądź taśmę miedzianą, a do niej mocowane są rurki przepływowe. Rurki mogą być ułożone w różnych konfiguracjach przepływu czynnika roboczego przez absorber, a mianowicie (Rysunek 2):

- szeregowo-równoległe;
- szeregowo;
- równoległe (rzadziej stosowane);
- serpentynowe (charakteryzujące się wysokim przyrostem temperatury czynnika).

Tylna część oraz boki absorbera osłonięte są materiałem izolacyjnym [1,5,6,9].



Rysunek 2. Konfiguracje rurek przepływowych w kolektorze

Źródło: Badanie własne na podstawie [5]

Istnieje kilka technik łączenia elementów absorbera [6]:

- lut twardy;
- zgrzewanie punktowe;
- zgrzewanie ultradźwiękowe;
- spawanie plazmowe;
- spawanie laserowe.

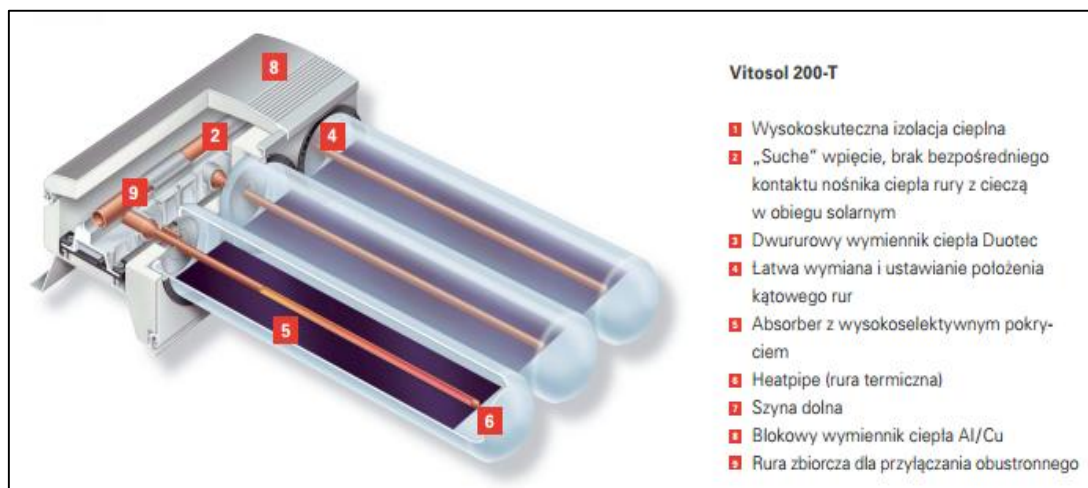
Absorber pokrywa się powłoką selektywną, aby zwiększyć jego zdolności pochłaniające. Powłoka ta charakteryzuje się dużą zdolnością absorpcji promieniowania słonecznego oraz małą emisyjnością w zakresie promieniowania termicznego z powierzchni rozgrzanego absorbera. Jako pokrycia selektywne wykorzystuje się [1]:

- czarny nikiel;
- czarną miedź;
- czarny chrom;
- czarny molibden;
- czarny kobalt.

W przypadku absorberów lutowanych, pokrywane są one obustronnie niklem, stanowiącym warstwę antykorozyjną, a następnie jednostronnie czarnym chromem galwanicznym. Pokrycie absorbera wymienionymi warstwami następuje po połączeniu wszystkich jego elementów. Jeśli chodzi o absorbery łączone za pomocą ultradźwięków bądź przez spawanie plazmowe, jego elementy pokrywa się warstwą absorpcyjną przed ich połączeniem. Jako pokrycie stosuje się najczęściej związki tytanu napylane w próżni metodą elektrostatyczną [1].

Obudowę kolektora wykonuje się zazwyczaj z aluminiowych elementów spawanych, odpowiednio uformowanych blach duraluminiowych lub występuje ona jako wyprofilowana wytłoczka. Równie dobre są obudowy z tworzyw sztucznych. Materiał, z którego wykonuje się obudowę nie powinien ulegać korozji, powinien być wytrzymały mechanicznie. Po ułożeniu w obudowie warstwy izolacyjnej i absorbera, całość zamyka się szybą solarną. Elementem łączącym może być uszczelka gumowa w połączeniu ze specjalnym kształtownikiem aluminiowym samozatraskowym lub specjalny klej polimerowy. Obudowę można malować na dowolny kolor, ale najczęściej można spotkać kolektory malowane na brązowo lub niemalowane (w kolorze aluminium) [1].

Kolektory z rurami próżniowymi są rozwiązaniami zaawansowanymi technologicznie. Właściwie są to kolektory koncentrujące, jednak z uwagi na mały stopień skupienia promieni słonecznych oraz zbliżone cechy formalnoprzestrzenne w stosunku do kolektorów płytowych i rurowych, można je także traktować jako płaskie. Kolektor próżniowy rurowy przedstawiono na Rysunku 3. Jego pojedynczym, podstawowym elementem jest rura szklana o podwójnej ścianie, która jest wykonywana najczęściej ze szkła borowo – krzemowego. Końce rury są ze sobą stopione na kształt bańki termosu. W przestrzeni między ściankami rury występuje próżnia rzędu 10^{-6} barów, spełniająca funkcję doskonałej izolacji cieplnej. Warstwa absorbująca promieniowanie słoneczne znajduje się zazwyczaj na zewnętrznej powierzchni wewnętrznej ścianki rury szklanej. Ciepło z rury odbierane jest przez przylegającą do jej wewnętrznej powierzchni cienką blachę przewodzącą ciepło (miedzianą bądź aluminiową). Uformowana blacha przylega do rury w sposób zapewniający kontakt cieplny, z reguły na całym obwodzie [6,7].



Rysunek 3. Budowa kolektora próżniowego rurowego na przykładzie kolektora słonecznego Vitosol 200-T firmy Viessmann

Źródło: [8]

W zależności od wykonania kolektora próżniowego rurowego ogrzewanie płynu w rurach odbywać się może na dwa sposoby [6]:

- poprzez kanały przepływowe z czynnikiem grzewczym - kanały mają postać litery U wewnątrz szklanej rury, a płyn ogrzewa się przy przepływie przez rurę);
- poprzez zamkniętą pojedynczą rurę (tzw. heat pipe, czyli rura ciepła) – rura ta ma zazwyczaj średnicę 8 mm, wypełniona jest nisko wrzącą cieczą, np. freonem, który skraplając się w jej górnej części, oddaje ciepło w kondensatorze cieczy chłodzącej.

Pojedyncze rury szklane połączone są w większe zespoły, co pozwala na ewentualną wymianę uszkodzonego elementu.

1.2. Zastosowanie kolektorów słonecznych

Głównym przeznaczeniem systemów kolektorów słonecznych jest ogrzewanie powietrza w pomieszczeniu (instalacja c.o.) oraz przygotowanie ciepłej wody użytkowej. Częściej spotyka się instalacje solarne wspomagające podgrzew c.w.u. z uwagi na to, że mogą pracować przez cały rok, w czasie gdy funkcjonowanie instalacji centralnego ogrzewania przypada zimą i w okresach przejściowych, a wtedy zyski energii słonecznej są stosunkowo niskie. Kolektory najczęściej stosuje się w budynkach mieszkalnych jednorodzinnych, budynkach mieszkalnych wielorodzinnych, budynkach użyteczności publicznej (np. szpitalach, przychodniach, szkołach) oraz hotelach, campingach bądź na basenach [6,7].

W budynkach mieszkalnych jednorodzinnych i wielorodzinnych instalacje wykonuje się z tych samych podzespołów i przy wykorzystaniu tej samej technologii, ale przy różnych zasadach wymiarowania. W naszych warunkach klimatycznych kolektory wykorzystuje się

przede wszystkim do wytwarzania c.w.u., rzadziej do ogrzewania pomieszczeń. Montuje się je na dachach, na ziemi blisko kotłowni lub na ścianach budynku [6].

Jeśli chodzi o budynki użyteczności publicznej, największe zapotrzebowanie na c.w.u. występuje w szpitalach i przychodniach. Powodem są wysokie wymagania higieniczne, które wymuszają stosowanie wielu punktów dostępu do ujęć wody o różnym przeznaczeniu. Duże zapotrzebowanie wody oraz konieczność stałego zapewnienia wody o konkretnych parametrach i najniższym koszcie przyczynia się do koniecznej budowy dużych systemów z dużymi magazynami wody. Priorytet stanowi wykorzystanie maksymalnej ilości energii słonecznej, a później dogrzanie tradycyjnymi systemami grzewczymi. Instalacje słoneczne montuje się coraz częściej w ramach kompletnych modernizacji węzłów cieplnych [6].

Z kolei hotele i campingi wydają się być najkorzystniejszymi lokalizacjami do zastosowania instalacji solarnych. W pensjonacie „Karolowy Dwór” w Wiśle (Rysunek 4) kolektory słoneczne zamontowane na dachu absorbują darmową energię słoneczną, która później jest wykorzystywana do podgrzewu wody użytkowej. W hotelach, przy dużym zapotrzebowaniu c.w.u. dla gości czy podgrzewu wody w basenach (Rysunek 5), instalacje słoneczne mogą wtedy działać w sposób wydajny i ekonomiczny. Stosuje się tu z reguły instalacje wielkowymiarowe, a dodatkowo instalacja z kolektorami słonecznymi może pełnić funkcję promocji pozyskiwania czystej energii oraz promować obiekt jako przyjazny dla środowiska (zielony marketing). Należy wspomnieć, że problemem, jaki może się tu pojawić, to brak miejsca (przede wszystkim na dachach) na duże pola kolektorów słonecznych i znalezienie miejsca w pomieszczeniach na duże zbiorniki magazynujące [4,6].



Rysunek 4. Pensjonat „Karolowy Dwór” w Wiśle – na dachu bateria płaskich kolektorów słonecznych

Źródło: [10]



Rysunek 5. Wodny Świat – AQUA PARK w Kudowa Zdrój

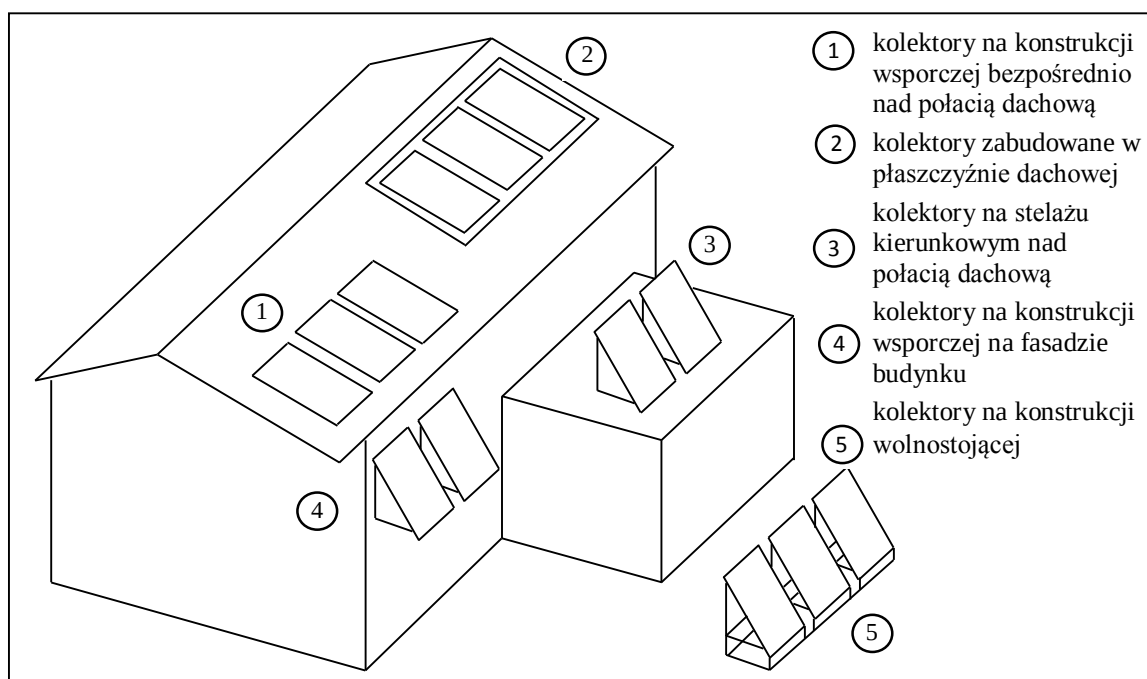
Źródło: [10]

Kolejną ciekawą koncepcją zastosowania kolektorów słonecznych jest ich wykorzystanie w systemach chłodzenia obiektów, tzw. aktywne chłodzenie słoneczne (active solar cooling). Największe zyski energii słonecznej występują latem, czyli przy najwyższych potrzebach chłodzenia budynku. Przetworzoną energię stosuje się do napędu instalacji klimatyzacyjnych. Chłodzenie paradoksalnie zapewnia energia ciepła, która jest źródłem procesów termochemicznych, pozwalających na schłodzenie i osuszenie powietrza napływającego do wnętrza pomieszczenia bądź na schładzanie wody [7].

1.3. Sposoby montażu kolektorów słonecznych

Z punktu widzenia architektonicznego kolektory słoneczne dzielimy na [7]:

- ścienne i dachowe (podział wg miejsca zabudowy);
- wolno stojące i zabudowane (podział wg sposobu zabudowy),
- uchylne i stabilne (podział wg sposobu przytwierdzenia).



Rysunek 6. Sposoby montażu kolektorów słonecznych

Źródło: Praca własna na podstawie [1]

Sposób montażu kolektorów słonecznych zależy przede wszystkim od rodzaju obiektu, konstrukcji płaszczyzny dachu, zabudowy i ukształtowania terenu oraz przeznaczenia instalacji solarnej. Wyróżniamy następujące warianty (Rysunek 6) [1]:

- kolektory na konstrukcji wsporczej bezpośrednio nad połacią dachową;
- kolektory zabudowane w płaszczyźnie dachowej;
- kolektory na stelażu kierunkowym na dachu płaskim;
- kolektory na konstrukcji wsporczej na fasadzie budynku;
- kolektory na konstrukcji wolnostojącej.

Bardzo estetycznym wariantem montażu paneli słonecznych jest ich zabudowa w połaci dachu, co dodatkowo minimalizuje straty ciepła od wychładzania kolektorów przez czynniki atmosferyczne. Taki sposób montażu sprawdza się w przypadku budynków nowo wznoszonych, gdzie jeszcze nie zostało wykonane poszycie dachu. Jeśli chodzi o obiekty istniejące, kolektory można zamontować w zabudowie połaci dachowej pokrytej dachówką. Najczęściej spotykanym wariantem jest umieszczenie kolektorów na konstrukcji wsporczej tuż nad dachem. W sytuacji, gdy płaszczyzna dachu nachylona jest pod nieodpowiednim kątem, panele montuje się na stelażu kierunkowym, w taki sposób, aby mocowania były odporne na duże prędkości wiatru. Czasem, z uwagi na większe wychładzanie elementów solarnych, wykonywane są blaszane osłony zmniejszające wpływ tego zjawiska. Kolektory słoneczne można również mocować na ścianie budynku (Rysunek 7), płaskiej podłodze tarasu

bądź balkonie, przy czym należy pamiętać, aby harmonizowały one z koncepcją architektoniczną budowli, np. konstrukcję można wykonać w formie zadaszenia nad oknami, drzwiami wejściowymi albo schodami na taras [1,4].



Rysunek 7. Kolektory słoneczne próżniowe rurowe Vitosol 300-T na ścianie domu pasywnego w Kaltenkirchen

Źródło: [4]

Istnieje również możliwość instalowania kolektorów na stelażu wolnostojącym na gruncie. Przykłady takiego montażu obrazują zdjęcia umieszczone poniżej. Na Rysunku 8 widać dużą instalację solarną płaskich kolektorów słonecznych wykorzystujących energię promieniowania Słońca do podgrzewu ciepłej wody użytkowej w Wielospecjalistycznym Szpitalu Miejskim im. Józefa Strusia w Poznaniu. Natomiast Rysunek 9 przedstawia baterię paneli słonecznych Viessmann Vitosol 100-F systemu grzewczego w zabytkowym, barokowym Pałacu Rydzyna (obecnie służy jako luksusowy hotel), położonym na południowy wschód od Leszna. Wolnostojące kolektory w ekologiczny sposób produkują ciepło użytkowe, redukując tym samym ilość spalanego gazu. Instalacja centralnego ogrzewania na w/w obiekcie, tworzona przez wysokosprawne kotły oraz urządzenia wykorzystujące odnawialne źródło energii, w minimalnym stopniu ingeruje w środowisko naturalne. Niższe są również koszty ogrzewania. Reasumując, gama możliwości montażu paneli słonecznych jest tak różnorodna, jak różne są formy architektoniczne [1,4].



**Rysunek 8. Instalacja solarna płaskich kolektorów słonecznych Viessmann Vitosol 200-F
Wielospecjalistycznego Szpitala Miejskiego im. Józefa Strusia w Poznaniu**

Źródło: [10]



Rysunek 9. Bateria płaskich kolektorów słonecznych - Pałac Rydzyna

Źródło: [10]

Aktywne systemy słoneczne

W aktywnych systemach słonecznych zachodzi zamiana energii promieniowania słonecznego na energię użyteczną (cieplną bądź elektryczną), rozdział tej energii oraz jej magazynowanie przy zastosowaniu dodatkowych elementów technicznych, np. kolektorów słonecznych, ogniw fotowoltaicznych, instalacji, pomp ciepła, itp. Systemy te wymagają wysoko rozwiniętej technologii oraz odpowiednich nakładów środków finansowych [3,11].

1.4. Funkcja estetyczna elementów aktywnych systemów słonecznych

Popularność aktywnych systemów słonecznych skłania do zwrócenia uwagi na ich aspekt estetyczny w architekturze. Zewnętrzne elementy tych systemów (kolektory słoneczne, ogniwa fotowoltaiczne) mogą odgrywać decydującą rolę w wizerunku budynku. W przypadku obiektów budowlanych optymalizowanych środowiskowo projektant musi podjąć działania mające na celu integrację widocznych elementów technologicznych z architekturą budynku. Początkowo stanowiły one niezależne, szpecące budynek instalacje. Intensywny rozwój technologii przyczyniał się do powstawania nowych pomysłów w zakresie miniaturyzacji oraz estetyki omawianych elementów [7,11].

Wskazanie funkcji estetycznej elementów aktywnych systemów słonecznych w obiekcie architektonicznym jest trudnym zadaniem stawianym przed architektem z uwagi na subiektywny ich odbiór oraz brak ścisłych reguł wyboru cech estetycznych. Wzajemne oddziaływanie między elementami solarnymi a estetyką budynku widać w jego geometrii, określonej przez [11]:

- przestrzenną formę obiektu;
- przestrzenną postać elewacji;
- jej kompozycję płaską.

W przypadku formy przestrzennej obiektu istotną rolę odgrywa odpowiednie nachylenie dachów i ścian zewnętrznych pozwalające uzyskać optymalne warunki nasłonecznienia kolektorów słonecznych bądź ogniw fotowoltaicznych zlokalizowanych na ich powierzchni. Dach, uzupełniony istotnymi ze względów środowiskowych powierzchniami zielonymi, może stanowić starannie rozwiązana piątą elewację obiektu [7,11].

Nachylenie dachów i ścian ma wpływ na charakterystykę przestrzenną budynku. Na przykładzie baterii płaskich kolektorów słonecznych Vitosol 100-F firmy Viessmann zamontowanych na dachu Ośrodka Szkolno – Wychowawczego w Lublinie (Rysunek 10) można zaobserwować bezpośredni wpływ aktywnych systemów słonecznych na formę

przestrzenną obiektu. Zespół tych paneli, tworząc układy brył, zmienia geometrię płaszczyzny dachowej budynku – dach płaski zyskuje geometrię dachu pilastego [4,11].



Rysunek 10. Płaskie kolektory słoneczne na dachu Ośrodka Szkolno – Wychowawczego w Lublinie

Źródło: [10]

Z kolei w niektórych obiektach kolektory słoneczne zintegrowane są z płaszczyzną zewnętrzną budynku, a więc stanowią integralny składnik architektury obiektu i nie dają wrażenia oderwania od jego bryły. Takie przyporządkowanie paneli słonecznych formie przestrzennej budynku można podziwiać na biurowcu firmy WAT GmbH w niemieckim mieście Karlsruhe (Rysunek 11), gdzie powietrzne kolektory słoneczne znajdują się w pasie podokiennym pionowej ściany. Integracja elementów słonecznych z powierzchniami pionowymi ma największe znaczenie pod kątem estetycznym, ponieważ tak zamontowane kolektory podlegają najsilniejszej percepcji wzrokowej. Jednak z punktu widzenia efektywności energetycznej taki montaż jest mniej korzystny niż w przypadku powierzchni pochyłych (Rysunek 12 i 13). Rysunek 13 przedstawia dach Gminnego Zespołu Szkół w Ozimku, gdzie zostało zamontowanych 18 paneli próżniowych kolektorów słonecznych. Natomiast na Rysunku 13 widzimy instalację płaskich kolektorów zlokalizowanych na dachu Ośrodka Rehabilitacyjno-Wypoczynkowego Sebastianum w Kamieniu Śląskim [4,11].



Rysunek 11. Powietrzne kolektory słoneczne zastosowane na biurowcu WAT GmbH w Karlsruhe

Źródło: [11]



Rysunek 12. Instalacja 18-stu paneli próżniowych kolektorów słonecznych Viessmann Vitosol 200-T w Gminnym Zespole Szkół w Ożimku

Źródło: [10]



Rysunek 13. Płaskie kolektory słoneczne Vitosol 100-F firmy Viessmann na dachu Ośrodka Rehabilitacyjno-Wypoczynkowy Sebastianum w Kamieniu Śląskim

Źródło: [10]

Należy również wspomnieć o postaci przestrzennej elewacji, na którą wpływają zewnętrzne elementy systemów aktywnych pozostające w pewnej odległości od powierzchni elewacyjnej, przez co tworzą jej trzeci wymiar. Przykładem może być szkoła sportowa w Albstadt w Niemczech (Rysunek 14), gdzie kolektory słoneczne Vitosol 200-F występują również w roli osłon przeciwsłonecznych. Osadzone są na konstrukcji wysuniętej przed ścianę zewnętrzną budynku, a więc stanowią płaszczyznę pierwszoplanową. Z kolei na kompozycję elewacji obiektu, tj. podziały elewacyjne, kierunkowość podziałów, zakończenia elewacji oraz czytelność skali człowieka, największy wpływ mają panele słoneczne zamontowane w jej obrębie, a dokładniej:

- ich modułarna natura (są one najczęściej montowane w zespoły);
- krawędzie stykowe sąsiadujących ze sobą kolektorów, tworzące zazwyczaj siatkę linii pionowych i poziomych na elewacji budynku;
- ich układy pasmowe (np. w pasie podokiennym);
- układy rur w kolektorach rurowych próżniowych.

Kolektory słoneczne w układzie pasmowym, tworzące skrajne pasy elewacyjne, akcentują krawędzie elewacyjne. Zaś panele słoneczne zwieńczające budynek, np. jako elementy

znajdujące się na konstrukcji wsporczej tworzące formę gzymsu, akcentują zakończenia elewacyjne krawędzi górnej. Przykładem mogą być wodne kolektory słoneczne w roli zwieńczenia południowej elewacji wspomnianego wcześniej biurowca firmy WAT GmbH w Karlsruhe (Rysunek 15) [4,11].



Rysunek 14. Kolektory słoneczne Vitosol 200-F firmy Viessmann w szkole sportowej w Albstadt

Źródło: [4]



Rysunek 15. Cieczowe kolektory słoneczne (zwieńczenie południowej elewacji) zastosowane na biurowcu WAT GmbH w Karlsruhe

Źródło: [11]



Rysunek 16. Kolektory słoneczne próżniowe rurowe w obrębie elewacji w Domu Studenckim w Lipsku w Niemczech

Źródło: [4]

Kolektory słoneczne cechują zróżnicowane wymiary, stąd stosowanie ich w obrębie elewacji, gdzie nie występują elementy informujące o skali obiektu, np. okna, drzwi, utrudnia prawidłowe odczytanie wielkości budynku oraz zamazuje czytelność skali człowieka (Rysunek 16). Układ rur kolektorów próżniowych powoduje podziały anonimowe na elewacji, tj. nieczytelne pod kątem zrozumienia wielkości elementu budowlanego. Jednak można również zaobserwować efekt odwrotny, np. układ pasmowy paneli słonecznych w poziomym pasie podokiennym podkreśla przebieg stropów budynku, a tym samym informuje o jego wielkości, wskazując na liczbę kondygnacji obiektu. W ten sposób zostaje wydobyta skala człowieka. Warto wspomnieć, że gęste, rytmiczne podziały elewacyjne stosuje się w celu spotęgowania ekspresji architektonicznej obiektu [11].

Na podstawie omówionych dotychczas przykładów zastosowania kolektorów słonecznych na obiektach budowlanych, można śmiało stwierdzić, że elementy te stanowią inspirację do kształtowania bryły budynku, jego detalu, a czasami wręcz wtapiają się w jego architekturę. Systemy kolektorów, oprócz zapewniania energii cieplnej, wpływają na zmianę formy przestrzennej i kształtu światłocienia oraz na zmianę refleksyjności i barwy samej

architektury. Nowe technologie w zakresie szkła, umożliwiają łączenie wnętrza obiektu z jego otoczeniem w nieograniczony sposób [2,3].

1.5. Wielofunkcyjne ściany aktywne słonecznie

Architekci dążą do stworzenia idealnej, reprezentującej nową jakość pod względem technicznym ściany, która łączyłaby w sobie wszystkie funkcje okna i pełnej ściany oraz charakteryzowałaby się zdolnością do fleksybilności w zależności od zmieniających się czynników i bodźców zewnętrznych. W założeniu pełniłaby jednocześnie rolę:

- absorbera;
- promiennika;
- reflektora;
- filtra promieni słonecznych;
- generatora energii elektrycznej.

Interującym przykładem są wielofunkcyjne ściany aktywne słonecznie ze ściennymi kolektorami słonecznymi [3,11].

W budynku biurowym WAT GmbH w Karlsruhe (Rysunek 11) południowa elewacja została zaprojektowana z myślą o maksymalnej utylizacji energii promieniowania słonecznego w sposób pasywny i aktywny. Rozwiązanie aktywne stanowi 59 płaskich kolektorów powietrznych, wbudowanych w pas podokienny, które są zintegrowane z kanałami cyrkulacyjnymi w stropie. W okresie grzewczym podgrzewają one zimne powietrze zewnętrzne. Wstępnie ogrzane powietrze przedostaje się kanałami cyrkulacyjnymi do budynku i wydostaje się otworami cyrkulacyjnymi w podłodze pomieszczeń biurowych oraz na korytarzu do ich wnętrza. Z kolei latem, po ustaniu operacji słonecznej, za pośrednictwem kanałów cyrkulacyjnych następuje nocne wietrzenie pomieszczeń. Pomimo, że kolektory słoneczne są słabo widoczne, to pod względem estetycznym stanowią integralny element biurowca – niejako przedłużają przeszklony pas okienny oraz powodują „ożywienie” elewacji, podnosząc w pewnym sensie walory kompozycyjne i malarsko – plastyczne obiektu [11].

W związku z powyższym interpretacja ściany zewnętrznej jako przegrody monofunkcyjnej coraz bardziej robi się nieaktualne. W nowym ujęciu, jest ona przegrodą budowlaną interaktywną o szerokim wachlarzu zadań: reaguje na zmienne warunki otoczenia oraz wykorzystuje jego energię w sposób kontrolowany [3,11].

Nowy wymiar kolektorów słonecznych

Śmiało można stwierdzić, że technika solarna stanowi jeden ze składników dzisiejszej architektury. Przy różnych wariantach montażu kolektorów słonecznych, ich atrakcyjny wygląd pozwala na nowe możliwości estetyczne w kształtowaniu formy budynków w połączeniu z wysoką funkcjonalnością systemów solarnych. W przypadku montażu paneli słonecznych na elewacji, pełnią one podwójną rolę – przetwarzają energię promieni słonecznych na ciepło oraz ograniczają nasłonecznienie pomieszczeń, zmniejszając tym samym potrzebną moc chłodniczą układu klimatyzacji, a także nadają elewacjom niekiedy wręcz awangardowy wizerunek. Z kolei wariant montażu kolektora na fasadzie budynku najbardziej wkracza w architektoniczną wizję obiektu. Przykładem może tu być heliotrop w niemieckim mieście Freiburg (Rysunek 17) [12].

Heliotrop jest budynkiem podążającym za Słońcem, który w maksymalny sposób wykorzystuje jego energię. Posiada on w swoim wnętrzu mechanizm obrotowy, śledzący azymutalnie codzienny bieg Słońca. W obiekcie tym obracają się nie tylko ogniwa fotowoltaiczne bądź kolektory słoneczne, lecz cała jego konstrukcja. Pozwala to dodatkowo pozyskiwać ciepło przez przegrody przezroczyste, tj. okna, kumulować ciepło w przegrodach nieprzezroczystych (ścianach) i dostarczać naturalnego oświetlenia do pomieszczeń wewnętrznych. Dbając o wygodę i komfort użytkowników heliotropu, istnieje możliwość obrotu przeszklonej części w strefę zacienioną w celu ochrony przed nadmierną ilością promieniowania słonecznego. W takiej sytuacji sterowane automatycznie kolektory słoneczne zostaną skierowane w stronę Słońca [13].



Rysunek 17. Heliotrop w Freiburg w Niemczech

Źródło: [4]

Kolejny interesujący przykład zastosowania paneli słonecznych można zaobserwować w penthousie w Wiedniu (Rysunek 18). W czasie, kiedy kolektory próżniowe rurowe absorbują energię promieniowania Słońca, struktury lamelowe pełnią funkcję elementów cieniujących [4].



Rysunek 18 Kolektory słoneczne próżniowe rurowe Vitosol 200-T - Penthouse, Wiedeń, Austria

Źródło: [4]

Różnorodność paneli słonecznych umożliwia dużą swobodę nowym koncepcjom zarówno w budownictwie indywidualnym, jak i w obiektach wielkogabarytowych. Instalacje

solarne jako obszerne przybudówki bądź konstrukcje wolnostojące zapewniają niezwykle efekty. Należy jednak zaznaczyć, że jednym z problemów zakłócających proces integracji kolektorów z architekturą jest brak ich różnorodności kolorystycznej. Niemiecka firma Viessmann oferuje całkowicie nowe możliwości zharmonizowania kolorystycznego kolektorów z płaszczyzną dachu. Ramy i maskownice kolektorów płaskich Vitosol 200-F dostępne są na życzenie klienta we wszystkich kolorach RAL, co pozwala na ich dopasowanie do koloru dachu (Rysunek 19). Natomiast barwione szkło rur kolektorów zapewniają niezwykle efekty optyczne, nadające budynkom niepowtarzalny wygląd [11, 12].



Rysunek 19. Kolektory płaskie Vitosol firmy Viessmann – indywidualny kolor oraz atrakcyjne wzornictwo

Źródło: [4]

Niekiedy panele słoneczne uważane są za elementy charakteryzujące się niskim poziomem estetycznym, mogące obniżać walory architektoniczne obiektu, np. poprzez widoczne przez szybę kolektora niedoskonałości powierzchni czarnego absorbera. W Austrii powstał program prowadzony przez AEE INTEC, obejmujący badania nad zwiększeniem atrakcyjności paneli słonecznych jako elementów budowlano – architektonicznych. Przykład

stanowią płaskie kolektory ściennie z zewnętrzną, różnobarwną warstwą szklenia. Ową różnobarwność można uzyskać, nakładając na zewnętrzną warstwę szklenia powłokę antyrefleksyjną, odbijającą tylko niewielką część pasma widzialnego i tym samym pozwalając na przechodzenie przez nią większości promieniowania słonecznego. Z kolei w Bazylei w Szwecji Laboratory of Solar Energy wraz z tamtejszym uniwersytetem prowadzi prace badawcze nad modyfikacją przeźroczystości szklenia bez spadku jego efektywności. Opracowano cienkie powłoki (błony) zmniejszające w niedużym stopniu dostęp energii słonecznej na powierzchnię absorbera, a których stopień refleksyjności (przejrzystość) oraz ich kolor można dobierać dość swobodnie. Poprzez zestawienie okien oraz półprzeźzystych kolektorów słonecznych, uzyskuje się jednolitą estetycznie szklaną fasadę [11].

Kolektory słoneczne w połączeniu z architekturą budynku mogą tworzyć niesamowite kompozycje budowlane. Tradycyjne koncepcje architektoniczne wypierane są przez innowacyjną technikę i wzornictwo. Instalacje solarne są należą do elementów technologicznych najbardziej istotnych dla estetyki obiektu. Można je montować w sposób niewidoczny dla użytkowników i przechodniów (np. zintegrowane z powierzchnią dachu) bądź wyodrębnić jako element współtworzący efekt plastyczno-przestrzenny budynku (np. dach płaski z kolektorami zamontowanymi na stelażach kierunkowych zyskuje geometrię dachu pilastego), przez co same stanowią element strukturalny budynku [7,12].

Podsumowanie

Wzrost świadomości ekologicznej społeczeństwa, szukanie oszczędności w wielu aspektach życia, promowanie proekologicznych i energooszczędnych trendów na skalę światową przyczyniło się do wzrostu popularności korzystania z odnawialnych źródeł energii, najczęściej w celu pozyskiwania darmowej energii elektrycznej (ogniwa fotowoltaiczne) bądź energii cieplnej (instalacje grzewcze oraz systemy podgrzewu c.w.u. współpracujące z kolektorami słonecznymi).

Szeroka gama kolektorów słonecznych na rynku instalacyjnym, coraz większa estetyka i innowacyjność w ich wyglądzie, bogata kolorystyka ich obudów, a także różnorodność sposobu montażu pozwalają na większą swobodę we wkomponowywaniu ich w architekturę budynku. Urządzenia te nie tylko konwertują energię promieniowania słonecznego na ciepło, ale również stanowią elementy budowlano – architektoniczne w nowoczesnym budownictwie. Świadczą o tym przykłady ich wykorzystania na obiektach o różnych przeznaczeniach, przedstawione w niniejszym artykule.

Obserwuje się nowe podejście w kształtowaniu obiektu budowlanego. Budynek staje się integralną częścią otoczenia, w którym się znajduje. Ściana zewnętrzna stanowi element pośredniczący między wnętrzem a otoczeniem. W nowym ujęciu ściana ta staje się przegrodą interaktywną, która reaguje na zmienne czynniki zewnętrzne, wykorzystując przy tym energię otoczenia w sposób kontrolowany (tzw. wielofunkcyjne ściany aktywne słonecznie). Optymalne rozwiązania będzie można podziwiać w nowoczesnej architekturze proekologicznej [11].

Reasumując, architektura solarna łączy w sobie innowacyjność, oszczędność i ekologiczne technologie, dzięki czemu w przyszłości może być dominującym nurtem architektury współczesnej [13].

Literatura

1. Praca zbiorowa pod kierunkiem Mirosława Zawadzkiego: *Kolektory Słoneczne, Pompy Ciepła – Na Tak.*, Wydawnictwo ZAWADZKI Mirosław Zawadzki, Kobyłka, Polska Ekologia 2003.
2. Wehle-Strzelecka S.: *Wykorzystanie odnawialnej energii słonecznej w architekturze-geneza i rozwój.*, Czasopismo Techniczne A, z. 3-A/2007, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
3. Praca zbiorowa pod redakcją Lisika A.: *Odnawialne źródła energii w architekturze.*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2002.
4. <http://www.viessmann.pl/>
5. Wolańczyk F.: *Jak wykorzystać дарowaną energię. O kolektorach słonecznych i ogniwach fotowoltaicznych.*, Wydawnictwo i Handel Książkami „KaBe”, Krosno 2011.
6. Wiśniewski G., Gołębiowski S., Gryciuk M., Kurowski K., Więcka A.: *Kolektory słoneczne : energia słoneczna w mieszkalnictwie, hotelarstwie i drobnym przemyśle.*, Dom Wydawniczy MEDIUM, Warszawa 2008.
7. Zielonko-Jung K., Marchwiński J.: *Łączenie zaawansowanych i tradycyjnych technologii w architekturze proekologicznej.*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2012.
8. Materiały drukowane firmy Viessmann: *Ogrzewanie energią słoneczną.*
9. Wiśniewski G., Gołębiowski S., Gryciuk M., Kurowski K.: *Kolektory słoneczne Poradnik wykorzystania energii słonecznej.*, Wydanie III, Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa PP, Warszawa 2006.
10. <http://www.alblit.pl/viessmann/zdjecia/Referencje/Polska/Galerie>

11. <http://www.swiat-szkla.pl/>

12. Materiały drukowane firmy Viessmann: *Kolektory słoneczne w nowoczesnej architekturze.*

13. <http://pl.wikipedia.org>

