

UNIWERSYTET GDAŃSKI
WYDZIAŁ OCEANOLOGII i GEOGRAFII

Rozprawa doktorska
mgr Kamil Mironik

Minimalizacja częstotliwości występowania
podtopień opadowych na przykładzie Gdańska

Promotor:
dr hab. Joanna Fac-Beneda prof. UG
Promotor pomocniczy:
dr Izabela Chlost

Gdańsk, 2023

Glosariusz

studzienka - wpust uliczny kanalizacji deszczowej będący finalnym elementem odprowadzania wody opadowej z otwartą strukturą wpustową, spełniającą wytyczne wymiarowania sieci i studzienek kanalizacyjnych;

odwadnianie - to proces polegający na odprowadzaniu wody opadowej z powierzchni terenu;

okno teselacji / blok teselacyjny / jednostka odwadniania - dowolnie wybrany obszar na terenie miasta mający wymiar 800m² najczęściej o powierzchni nieprzepuszczalnej lub słaboprzepuszczalnej, dla którego badany jest proces zagospodarowania wód opadowych (GDDP 2006);

wymiarowanie sieci - proces konstrukcji i eksploatacji kanalizacji deszczowej zgodny z wytycznymi rządowymi oraz pokrywający się z wynikami wybranego modelu teoretycznego (w przypadku owej pracy - Modelu Błaszczyka (GDDP 2006, Kazimierczak, Kotowski 2012)), Skupia w sobie między innymi takie elementy jak użyty materiał, rozlokowanie wpustów oraz orurowania poprzecznego wraz z kanałami czy długość oraz ϕ poszczególnych elementów.

przelanie - zjawisko niewydolności systemu kanalizacji skutkujące tymczasowym zaleganiem wody opadowej mimo działającej i drożnej kanalizacji deszczowej; zazwyczaj spowodowane przewagą natężenia opadu nad przepustowością systemu.

spektrum - zbiór wszystkich wymiarów nierówności krytycznej. W przypadku adaptacyjnego modelu - zbiór wszystkich uwarunkowań wraz z ich jednostkami mających wpływ na zjawisko odprowadzania wody w mieście.

Wykaz symboli i jednostek używanych w pracy

a, b, c, d, \dots - wartość współczynnika parametru x, y, z, w, \dots

x, y, z, w, \dots - parametry wejściowe analizy

a', b', c', d', \dots - współczynniki analogiczne do a, b, c, d, \dots po przeciwnej stronie nierówności

x', y', z', w', \dots - parametry analogiczne do x, y, z, w, \dots po przeciwnej stronie nierówności

K_1, K_2, \dots - wartości poszczególnych aspektów warunkujących inwestycje

W_1, W_2, \dots - wagi poszczególnych aspektów

K_o - ogólna ocena modernizacji

NIR - Wartość pikseli kanału bliskiej podczerwieni

RED - Wartość pikseli kanału czerwonego

$NDVI$ - Znormalizowany różnicowy wskaźnik wegetacji

$\sum Px$ - liczba pikseli zakwalifikowanych jako obszary konkretnej klasy

$\sum P$ - liczba pikseli na badanym obszarze

k_o - ujednolicony ogólny współczynnik k filtracji

p_1, p_2, p_n - procentowy udział miąższości poszczególnych warstw w profilu

k_1, k_2, k_n - uśredniony współczynnik filtracji dla poszczególnych typów gruntu (Gruchot 2003)

V - prędkość

s - droga

t_p - czas

q - jednostkowe (miarodajne) natężenie deszczu, $dm^3/(s \cdot ha)$,

t - czas trwania deszczu, min,

H - wysokość opadu normalnego (średniego z wielolecia), mm,

C - częstość występowania deszczu o natężeniu q lub większym (z przewyższeniem), lata

x' - wartość parametru analogicznego po modernizacji

$P_v * V$ - Objętość odprowadzanego opadu wraz z wartością

$J * A$ - Przyjęta jednostka odwadniania wraz z wartością

$E * T_e$ - Parowanie wraz z jego tempem

$I_w * k$ - Infiltracja wgłębna wraz z tempem w postaci współczynnika k

$S * o$ - Spadek terenu wraz z kątem nachylenia

$Asp * l_m$ - Ekspozycja terenu wraz z wartością azymutu

$Tch * \%dr$ - Stan techniczny systemu wraz z procentową drożnością infrastruktury

*I_p*q - Natężenie opadu wraz z czasem trwania*

*M_b*C - Możliwości zwymiarowanego systemu wraz z odniesieniem do parametru C*

*R_k*L_s - Rozległość infrastruktury odprowadzającej wodę opadową wraz z liczbą studzienek w oknie teselacji*

*$\%A_i*k$ - procentowy udział powierzchni czynnej wraz z wartością współczynnika k*

U_p - ubytek przelań przy zastosowaniu modernizacji

p - przelania przed modernizacją

p' - przelania po modernizacji

ΔP - procentowy przyrost bezpieczeństwa miasta przed podtopieniami

T_{10} - Opad trwający 10 minut w skali opadu godzinnego

T_{15} - Opad trwający 15 minut w skali opadu godzinnego

T_{30} - Opad trwający 30 minut w skali opadu godzinnego

T_{45} - Opad trwający 45 minut w skali opadu godzinnego

T_{60} - Opad trwający 60 minut w skali opadu godzinnego

C_1 - Obszar reprezentatywny dla typu C_1 z modelu Błaszczyka

C_2 - Obszar reprezentatywny dla typu C_2 z modelu Błaszczyka

C_5 - Obszar reprezentatywny dla typu C_5 z modelu Błaszczyka

C_{10} - Obszar reprezentatywny dla typu C_{10} z modelu Błaszczyka

Streszczenie pracy doktorskiej w języku polskim

Głównym celem niniejszej pracy pt. "Minimalizacja częstotliwości występowania podtopień opadowych na przykładzie Gdańska" jest sprawdzenie, czy możliwa jest minimalizacja podtopień opadowych miasta przy wykorzystaniu modernizacji nawierzchni drogowej. Przy zastosowaniu materiałów umożliwiających infiltrację wody, przepustowość całego systemu odprowadzania wody powinna zostać zwiększona. Przełoży się to na zmniejszenie liczby epizodów niewydolności kanalizacji deszczowej miasta, powodujących podtopienia opadowe. Głównym założeniem pracy jest udowodnienie tego stwierdzenia.

W dysertacji wykorzystano szereg metod badawczych z szerokiego zakresu wiedzy. Jednym z najważniejszych z perspektywy pracy było wykorzystanie Modelu Błaszczyka, w celu zwymiarowania sieci kanalizacji deszczowej. Inną istotną kwestią było wyznaczenie ujednoczonego współczynnika filtracji profili gruntowych. Ważnym aspektem jest również zaadaptowanie matematycznej metody nierówności krytycznej do warunków odwodnieniowych. Jest to autorska próba wykorzystania narzędzi matematycznych do badania bezpieczeństwa miasta przed podtopieniami opadowymi.

Praca podzielona została na 9 rozdziałów, z których pierwsze cztery stanowią część teoretyczną pracy, zaś pozostałe stanowią omówienie wyników i wniosków płynących z pracy. **Rozdział 1** stanowi wprowadzenie do tematyki podtopień miejskich oraz szczegółowo określa cele i zakresy pracy. Dodatkowo stanowi omówienie używanych w pracy pozycji literatury oraz baz danych. **Rozdział 2** poświęcony został w całości poszczególnym metodom badawczym używanym w pracy, w podziale na cztery grupy problemowe: przygotowaniem danych do modelowania, modelowaniem wzorem Błaszczyka i jego implikacjami, możliwościami modernizacji obecnego stanu odprowadzania wody w mieście oraz wyznaczaniem bezpieczeństwa miasta przed podtopieniami opadowymi i możliwości jego zwiększenia. **Rozdział 3** stanowi opis środowiska obszaru badań. W jego skład wchodzi omówienie geologii oraz rzeźby terenu, warunków klimatycznych, stosunków wodnych oraz użytkowania terenu. **Rozdział 4** zawiera schemat funkcjonowania infrastruktury odprowadzania wody w mieście oraz opis modernizacji umożliwiających infiltrację wody opadowej w nawierzchnię. **Rozdział 5** poświęcony został w całości tempu odprowadzania wody opadowej, w obliczu różnych warunków środowiska, w podziale na sytuację przed i po

modernizacji. **Rozdział 6** obejmuje wyznaczenie maksymalnych przepustowości obecnego systemu odprowadzania wody w warunkach określonych w rozdziale poprzednim. Zawarta w nim została również analiza teoretycznej liczby przelań kanalizacji w obliczu rzeczywistego opadu. **Rozdział 7** stanowi analogię rozdziału poprzedniego, pokazującą możliwe przepustowości maksymalne oraz liczbę przelań, przy zastosowaniu proponowanych przez autora modernizacji. Zawarta została również próba ewaluacji poszczególnych rozwiązań w zależności warunków. **Rozdział 8** stanowi próbę ułożenia uzyskanych wyników, w odniesieniu do rzeczywistego podtopienia opadowego, obserwowanego w czerwcu 2019 roku. Zawarta w nim jest również analiza możliwości ekstrapolacji uzyskanych wyników na większe obszary w postaci zlewni. **Rozdział 9** stanowi syntezę wniosków płynących z pracy wraz z podsumowaniem.

Do najważniejszych wniosków płynących z pracy należy fakt, iż zastosowanie modernizacji infiltracyjnych na obszarach szczelnych, pozwoli na minimalizację liczby podtopień opadowych miasta. Stanowi to również potwierdzenie stawianej w pracy tezy. Przy ich zastosowaniu możliwości przepustowe systemu wzrosną niemal trzykrotnie. Przełoży się to na zmniejszoną liczbę przelań, aż do 45 % w porównaniu do sytuacji przed modernizacją. Dodatkowo podejście to wykazuje znacznie lepsze rezultaty od standardowej rozbudowy sieci kanalizacji deszczowej. Dla najczęściej spotykanych warunków środowiska, modernizacje infiltracyjne pozwalają ograniczyć przelania do 31%, zaś rozbudowa sieci tylko do 75 % ich pierwotnej liczby przed modernizacją. Na podstawie autorskiego adaptacyjnego modelu nierówności krytycznej, możliwe stało się przełożenie wyników na procentową wartość poprawy bezpieczeństwa miasta przed podtopieniami opadowymi, w spektrum różnych aspektów środowiska. Uśredniając wszystkie scenariusze, wzrost bezpieczeństwa sięgałby aż 75 % i zwiększałby się wraz ze spadkiem gęstości sieci kanalizacyjnej. W odniesieniu do wspomnianego wcześniej podtopienia z roku 2019, zastosowanie modernizacji infiltracyjnych na obszarach szczelnych obok Galerii, pozwoliłoby w całości uniknąć jej zalania oraz strat materialnych z nim związanych.

W dobie ciągle zmieniających się charakterystyk klimatycznych, problem deszczy nawałnych może się nasilać. Należy mieć świadomość, iż inwestycje wspomagające odbiór wód opadowych nie powstają z dnia na dzień. Każda przebudowa

miejska niesie za sobą czas, który należy poświęcić na wszystkie jej elementy, od projektu i przetargu, przez przygotowanie podłoża, na realizacji kończąc. Elementy krajobrazu miejskiego, które dziś są jedynie intensyfikatorami odprowadzania wody, za kilka lub kilkanaście lat mogą być niezbędne dla funkcjonowania aglomeracji. Stąd potrzeba jak najszybszego podjęcia działań w tej kwestii przez instytucje publiczne. Niniejsza praca może być więc przyczynkiem do zwrócenia uwagi opinii publicznej na zaistniały problem oraz powinna zainicjować dalsze badania w tej kwestii.

Streszczenie pracy doktorskiej w języku angielskim

The main aim of this work entitled "Minimizing the frequency of rainfall flooding on the example of Gdańsk" is to check whether it is possible to minimize the city's rainfall flooding using modernization of the road surface. When using materials that allow water infiltration, the capacity of the entire drainage system would be increased. This will cause a reduction in the number of episodes of inefficiency of the city's rainwater drainage system, causing rainfall flooding. The main assumption of this dissertation is to prove this statement.

The dissertation uses a number of research methods from a wide range of knowledge. One of the most important was the use of the Błaszczyk Model in order to dimensioning the rainwater drainage system. Another important issue was the calculation of a unified filtration coefficient of soil profiles. Crucial aspect is also the adaptation of the mathematical method of critical inequality to drainage conditions. It is an original attempt to use mathematical tools to study the safety of the city against rainfall flooding.

The dissertation has been divided into 9 chapters, the first four of which are the theoretical part of the work, while the remaining ones present the results and conclusions. **Chapter 1** is an introduction to the topic of urban flooding and describes in detail the aims and scope of the work. In addition, it presents used literature and databases. **Chapter 2** is devoted entirely to individual research methods used in the dissertation, divided into four problem groups: preparation of data for modeling, modeling with the Błaszczyk formula and its implications, possibilities of modernizing the current state of water drainage in the city and determining the safety of the city against rainfall flooding and the possibility of its increase. **Chapter 3** is a description of the environment of the study area. It includes a discussion of the geology and relief, climatic conditions, water relations and land use. **Chapter 4** shows the functioning of the water drainage infrastructure in the city and a description the diversity of the modernizations enabling the infiltration of rainwater into the road surface. **Chapter 5** is devoted entirely to the rate of rainwater drainage in the face of various environmental conditions, divided into the situation before and after modernization. **Chapter 6** present the determination of the maximum capacity of the current drainage system under the conditions specified in the previous chapter. It also includes an analysis of the theoretical number of drainage system' overflows in the face of actual rainfall. **Chapter**

7 is an analogy of the previous chapter, showing possible maximum capacities and the number of overflows, using the modernizations proposed by the author. It also includes an attempt to evaluate individual solutions depending on the environmental conditions. **Chapter 8** is an attempt to compare the results in relation to the actual rainfall flood observed in June 2019. It also includes an analysis of the possibility of extrapolation of the obtained results to larger areas like catchment. **Chapter 9** is a synthesis of conclusions from the dissertation with a summary.

The most important conclusion from the work is fact that the use of infiltration modernizations in sealed areas will allow minimizing the number of city flooding. This also confirms the thesis of the dissertation. With use of that modernizations, the capacity of the system will almost thrice. This will provide into reducing number of overflows, up to 45% compared to the situation before the modernization. In addition, this approach shows much better results than the standard expansion of the rainwater drainage system. For the most common environmental conditions, infiltration modernizations allow to reduce overflows to 31%, when system expansions provide to reduce only to 75% of their original number before modernization. Based on the author's adaptive model of critical inequality, it became possible to reevaluate the results into a percentage value of improving the safety of the city against precipitation flooding, in the spectrum of various environmental aspects. Averaging all scenarios, the increase in safety would reach as much as 75% and would increase with the decrease of the density of the drainage system network. With regard to the aforementioned flooding in 2019, the use of infiltration modernization in sealed areas next to the Gallery would allow it to completely avoid its flooding and related material losses.

In the time of constantly changing climatic characteristics, the problem of torrential rains may intensify. It should be mentioned that investments supporting the relocation of rainwater are not created overnight. Each urban modernization costs time that should be spent on all its elements, from design and tender, through preparation of the ground, to implementation. Elements of the urban landscape, which today are only intensifiers of water drainage, in a few years may be necessary for the functioning of agglomerations. Hence the need for public institutions to take action in this matter as soon as possible. This dissertation may therefore be a contribution to drawing public attention to the problem and should initiate further research on this issue.

Spis Treści:

1. Wprowadzenie	11
1.1.Cele i zakresy oraz obszar badań	15
1.2.Przegląd literatury	19
1.3.Materiały źródłowe	23
2. Postępowanie badawcze	25
2.1.Elementy przygotowania danych do modelu Błaszczyka.....	27
2.2.Model Błaszczyka i jego implikacje w postaci przełań i ich tempa	34
2.3.Możliwości modernizacji stanu obecnego i ich ewaluacja	39
2.4.Składowe bezpieczeństwa przed i po modernizacjach oraz realność ich implementacji..	45
3. Wybrane charakterystyki środowiska geograficznego	51
3.1.Budowa geologiczna i rzeźba terenu	51
3.2.Wybrane cechy klimatu	59
3.3.Stosunki wodne	64
3.4.Użytkowanie terenu.....	68
4. Infrastruktura zagospodarowania wody opadowej.....	73
4.1.Budowa i rozmiary studzienek kanalizacji deszczowej.....	73
4.2.Techniczne sposoby zwiększania możliwości wchłaniania wody opadowej.....	77
5. Odprowadzanie wody w różnych warunkach środowiska.....	83
5.1.Kategoryzacja obszaru miejskiego pod kątem gęstości kanalizacji deszczowej.....	83
5.2.Scenariusze w obecnym systemie zagospodarowania wód opadowych.....	87
5.3.Scenariusze modernizacyjne	93
6. Problemy istniejącego systemu kanalizacji deszczowej.....	100
6.1.Aktualne możliwości odprowadzania wody	100
6.2.Problemy niewydolności w zagospodarowaniu wody opadowej.....	107
7. Możliwości modernizacji systemu odprowadzania wody	115
7.1.Poprawa przepustowości przy użyciu rozwiązań infiltracyjnych	115
7.2.Poprawa bezpieczeństwa przy uwzględnieniu modernizacji	120

7.3. Wydolność systemu w porównaniu do rozwiązań modyfikujących sieć kanalizacyjną	123
7.4. Klasyfikacja rozwiązań w odniesieniu do obszarów o różnych warunkach środowiska	127
8. System w obliczu rzeczywistych warunków środowiskowych	136
8.1. Konsekwencje opadów nawalnych	136
8.2. Parametry modelowe w sytuacji incydentu podtopienia	139
8.3. Możliwości ograniczenia strat w rzeczywistych warunkach pluwialnych	145
8.4. Możliwości ekstrapolacji rozwiązań na obszar zlewni	150
9. Ocena możliwości minimalizacji częstotliwości występowania podtopień opadowych na przykładzie Gdańska	155

1. Wprowadzenie

Już od zarania dziejów ludzkość musiała mierzyć się z zagospodarowaniem wód opadowych. Zagospodarowanie to wymaga zastosowania różnych systemów sterujących wodą, co w sposób ewidentny ingerowało w środowisko przyrodnicze. Nie należy jednak zapominać, iż każda taka modernizacja może mieć swoją negatywną stronę. Po dziś dzień nie sposób przewidzieć ekstremalnych epizodów deszczowych, w szczególności pod kątem ich obfitości. Nie dziwi więc fakt, iż historycznie taka predykcja była jeszcze trudniejsza. Mimo, iż zagospodarowanie wód opadowych niosło ze sobą szereg pozytywnych skutków takich jak możliwości jej wykorzystania w rolnictwie - w przypadku deszczy nawalnych, miało również negatywne konsekwencje. Ówczesny system odprowadzania wód nie był przystosowany do zagospodarowania tak znacznej ilości wody, wobec czego często dochodziło do wielkoskalowego uszkodzenia infrastruktury odwodnieniowej spowodowanej nadmiarem wód, czego przykłady podane będą w dalszej części pracy. Co ważne najbardziej narażone na skutki opadów nawalnych są powierzchnie miast. Tam też w pierwszej kolejności rozwijał się system zagospodarowania wód opadowych.

Najwcześniejsze wzmianki o takiej infrastrukturze datuje się na ok. 4000 rok p.n.e. w Mezopotamii. Pierwszy ujednoczony system miejski odkryty został w dorzeczu Eufratu i datowany jest na rok 3500 - 3000 p.n.e. Składał się z szeregu rur ceramicznych biegnących wzdłuż ulic zazwyczaj o prostokątnym przekroju. Kolejne stanowiska archeologiczne ujawniły pojawiający się 1000 lat później, niemal w pełni zakryty, system odprowadzania wody w Egipcie oraz Indiach. Jest to najstarszy udokumentowany system wodę (Dymaczewski, Maciejewska 2021).

W przypadku Gdańska historia odwodnienia miejskiego sięga XIV wieku (Drewnowski, Tuszyńska 2016). Wówczas obecne były specjalne studnie wraz z siecią drewnianych koryt transportujących wodę. Nie były to jednak konstrukcje trwałe, z powodu używanego do ich konstrukcji materiału. Głównym problemem w tym przypadku było murszenie drewna pod wpływem wilgoci. Sytuacja poprawiła się znacznie w wieku XIX, kiedy to zaczęto transportować zarówno ścieki jak i wodę opadową w rynsztokach, na wzór dawnych rozwiązań hinduskich. Polegały one na implementowaniu w już istniejących kanałach pokrycia umożliwiającego ruch uliczny.

Wadą takiego ogólnospławnego rozwiązania były nierównomierne spadki terenu w obrębie miasta, które nie warunkowały stabilnego przepływu wody. Poprzez oparcie systemu o spływ grawitacyjny dochodziło więc do sytuacji, gdzie obszary, otrzymujące wody spływające grawitacyjnie z terenów położonych wyżej, były narażone na częste podtopienia. Dopiero po 1900 roku do powszechnego użytku wszedł system syfonów częściowo niwelujący ten problem (Drewnowski, Tuszyńska 2016). Polegał on na nowoczesnym, jak na tamte czasy, mechanizmie transportu wody do piaskowych kanałów zbiorczych zaopatrzonych w szczelny strop. Umożliwiło to w razie potrzeby zrzut wody oraz minimalizowanie objętości wysokich wód i ich wpływu na infrastrukturę miejską. W podobnym okresie do powszechnego użytku wszedł też znany dziś system rozdzielczy, w którym poszczególne kanały zbiorcze stanowią odrębną część systemu. Zastąpił on dotychczasowe rozwiązanie ogólnospławne, które działało na zasadzie naczyń połączonych i pozwolił skuteczniej odprowadzać wodę z zagrożonych obszarów. Niestety działania wojenne oraz późniejsze zmiany ustrojowe nie pozwoliły na płynną modernizację sieci wodociągowo-kanalizacyjnej w Gdańsku na wzór miast zachodnich. Spowodowało to, iż aktualnie funkcjonujący system odprowadzający wodę opadową z miasta opiera się o instalację kanalizacyjną pochodzącą z różnych lat. Doprowadziło to do sytuacji, w której na początku XXI wieku modernizacji podlegają jeszcze przedwojenne kolektory (Drewnowski, Tuszyńska 2016).

Niestety obserwowana aktualnie zmiana klimatu, która wpływa między innymi na coraz większe ekstrema dobowych opadów atmosferycznych (Cai i in. 2021) sprawia, iż istniejący system kanalizacji burzowej w Gdańsku nie zawsze będzie w stanie odprowadzić każdą nadwyżkę wody pochodzącą z opadów. Sytuacja ta ma różne podłoża. Do jednych z najważniejszych zalicza się anomalnie wysokie sumy opadów o dużym natężeniu. Innym jest niedrożność systemu kanalizacji, spowodowana wspomnianą już archaiczną infrastrukturą lub złym doborem przepustowości orurowania. Prowadzi to do potencjalnie niebezpiecznej sytuacji wystąpienia podtopień, skutkujących zaleganiem wody opadowej na powierzchni najniżej położonych części miasta. W wyjątkowo niekorzystnych sytuacjach przeradzają się one w powódź miejską.

Zjawisko powodzi miejskiej jest szeroko znane mieszkańcom dużych miast Polski. w samym tylko wieloleciu 1958-1986 wystąpiło kilkadziesiąt takich przypadków z czego najbardziej dotkliwe były te z 1977 oraz 1980 roku (Jarosz 2014). Łączna szacunkowa suma strat ze wszystkich powodzi tego okresu sięga ok. 837 mld zł. Dane te odnoszą się do cen z 1986 roku, czyli przed denominacją. W dzisiejszych czasach, przy panującej inflacji, straty z tytułu podtopień i powodzi także można liczyć w dziesiątkach lub nawet setkach milionów złotych. W samych tylko latach osiemdziesiątych w wyniku wszelkiego rodzaju powodzi uszkodzonych zostało ponad 20 000 budynków, ewakuowano ok. 35 000 ludzi co wiązało się ze stratą w ich dobytku. W tym okresie z powodu omawianych zjawisk ekstremalnych śmierć poniosło sześć osób (Jarosz 2014). Pokazuje to jak poważne jest omawiane zjawisko i dlaczego sposoby jego ograniczania powinny być przedmiotem badań inżynierów i naukowców.

Konsekwencją wspomnianych zjawisk ekstremalnych w odniesieniu do zagospodarowania wód opadowych miasta jest tzw. "flash flood", powodowany gwałtownymi opadami o dużym natężeniu. Jak podaje w swojej pracy Bryndał (2015) opad godzinny w wysokości powyżej 20 mm, trwający krócej niż dwie godziny najczęściej przekłada się na tego typu powódź. W samym tylko 2019 roku warunki sprzyjające pojawieniu się tego typu zjawiska wystąpiły aż trzykrotnie na terenie Gminy Gdańsk (zmierzone w jej zurbanizowanej części). Niszczące skutki jednego z nich można było oglądać również w mediach. Jednak nawet mniejsze sumy opadów mogą prowadzić do lokalnych podtopień stanowiących zagrożenie dla mieszkańców miasta. Jest to szczególnie niebezpieczne, gdyż w dobie stale zmieniających się warunków klimatycznych prognozowane są coraz liczniejsze zjawiska ekstremalne, również opadów nawalnych. Sytuacje takie nie są codziennością, nie mniej jednak częstotliwość ich występowania nie zwalnia osób decyzyjnych od wymogu przygotowania miast na takową ewentualność.

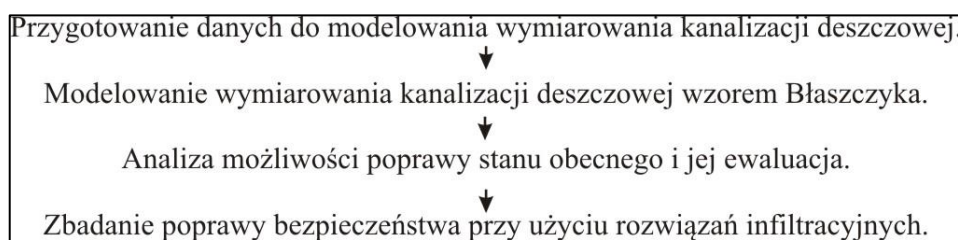
Jak pokazują efekty ekstremalnych sytuacji pogodowych w 2001 r. i 2016 r. Gdańsk nie posiada dostatecznie przygotowanej infrastruktury osłony przeciwpowodziowej, umożliwiającej sprawne odprowadzanie nadwyżek wody. Prace w zakresie poprawy zabezpieczenia przeciwpowodziowego skupiają się głównie na budowie licznych zbiorników retencyjnych. Jak podają Gdańskie Wody (<https://www.gdmel.pl>) obecnie na terenie miasta funkcjonuje ich ponad 50. Istnieją

jednak inne nowoczesne rozwiązania, mogące zaskakująco skutecznie służyć poprawie bezpieczeństwa. Rozwiązania te polegają na zwiększeniu chłonności obszarów szczelnych poprzez zmianę nawierzchni na taką o właściwościach ułatwiających wsiąkanie wód do gruntu. Prowadzi to do zwiększonego tempa infiltracji wody opadowej przekładającego się na znaczny wzrost ogólnego tempa odprowadzania wód opadowych. Pozwoli to znacznie zmniejszyć ryzyko podtopień.

1.1. Cele i zakresy oraz obszar badań

Pamiętając, że powodzie mogą mieć różną genezę, w niniejszej pracy zdecydowano się na przedstawienie powodzi i podtopień mających podłoże pluwiálne, a wynikających z niewystarczającej przepustowości infrastruktury odprowadzającej wodę opadową. w tym miejscu należy postawić hipotezę, że **zwiększenie odwadniania kanalizacji deszczowej przy pomocy odprowadzania opadów metodami infiltracyjnymi, pozwoli skutecznie zredukować liczbę podtopień opadowych miasta.**

W tej sytuacji głównym celem pracy jest zbadanie możliwości minimalizacji częstotliwości występowania podtopień opadowych Gdańska, poprzez symulację zwiększenia odsetka powierzchni o ułatwionej infiltracji. Cele operacyjne obejmują cztery główne etapy badawcze, zaś ich realizacja wiązać się będzie z szeregiem celów pobocznych (Ryc. 1.1.1).



Ryc. 1.1.1. Schemat etapów badawczych

Pierwszym celem operacyjnym było przygotowanie wszystkich danych potrzebnych do modelowania wymiarowania sieci kanalizacji deszczowej. Do celów szczegółowych tej grupy należy zaliczyć wyznaczenie modelowych typów powierzchni, na podstawie analizy użytkowania terenu CLC (Corine Land Cover) oraz UA (Urban Atlas), wraz z ich uszczegółowieniem metodą NDVI. Innym celem będzie konwersja danych opadowych w postaci sum godzinnych do spektrum ich natężeń modelowych. Ostatnim celem operacyjnym tego etapu będzie przygotowanie scenariuszy badawczych, na podstawie gęstości rozlokowania wpustów ulicznych systemu kanalizacji. Realizacja tych celów pozwoli przejść do następnego etapu.

Drugi etap to przeprowadzenie modelowania wymiarowania sieci kanalizacyjnej wzorem Błaszczyka (Kazimierczak, Kotowski 2012), wraz ze zbadaniem jej wpływu na tempo i liczbę przelań infrastruktury odwodnieniowej, rozumianych jako epizody niewydolności przepustowości systemu odprowadzającego wodę, w porównaniu do

natężenia opadu. Celami pobocznymi w tym etapie będzie więc poza przeprowadzeniem samego modelowania, również obliczenie kubatury poszczególnych wpustów ulicznych oraz wyznaczenie tempa przelania poszczególnych jej części. Przeprowadzone zostanie również ustalenie krytycznych wartości opadu godzinowego, możliwego do odprowadzenia przez system. Kolejnym celem tego etapu jest również wyznaczenie liczby przelań w okresie badawczym w różnych warunkach technicznych oraz pluwalnych. Niezbędnym stało się również przeprowadzenie na tym etapie weryfikacji satelitarnej i terenowej, celem sprawdzenia poprawności danych.

Kolejnym, trzecim etapem pracy jest przeprowadzenie analizy możliwości modernizacji stanu obecnego oraz jej ewaluacja. Cele poboczne to wyznaczenie możliwości infiltracyjnych miasta w różnych warunkach inżyniersko-geologicznych oraz przeprowadzenie symulacji spływu wody opadowej po powierzchni. Wskazano również propozycje modernizacji istniejącego systemu umożliwiającą zwiększenie jego przepustowości. Istotnym było również późniejsze użycie metody reguł decyzyjnych do ewaluacji poszczególnych rozwiązań modernizacyjnych.

Ostatni, czwarty etap pracy to zbadanie poprawy bezpieczeństwa przy implementacji wspomnianych rozwiązań wraz z oceną ich zastosowania. W tym etapie znajdują się szczególnie istotne cele poboczne. Pierwszym z nich jest przygotowanie ogólnej postaci matematycznego modelu nierówności krytycznej. Kolejnym celem będzie zebranie poszczególnych aspektów zagospodarowania wód opadowych wraz ze stworzeniem zakresu poszczególnych przypadków. Następnym, a zarazem najważniejszym celem pobocznym będzie adaptacja wspomnianego modelu nierówności krytycznej do warunków odwodnienia w poszczególnych przypadkach. To działanie jest autorską próbą adaptacji narzędzi matematycznych do badań nad zagospodarowaniem wód. Dzięki temu stanie się możliwe zrealizowanie kolejnego celu, jakim jest wskazanie możliwej poprawy bezpieczeństwa miasta, po zwiększeniu zdolności infiltracyjnych podłoża, w różnych warunkach technicznych oraz pluwalnych. Ostatnim celem odwołującym się ściśle do celu głównego jest ogólna ocena możliwości minimalizacji podtopień opadowych Gdańska.

Rozpiętość czasowa pracy jest ściśle związana z zakresem wieloletnim pozyskiwanych danych i wynosi 70 lat (1951-2021) dla danych archiwalnych oraz 01.01.2016 - 31.07.2020 dla danych modelowych. Dane modelowe dotyczą przede

wszystkim godzinnych sum opadów pozyskanych z Armaagu (Niepublikowana baza danych opadowych fundacji "Agencja Regionalnego Monitoringu Atmosfery Gdańsk-Gdynia-Sopot"), dla których w dalszym toku pracy przeprowadzone zostaną wszystkie analizy. Do tych szczególnie istotnych należały przede wszystkim badania historycznych częstości przelań kanalizacji, które dla pełnych lat obejmowały okres 01.01.2016 - 31.12.2019. Kolejne półrocze tj. 01.01.2020 - 31.07.2020 (poza wspomnianymi analizami) posłużyło również do sprawdzenia spójności przewidywanych analiz. Dane archiwalne odnosiły się zaś do wszelkich informacji dotyczących warunków środowiskowych w wieloletnia a w szczególności danych klimatycznych. Z danych archiwalnych warto też wyróżnić dane opadowe służące analizie reprezentatywności danych modelowych z lat 2000 - 2013.

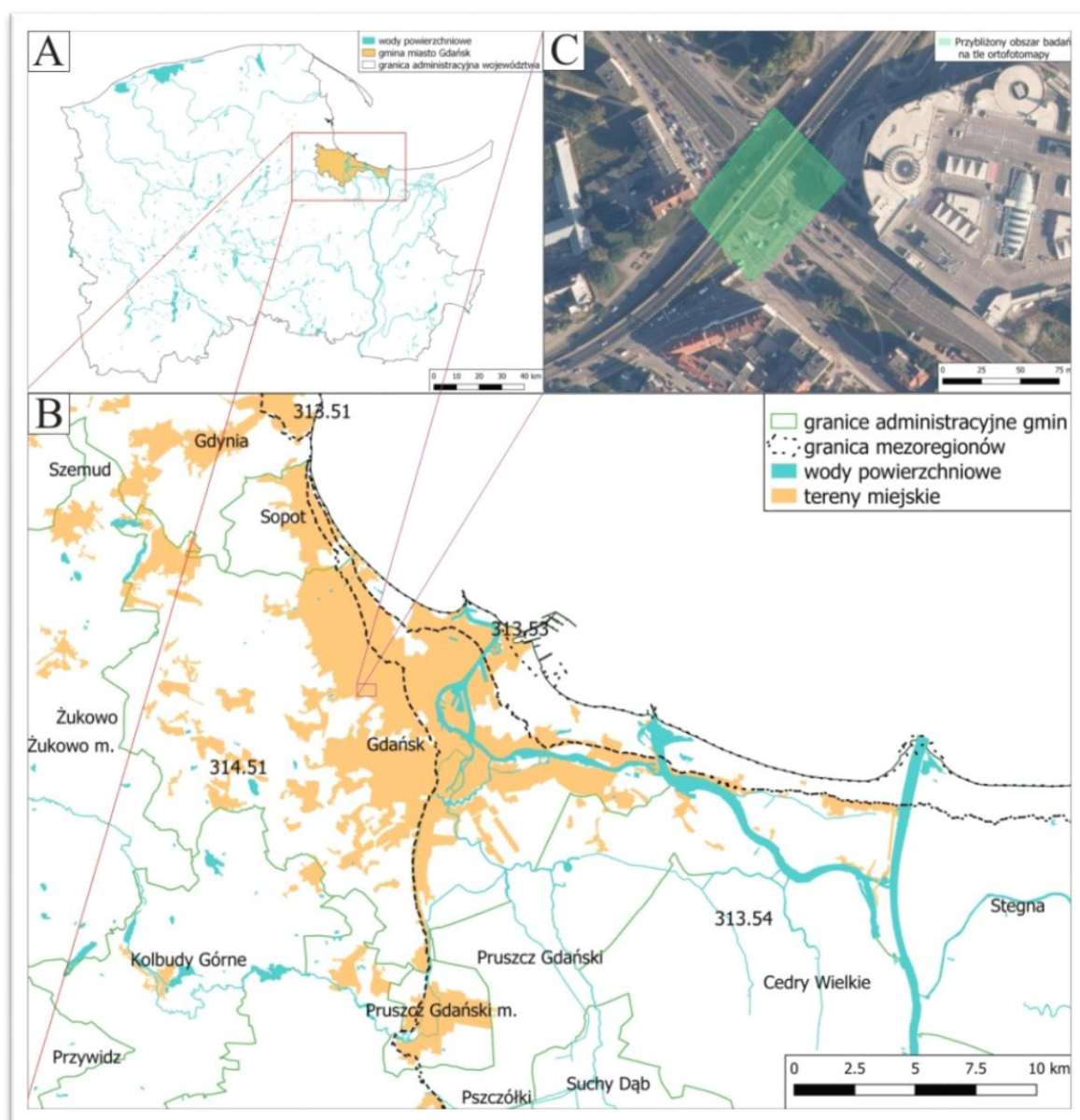
Wyniki badań niniejszej pracy będą obejmowały zarówno aspekt teoretyczny odwodnienia jak i jego funkcjonowanie w warunkach rzeczywistych. Wobec tego pierwsza część wyników skupiać się będzie na funkcjonowaniu odprowadzania wody w odgórnie narzuconych warunkach (rozdział 5). Następna część skupi się na dywersyfikacji możliwości przepustowych systemu w zależności od uwarunkowań (np. gęstości sieci kanalizacyjnej) i ich odniesieniu do rzeczywistych sum opadów w okresie badawczym (rozdział 6 oraz rozdział 7). Ostatnia część stanowić będzie szczegółową analizę rzeczywistych przypadków zarówno podtopień, jak i możliwości zmiany zagospodarowania wody na konkretnym przykładzie (rozdział 8).

Główny zakres przestrzenny pracy obejmuje teren administracyjny Gminy Miasta Gdańska. Wskazany obszar graniczy od wschodu z gminami Stegna, Cedry Wielkie oraz Pruszcz Gdański, z kolei od południa znajdują się gminy Pruszcz Gdański - miasto oraz Kolbudy Górne, dalej na zachodzie gmina Żukowo, a na północy gminy: Gdynia oraz Sopot. Znaczną część północnej granicy obejmuje również Morze Bałtyckie.

Pod względem regionalizacji fizycznogeograficznej Kondrackiego (2000), Gdańsk mieści się w makroregionie Pobrzeża Gdańskiego (313.5). Położony jest również w obrębie trzech mezoregionów - Mierzei Wiślanej (313.53), Pojezierza Kaszubskiego (314.51) oraz Żuław Wiślanych (313.54) (Ryc. 1.1.2).

W przedstawionych granicach wyodrębniony został obszar w centrum miasta Gdańska pomiędzy skrzyżowaniem Alei Grunwaldzkiej oraz Alei Żołnierzy Wyklętych,

dla którego przeprowadzono bardziej szczegółowe badania. Ten poligon badawczy został wytypowany z racji na stale powtarzające się tu zjawisko podtopień, skutkujące znacznymi stratami materialnymi. Podstawową ku temu przesłanką była jednoczesna obecność szczelnego, asfaltowego pokrycia węzła komunikacyjnego oraz położenie w lokalnym zagłębieniu terenu. Z tego powodu przeprowadzone dokładniejsze badania, obejmujące między innymi szczegółową symulację spływu wody od opadu do jej odprowadzenia, pomogły wychwycić przyczynę podtopień. Pozwoli to na możliwe ograniczenie potencjalnych sytuacji niebezpiecznych w przyszłości.



Ryc. 1.1.2. Lokalizacja obszaru badań. A) Obszar badań na tle województwa; B) Obszar badań w odniesieniu do granic administracyjnych i mezoregionów; C) Obszar badań w dużej skali.

1.2. Przegląd literatury

W niniejszej pracy wykorzystano literaturę obejmującą szeroki zakres zagadnień dotyczący podejmowanej problematyki badawczej, począwszy od opracowań ekofizjograficznych przez typowo inżynierskie publikacje hydrotechniczne, aż po wytyczne rządowe. Można je podzielić na kilka grup znajdujących odzwierciedlenie w poszczególnych częściach pracy.

Pierwszą z nich stanowi część wprowadzająca, skupiająca się przede wszystkim na historii powodzi oraz zagospodarowania wód opadowych. Zawiera ona takie pozycje jak prace Drewnowskiego i Tuszyńskiej (2016), Dymaczewskiego i Maciejewskiej (2021) czy Jarosza (2014). Pozwalały one przybliżyć sposób funkcjonowania odwodnienia na świecie począwszy od starożytności. Przedstawiają one schemat funkcjonowania powodzi miejskiej oraz co ważniejsze, dają wgląd w perspektywę strat oraz kosztów związanych z tym zjawiskiem.

Drugą grupą, a zarazem jedną z najważniejszych części pracy stanowi literatura dotycząca metod badawczych, obejmująca między innymi metody matematyczne, hydrotechniczne, hydrogeologiczne oraz geoinformacyjne. Do opracowania pierwszych z nich szczególnie pomocne była praca Kazimierczaka i Kotowskiego (2012) skupiająca się na danych wejściowych oraz przebiegu modelowania wzorem Błaszczyka. Innymi wybranymi pozycjami literaturowymi skupiającymi się na modelach i ich właściwościach były prace Gila i Golewskiego (2017) Ling'a i Yang'a (2006), Glinickiej (2005), Karlsson'a i Johannesson'a (2012), Szczęcha (2007) oraz Wanga z zespołem (1991). Pozwoliły one w sposób rozległy uzyskać wiedzę na temat możliwości wykorzystania elementów modelowania Błaszczyka oraz poznać podstawy teoretyczne do dalszych analiz na podstawie uzyskanych wyników. Pozwoliły również na uzyskanie informacji potrzebnych do zaprojektowania autorskiego adaptacyjnego modelu nierówności krytycznej, jak również ukazały możliwości innego użycia jego matematycznego pierwowzoru. Wspomniana literatura przedmiotu pozwoliła też rozwinąć metodę reguł decyzyjnych, skutkującą zaprojektowaniem ewaluacji rozwiązań inżynierskich. W zbiorze literatury z tej grupy znaczna część dotyczyła problemów hydrotechnicznych. Było to spowodowane problematyką podjętą w pracy, przez co wymagało wyjątkowo dogłębnego zbadania stanu wiedzy obecnej - elementów składowych środowiska, będących danymi wejściowymi do wspomnianego wcześniej

modelowania. Dotyczyły zarówno sposobów przygotowania danych jak i najważniejszych informacji odnoszących się do zastanego stanu. Do najważniejszych z nich należy zaliczyć wspomnianą już pracę Kazimierczaka i Kotowskiego (2012), Gruchota (2003), Joo z zespołem (2014), Masłowskiego (2020), Kaszy z zespołem (2018) oraz Webb'a z zespołem (2017). W przypadku metod geoinformatycznych do kluczowych opracowań należy zaliczyć prace Rouse'go (1978), Lacha z zespołem (2002), oraz Bochenka (2004). Pozycje te zostały wykorzystane przede wszystkim przy analizach satelitarnych. Jedną z nich jest uszczegółowienie granic podziału wydolności systemu kanalizacji w obrębie obszaru badań, przy użyciu również niekonwencjonalnych metod analizy przestrzennej tego zjawiska (np.: indeks NDVI). Dały one również podstawy teoretyczne do kompilacji tych danych z już istniejącymi bazami (takimi jak Corine Land Cover lub Copernicus) oraz dokonania weryfikacji satelitarnej pozyskanych danych wejściowych.

Trzecią grupą stanowi literatura przedmiotu skupiająca się na poszczególnych częściach środowiska geograficznego. Podczas badań nad jego geologicznym aspektem w szczególności pomocne były prace Mizerskiego (2009), Olszaka (2001), Mojskiego (2013, 2020), Stupnickiej i Stępień-Szałek (2020) oraz praca pod redakcją Richling i Ostaszewskiej (2006). W trakcie prac nad cechami klimatu szczególny nacisk położono na warunki pluwialne. Pomocne ku temu były pozycje Trappa (2001), Wosia (1993, 1999), Kożuchowskiego (2011) oraz praca pod redakcją Miętusa (2022). Podczas analizy użytkowania terenu poza wyszczególnionymi później bazami danych kluczowe były opracowania Czochańskiego (2001) oraz Büttner'a (2014).

Do czwartej grupy należą pozycje przedstawiające budowę oraz sposób funkcjonowania kanalizacji deszczowej wraz z wytycznymi jej instalacji. Do najważniejszych prac pomocnych przy realizacji tego aspektu należy zaliczyć wszelkie wytyczne techniczne budowy i funkcjonowania kanalizacji (GDDP 2006, GDDiKA 2013, Zarząd Dróg Powiatowych w Przemyślu 2018, Lafenez-Polska 2013). Szczególnie pierwsza z nich stanowiła jedno z kluczowych źródeł wiedzy w temacie zagospodarowania wód opadowych miasta. Uzupełnieniem tych danych była literatura przedmiotu obejmująca takie pozycje jak prace Burszty-Adamiak z zespołem (2006, 2018), Bieleckiej z zespołem (2013), Danczewicz z zespołem (2011) oraz Szruby (2019). Do najważniejszych informacji zaczerpniętych z podanej literatury przedmiotu zaliczyć

można całościowy wykaz elementów budowy wpustów ulicznych wraz z danymi o jej wymiarach, kubaturze oraz zalecany wymiarowaniu przestrzennym (gęstości). Odmiernym aspektem jest również wiedza o funkcjonowaniu w/w elementów podczas trwania epizodu deszczowego. Innymi istotnymi kwestiami poruszonymi w tej części są dane dotyczące różnicowania możliwości zagospodarowania wód przez system, na podstawie odmiennych warunków środowiskowych.

Do piątej grupy należy literatura skupiająca się na funkcjonowaniu miasta przy różnych warunkach zagospodarowania wód opadowych oraz jego relacji z instytucjami samorządowymi. Do najważniejszych z nich należy zaliczyć prace Paszkowskiego (2011), Nowakowskiej-Błaszczuk (1988), Górczyńskiej i Kołczyńskiej (2012) oraz Romanell'ego (2002). Najważniejsze informacje zawarte w tych pozycjach dotyczą założeń instalacji danej gęstości wpustów ulicznych w poszczególnych elementach krajobrazu miejskiego. Pokazują również problemy na płaszczyźnie interesów sektora publicznego oraz prywatnego w odniesieniu do posadawiania systemu odprowadzania wody. Przedstawia również obszary problemowe w porównaniu do innych części Europy.

Szósta grupa obejmuje praktyczny zakres funkcjonowania systemu odprowadzania wody wraz z wartościowaniem sytuacji potencjalnie niebezpiecznych, w obliczu odmiennego zagęszczenia infrastruktury odprowadzania wody. Poza najważniejszą w tym zakresie pracą Kazimierczaka i Kotowskiego (2012), przy realizacji zagadnienia pomocne były takie opracowania jak Chatzidaki'ego i Ventury (2010), Lundqvist'a i Falkenmark'a (2010), Wanga (2018), Yanga i Xii (2013) oraz Zhou z zespołem (2013). Pozwalały one uzyskać informacje o zasadności użycia przedstawionych w pracy metod w odniesieniu do sytuacji niebezpiecznych. Pokazywały potrzeby oraz uwagi do wprowadzania takich modernizacji w świetle problemów obejmujących wody opadowe. Przedstawiły również zalecenia techniczne, których należy przestrzegać przy modernizowaniu konkretnych obszarów miasta. Do najważniejszych jednak danych zawartych w tej części, należy przedstawienie uwarunkowań mających wpływ na liczbę przelań kanalizacji.

Kolejny zbiór publikacji odnosi się do możliwości wykorzystania proponowanego przez autora adaptacyjnego modelu nierówności krytycznej w rzeczywistych warunkach pluwalnych. Jest to najmniej liczna grupa obejmująca

takie pozycje jak prace Graf i Przybyłka (2019), Kotwas (2013) oraz Sygały i Bukowskiej (2015). Jest to konsekwencja przedstawienia wcześniejszego modelu teoretycznego w warunkach rzeczywistych. Jedynymi informacjami, do których niezbędna była literatura przedmiotu, były te mogące umiejscowić zastane warunki w szerszym spektrum. Przykładami są dane opadu zmierzonego na tle wielolecia lub dane o przepuszczalności miejscowej - w odniesieniu do sytuacji obserwowanej. Wobec powyższego owe pozycje wyczerpują zapotrzebowanie tej części pracy.

Ostatnią grupę stanowi literatura przedmiotu związana z modernizacją przestrzeni miejskiej oraz jej wartościowaniem pod kątem poprawy bezpieczeństwa zagospodarowania wód opadowych miasta. W tym aspekcie zdecydowanie najważniejsze są prace Królikowskiego i Królikowskiej (2012) oraz Lejcusia z zespołem (2017), które pomagały w klasyfikowaniu poszczególnych modernizacji. Szczególnie ta ostatnia pozwoliła wskazać podstawy reguł decyzyjnych do autorskiej ewaluacji zebranych rozwiązań. Pomocne również okazały się prace Byungsun'a i Donga (2021), Scholza i Grabowieckiego (2007), Kossakowskiego (2014) oraz Witkowskiego (2018). Wskazywały one bardziej konkretne destymulanty wprowadzania poszczególnych inwestycji, nie ujęte we wcześniej wspomnianych opracowaniach ogólnych. W celu dokładnego zwymiarowania najnowszych standardów technicznych, używanych prefabrykatów i półproduktów (części różnych elementów systemu odprowadzania wody), pomocne były również informacje zawarte na stronie internetowej producenta (mk-maraz.pl). Pozwalały one odnieść się do postępu technologicznego, jaki dokonał się w światowym spojrzeniu na budowę elementów systemu. Umożliwiło to porównanie możliwości typowych rozwiązań modernizacyjnych (szeroko opisywanych w literaturze) z nowinkami technicznymi firm prywatnych, a co za tym idzie ukazanie kierunku, w którym zmierza jakość zagospodarowania wód opadowych miasta.

1.3. Materiały źródłowe

W celu realizacji postawionych celów pracy wykorzystano dane pozyskane z publicznych oraz niepublikowanych baz danych różnych instytucji. Zbiór najważniejszych z nich wraz z przykładami użycia danych w nich zawartymi przedstawia tabela 1.3.1.

Tab. 1.3.1. Wykaz używanych baz danych wraz z przykładowym sposobem ich wykorzystania

Najważniejsze bazy danych	Typ danych	Przykładowy sposób wykorzystania
ARMAAG	Godzinne sumy opadów	Modelowanie przełań w kontekście możliwości przepustowych systemu kanalizacji
Katedra Hydrologii oraz pracownia GIS Uniwersytetu Gdańskiego	Zbiór danych wektorowych elementów środowiska Województwa Pomorskiego	Analizy oraz wizualizacja danych przestrzennych w kontekście środowiska geograficznego obszaru badań
Centralna Baza Danych Geologicznych (CBDG)	Dane specyfikacji wód podziemnych, GZWP, oraz mapy geologiczne i atlasy geologiczno-inżynierskie	Analizy możliwości przepuszczalności poszczególnych profili gruntu oraz tempa przepływu wody w gruncie w poszczególnych obszarach miasta
Główny Inspektorat Ochrony Środowiska (GIOŚ) / Project Copernicus	Dane wektorowe pokrycia terenu Corine Land Cover oraz Urban Atlas	Dokładne rozpoznanie użytkowania terenu oraz przygotowanie danych wejściowych do ustalania granic poszczególnych obszarów wymiarowania sieci kanalizacji

Najbardziej kluczową pod kątem realizacji celów badawczych była baza danych ARMAAG (Agencja Regionalnego Monitoringu Atmosfery Gdańsk-Gdynia-Sopot). Obejmowała ona dane godzinne opadu ze stacji obejmujących sieć pomiarową agencji. Wykorzystana ona została do modelowania możliwych przełań kanalizacji. Najważniejszą zaletą tych danych była ich forma udostępniania w postaci sum godzinnych. W przypadku danych o większym kroku czasowym przeprowadzenie analiz zawartych w pracy nie byłoby możliwe. Do walidacji i ekstrapolacji pozyskanych danych posłużono się również danymi z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowego Instytutu Badawczego (IMGW PIB) w postaci sum dobowych opadu.

Innymi ważnymi bazami danych były niepublikowane zbiory danych z Katedry Hydrologii oraz pracowni GIS Uniwersytetu Gdańskiego. Służyły one analizom oraz

wizualizacji danych przestrzennych, zarówno pod kątem środowiska geograficznego jak i technicznych aspektów użytkowania terenu. Dane te w znaczący sposób przyczyniły się do możliwości uzyskania wszelkich analiz geostatystycznych omawianego obszaru, ze względu na zawartą w nich georeferencję. Z racji na spójność danych, pozwoliły też dokonywać wizualizacji wszelkich zjawisk z zachowaniem odpowiednich wymiarów przestrzennych i kątowych, bez wymogu samodzielnego dokonywania reprojekcji.

Następną istotną bazą danych była publiczna Centralna Baza Danych Geologicznych (CBDG). Obejmowała ona między innymi dane dotyczące budowy geologicznej obszaru badań, danych atlasów geologiczno-inżynierskich oraz dane dotyczące wód podziemnych. Pozwoliła ona ustalić tempo infiltracji wody w profilach gruntowych, jak również możliwości infiltracyjne poszczególnych obszarów. Pozwoliło to uszczegółwić możliwości przepływu wody w przypowierzchniowych warstwach gruntu, które są niezwykle istotne w przypadku rozwiązań proponowanych w niniejszej pracy.

Innymi bazami danych używanymi w niniejszej pracy były publiczne zbiory Głównego Inspektoratu Ochrony Środowiska oraz Projektu Copernicus. Obie zawierały szczegółowe dane dotyczące użytkowania terenu w postaci wektorów - Corine Land Cover (CLC) oraz Urban Atlas (US)(2018)(<https://clc.gios.gov.pl>, <https://land.copernicus.eu>). Pozwoliły one - poza dokładnym rozpoznaniem pokrycia terenu - ustalić również granice poszczególnych typów modelowych, wskazanych przez analizy wymiarowania sieci. Istotnym jest fakt możliwości kompilacji danych przestrzennych pokrycia terenu na podstawie dwóch niezależnych instytucji. Pozwala to na dokładniejsze doprecyzowanie granic oraz zmniejsza możliwość błędów w danych wejściowych.

Warto jeszcze wspomnieć o danych dostępnych na podstawie dyrektywy INSPIRE na krajowym geoportalu. Nie korzystano jednakże z surowych danych, a jedynie posiłkowano się gotową wizualizacją danych hydrotechnicznych w celu weryfikacji powiązań przyłączy kanalizacyjnych. Ważnym też aspektem materiału źródłowego pracy jest wykorzystanie szeregu informacji zaczerpniętych ze stron internetowych. Jest to spowodowane potrzebą dostępu do nowinek technicznych poszczególnych modernizacji. Stąd też zasadnym było użycie wiedzy bezpośrednio ze stron producentów tych rozwiązań, które w większości nie zostały jeszcze dogłębnie rozpoznane w postaci prac naukowych.

2. Postępowanie badawcze

Całość pracy poświęcona jest złożonemu i skomplikowanemu zagadnieniu jakim jest funkcjonowanie zagospodarowania wody opadowej miasta. Z racji wieloaspektowości pracy postępowanie badawcze w tym przypadku omawiane będzie w sposób problemowy, nie zaś szeregując go na poszczególne grupy techniczne. Skupia więc ono w sobie metody oraz ich wykorzystanie w obrębie czterech głównych wynikających z siebie etapów badawczych pracy.

Pierwszą grupę stanowić będą metody skupiające w sobie przygotowanie oraz konwersja wszystkich danych potrzebnych do wykorzystania w Modelu Błaszczyka (Kazimierczak, Kotowski 2012). Kolejnym elementem będzie przeprowadzenie samego modelowania, wraz z wykazaniem implikacji jakie jego wyniki będą miały na liczbę oraz tempo przelań kanalizacji deszczowej. Następnie omówione zostaną możliwe modernizacje stanu obecnego wraz z ich kategoryzacją w obliczu konkretnego problemu. Ostatnią część stanowić będzie nowatorskie wykorzystanie modelu nierówności krytycznej adaptowanego do gospodarowania wodą opadową, wraz z realnością jej przeprowadzenia. Stanowi to nowatorskie podejście do analizy zabezpieczania miasta przed podtopieniami. Poszczególne kroki badawcze wraz z ogólnymi aspektami w niej ujętymi przedstawia tabela 2.1 (Tab.2.1).

Tab. 2.1. Postępowanie badawcze wraz z aspektami zawartymi w poszczególnych krokach

Krok I	Elementy przygotowania danych do modelu Błaszczyka
	Przygotowanie C do modelu Błaszczyka
	Przygotowanie spektrum natężeń opadów
	Przygotowanie scenariuszy funkcjonowania sieci
Krok II	Model Błaszczyka i jego implikacje w postaci przelań i ich tempa
	Model Błaszczyka
	Wyznaczenie kubatury elementów kanalizacji
	Wyznaczenie tempa przelań
	Wyznaczanie krytycznych wysokości opadu odprowadzanych przez system
	Wyznaczenie spektrum ilości przelań w okresie badawczym
	Weryfikacja terenowa i satelitarna rozlokowania sieci metodą próbkowania
Krok III	Możliwości modernizacji stanu obecnego i ich ewaluacja
	Wyznaczenie kierunków spływu powierzchniowego
	Wyznaczenie możliwości infiltracyjnych dla obszarów o różnej zabudowie i genezie
	Wyznaczenie możliwości zwiększenia przepustowości systemu dla różnych inwestycji
	Ewaluacja metodą reguł decyzyjnych
Krok IV	Elementy poprawy bezpieczeństwa w sytuacji przed i po modernizacjach wraz z realnością ich implementacji
	Matematyczny model nierówności krytycznej
	Adaptacyjny model nierówności krytycznej
	Wyznaczanie poprawy funkcjonowania systemu w spektrum

2.1. Elementy przygotowania danych do modelu Błaszczyka

Przygotowanie C do modelu Błaszczyka

Do wyznaczenia obrazu użytkowania terenu wykorzystano analizę teledetekcyjną polegającą na dwutorowej kompilacji NDVI oraz typów użytkowania terenu. Oba te wskaźniki znajdują szerokie zastosowanie w przestrzennych analizach zasięgu wegetacji, regresji roślinności oraz powierzchni o ułatwionej infiltracji badanych obszarów. Dodatkowo w niniejszej dysertacji przeprowadzono również późniejszą kompilację tych danych do postaci parametru C ze wzoru Błaszczyka. Dzieli się on na poszczególne klasy od C1 do C10 (C1 - tereny pozamiejskie, C2 - tereny mieszkalne C5 - obszary usługowe i przemysłowe/centra miast, C10 - podziemne obiekty komunikacyjne).

Zdjęcia satelitarne, jako jeden z niewielu materiałów źródłowych, pozwalają na precyzyjne przeprowadzanie wielkopowierzchniowych analiz w konkretnym punkcie czasowym, ze szczególnym uwzględnieniem późniejszego zastosowania pansharpening-u (Fac-Beneda 2011). Prezentowana metoda zakłada wykorzystanie technik teledetekcyjnych, polegających na analizie znormalizowanego różnicowego wskaźnika wegetacji NDVI. Wskaźnik ten określany jest wzorem:

$$\frac{NIR-RED}{NIR+RED} = NDVI \text{ (Rouse 1978)} \quad (2.1.1)$$

gdzie:

NIR - Wartość pikseli kanału bliskiej podczerwieni

RED - Wartość pikseli kanału czerwonego

NDVI - Znormalizowany różnicowy wskaźnik wegetacji

W metodzie tej porównuje się wartości kanałów czerwonego oraz bliskiej podczerwieni dla każdego piksela zdjęcia satelitarnego. Badanie proporcji powierzchni infiltracyjno-czynnej wykonane zostało dzięki rozwinięciu analizy NDVI. Każdy typ terenu posiada sprecyzowane zakresy indeksu. Na tej podstawie, z dużym prawdopodobieństwem możliwe jest dokonanie podziału na poszczególne typy przestrzeni miejskiej (Bochenek 2004). Przykładowo wody powierzchniowe będą cechowały się znacznie niższą wartością indeksu niż tereny zieleni. Indeks przyjmuje wartości NDVI $\in [-1,1]$. Obszary, w których wartość indeksu jest niższa, cechują się niższą wegetacją roślinną obecną na danym terenie (Mironik i in. 2019). Analiza

indeksu wegetacji ma jednak zasadniczą wadę w przypadku próby tworzenia agregowanych poligonów. Ze względu na formę rastrową warstwy wynikowej analiza przedstawia wartości dla pojedynczych pikseli. Dzięki skorelowaniu tej metody z dostępnymi materiałami pokrycia terenu, istnieje możliwość dokładnego jej podzielenia względem jej zdolności do pochłaniania wody opadowej. Procentową wartość wspomnianych powierzchni można uzyskać przy pomocy wzoru:

$$100 - \frac{\sum Px}{\sum P} * 100 \quad (2.1.2)$$

gdzie:

$\sum Px$ - liczba pikseli zakwalifikowanych jako obszary konkretnej klasy

$\sum P$ - liczba pikseli na badanym obszarze

Aby zastosować ten wzór, należy wcześniej przeprowadzić analizę pokrycia terenu w celu określenia przedziałów klas początkowych. To pozwala na wyznaczenie ogólnych typów użytkowania powierzchni zgodnych z typologią CLC, lecz o bardziej precyzyjnych granicach. Mimo, iż dane te same z siebie nie odnoszą się do możliwości odprowadzania wody w mieście, są istotnym materiałem wejściowym do dalszych analiz. Zgodnie z przyjętym modelem Błaszczyka, konkretne obszary o wskazanych cechach, posiadają wyznaczone docelowe przepustowości kanalizacji deszczowej. Pozwoliło to na dokonanie relatywnie dokładnego podziału Gdańska na poszczególne obszary o konkretnym wymiarowaniu systemu.

Najprostszym sposobem prezentacji użytkowania terenu miasta jest CLC, a w szczególności jego poziom trzeci (3). Pozwala on na zbadanie struktury użytkowania terenu pod kątem jego przeznaczenia gospodarczego. Najczęstszym typem użytkowania w terenach miejskich jest 111 (zabudowa miejska zwarta), zaś na terenach mieszkaniowych obrzeży miasta 112 (zabudowa miejska luźna). Jest to jednak duże uogólnienie. Z tego powodu zdecydowano o ich weryfikacji w oparciu o dodatkowe informacje pochodzące z modelu Copernicusa - Urban Atlas (land.copernicus.eu). Mimo, iż dla obszarów poza terenem zurbanizowanym obie klasyfikacje przedstawiają podobną szczegółowość - "Atlas" pozwala na dokładniejszą kategoryzację obszarów mieszkaniowych. Jest to szczególnie istotne w badaniach w większej skali. Mimo, iż dane te dają dokładny obraz klasyfikacji powierzchni, nie rozróżniają one sposobu użytkowania nawierzchni w granicach pojedynczej klasy (np.: brak informacji o przeznaczeniu terenów wyszczególnionych jako obiekty prywatne). Mając na uwadze

powyższy fakt oraz skalę obszaru badawczego uznano, iż dla dalszych analiz obie formy przedstawienia danych są wystarczająco podobne, a rozpiętość czasowa ich tworzenia nie wpłynie znacząco na wyniki dalszych badań. Wciąż jednak nie dają pełnego obrazu sytuacji. Aby bowiem w pełni zaklasyfikować konkretny teren pod kątem projektowania sieci kanalizacyjnej (parametr C), samo wykorzystanie użytkownika terenu okazało się niewystarczające. Wynika to głównie z faktu przyjęcia w nim jedynie kryterium gospodarczego. Przekładałoby się to na odgórne zaklasyfikowanie np.: terenów zieleni miejskiej do kategorii C5, gdzie właściwym wariantem jest C1 (lub w wyjątkowych przypadkach C2). Z uwagi na powyższe, wymaganym stało się przyjęcie dodatkowego kryterium podziału przestrzeni miejskiej (w postaci rozróżnienia istniejącego pokrycia powierzchni w poszczególnych typach użytkowania). W omawianym aspekcie, możliwą opcją rzetelnego podziału krajobrazu miejskiego, ze względu na rzeczywiste użytkowanie i pod kątem zagrożenia opadowego, jest analiza wegetacji NDVI. Założeniem początkowym wynikającym bezpośrednio z metody jest fakt, iż obszary wykorzystywane jako usługowe lub mieszkalne, będą posiadały mniejszą spektralną wartość odbicia (utożsamianą zazwyczaj z mniejszą wegetacją na tym obszarze) niż np.: obszary rekreacyjne, leśne czy obszary zieleni miejskiej. Eliminuje to również wcześniej wspomniane nieprawidłowości klasyfikowania takich terenów jako silnie zagrożonych podtopieniami. Zatem aby w pełni oddać obraz klasyfikacji C miasta, należało wykonać obie powyższe analizy jednotorowo, a następnie dokonać ich zespolenia. W wyniku tych operacji powstała uśredniona skala wartości indeksu NDVI dla poszczególnych grup CLC (Tab.2.1.1).

Tab. 2.1.1. Klasyfikacja wartości NDVI według kryterium C

Wartość NDVI	Klasa C	Typ Terenu
>0.3	C1	tereny wiejskie
>0.3	C1	tereny miejskie zielone
0.26-0.3	C2	tereny mieszkalne
0.1-0,26	C5	obszary usługowe i przemysłowe - centra miast
<0.1	C0*	wody
		obszary nieklasyfikowane

*C0 - zerowa możliwość podtopień - teren składa się wyłącznie z obszarów stale pokrytych wodą

Na tej podstawie możliwe stało się dokonanie podziału klas CLC na poszczególne grupy C, co przedstawia tabela (Tab. 2.1.2).

Tab. 2.1.2. Klasyfikacja typów CLC względem kryterium C wraz z uśrednionymi wartościami NDVI

Typ CLC	Uśrednione NDVI	Klasyfikacja C
311 - Lasy liściaste	0,510	C1
313 - Lasy mieszane	0,456	C1
324 - Lasy i roślinność krzewiasta w stanie zmian	0,415	C1
231 - Łąki, pastwiska	0,374	C1
243 - Tereny zajęte głównie przez rolnictwo z dużym udziałem roślinności naturalnej	0,369	C1
141 - Tereny zielone	0,368	C1
242 - Złożone systemy upraw i działek	0,365	C1
211 - Grunty orne poza zasięgiem urządzeń nawadniających	0,364	C1
142 - Tereny sportowe i wypoczynkowe	0,361	C1
312 - Lasy iglaste	0,347	C1
333 - Roślinność rozproszona	0,322	C1
411 - Bagna śródlądowe	0,322	C1
112 - Zabudowa miejska luźna	0,272	C2
133 - Budowy	0,251	C5
124 - Lotniska	0,247	C5
121 - Tereny przemysłowe lub handlowe	0,195	C5
331 - Plaże, wydmy, piaski *	0,190	C1
123 - Porty	0,187	C5
122 - Tereny komunikacyjne i związane z komunikacją drogową i kolejową	0,186	C5
111 - Zabudowa miejska zwarta	0,179	C5
523 - Morze i ocean	0,058	C0**
512 - Zbiorniki wodne	0,056	C0**
511 - Cieki	0,032	C0**

*Obszar wydm i plaż ręcznie sklasyfikowany jako C1

**Typ sztuczny nie będący częścią analiz z uwagi na stałe pokrycie wodą

Dla całości obszaru badawczego najczęściej spotykanym typem jest C1. Wartym odnotowania jest również fakt istnienia sztucznie wymuszonej klasy C0. Nie wykazuje ona podatności na podtopienia z racji tego, iż obszary te są stale pokryte wodą lub są zbudowane na wodzie. w przypadku dalszych analiz podatności na podtopienia takie obszary będą pomijane. Jedynie typ 331 z powodu swojej roli oraz specyfiki pokrycia jest nieklasyfikowany tą metodą. z uwagi jednak na znikome wykorzystanie mieszkalne obszarów wydm i plaż, został on ręcznie zaklasyfikowany jako C1. Raport z analizy wraz z dokładnymi statystykami poszczególnych typów pokrycia względem NDVI przedstawiony został w załączniku 1 (Zał. 1).

Przestrzenne rozmieszczenie omawianych wartości, po uprzedniej agregacji poligonów tożsamyh, przedstawione zostaną w kontekście gdańskiego systemu zagospodarowania wód opadowych w rozdziale 6.

Przygotowanie podziału sum opadów ze względu na natężenie

Kolejną metodą matematyczną zastosowaną w pracy jest metoda unifikacji wartości do jednej płaszczyzny, którą wykorzystano do interpretacji opadu godzinnego. Metoda ta zakłada ujednoczenie wartości lub formatu zapisu podobnych zmiennych o różnej rozpiętości punktu odniesienia. Pozwala to sprowadzić poszczególne podobne parametry danej analizy lub bazy danych do wartości porównywalnych. Możliwości tej metody przedstawiają w swojej pracy Kasza z zespołem (2018) zwracając jednocześnie uwagę na problemy wynikające z jej globalnej adaptacji. Najprostszym przykładem jej wykorzystania jest zmiana punktu odniesienia prędkości z godzin na sekundy ($\text{km}\cdot\text{h}^{-1}$ na $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$), gdzie po szeregu unifikacji dowolne prędkości można sprowadzić do wymiaru $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$, przy jednoczesnym zachowaniu ich rzeczywistego odzwierciedlenia. W pracy przeprowadzona ona będzie w odniesieniu do natężenia opadu godzinnego w oparciu o możliwości przepustowe systemu odprowadzania wody. Dokonuje się jej poprzez matematyczne rzutowanie poszczególnych danych do konkretnego punktu odniesienia, poprzez zwiększenie lub zmniejszenie pozostałych z nich o krotność zmian w tych punktach. W pracy, wymiarem, do którego sprowadzane są pozostałe, jest wysokość opadu godzinnego możliwego do odprowadzenia z danego obszaru. w przypadku opadu o takiej samej wysokości, ale trwającym krócej, odpowiednio zmniejszy się możliwość jego odwodnienia. Pozwoliło to nie tylko na zobrazowanie funkcjonowania systemu w rzeczywistych warunkach opadu godzinnego, ale również ukazanie jego

niewydolności w sytuacjach deszczy nawalnych o wyższym natężeniu. Metoda ta pozwoliła na pokazanie możliwości odprowadzania wody w poszczególnych scenariuszach, różniących się liczbą wpustów ulicznych w jednostce odwadniającej. Każda transformacja surowych wartości niesie jednak za sobą ryzyko wypaczenia wyników końcowych. Dla omawianego aspektu może się to objawiać zmniejszeniem amplitudy rozpiętości danych (Wang i in. 1991). Należy zatem pamiętać, iż wszystkie obliczenia zostały przeprowadzone na surowych danych przed unifikacją. Ta zaś służyła jedynie lepszemu zobrazowaniu i porównywaniu wyników oraz wizualizacji danych (Burszta-Adamiak i in. 2018).

Wykonano również analizę możliwości ekstrapolacji sum opadu, pozyskanych z sieci ARMAAG, na cały obszar badań. Dokonano tego dzięki porównaniu tych danych z inną niezależną serią opadową IMGW, o lokalizacji możliwie najbardziej oddalonej od posterunku bazowego. Jak wykazały analizy korelacji liniowej między seriami dla roku, wykazują one (wg klasyfikacji Guilford'a) (Nadobnik 2018) bardzo silną korelację, istotną statystycznie dla $\alpha=0,05$. Jest ona tym silniejsza, im obszar jest bliżej posterunku bazowego. Obszary takie będą cechowały się silnym zurbanizowaniem powierzchni. Jest to istotne w kontekście prowadzonych badań, z uwagi na to, iż to głównie na takich terenach proponowane są omawiane w pracy modernizacje. Biorąc pod uwagę statystyki obie serie wykazują znaczne podobieństwo. Dla trzyletniego zbioru danych, sumy opadów wykazują rozbieżność jedynie o 36 mm (2120 do 2156), zaś średnia wysokość opadu z tego okresu różni się zaledwie o 0,03 mm. Na tej podstawie można domniemywać o reprezentatywności sieci ARMAAG dla obszaru badawczego, w szczególności dla najważniejszego z perspektywy niniejszej pracy centrum miasta.

Wykonano również analizę warunków pluwialnych okresu badawczego na tle wielolecia. Ukazała ona podobieństwo rocznych sum opadów do pozostałych lat z okresu 2000 - 2013. Wyraźnie jednak zarysowuje się oddziaływanie zmiany charakterystyk klimatu w postaci zwiększonych amplitud. W szczególności odznacza się wzrost sum opadów w lecie (czerwiec - sierpień). W tym też okresie dochodzi do najczęstszego przelania studzienek kanalizacyjnych powodowanych deszczami nawalnymi.

Przygotowanie scenariuszy funkcjonowania sieci

W pracy wykorzystana zostanie również metoda scenariuszowa (Magruk 2012). Główną zaletą jej stosowania jest możliwość symultanicznego badania konkretnego rozwiązania w różnych warunkach zewnętrznych. W pracy za jedną z głównych zalet scenariuszy badawczych uznano możliwość analizy wpływu zastąpienia obecnego systemu poprzez nowe rozwiązania techniczne. Polega to w pierwszej kolejności na wyznaczeniu obszarów o różnym zagęszczeniu infrastruktury kanalizacji deszczowej, a następnie symulowaniu przeprowadzania tam modernizacji. Poszczególne scenariusze definiowane będą więc dwuwymiarowo. Pierwszą zmienną będzie zasięg i gęstość wpustów kanalizacji deszczowej w oknie teselacyjnym. Drugim kryterium będzie wprowadzenie na danym obszarze potencjalnych modernizacji infiltracyjno-inżynierskich, wprowadzających możliwość infiltracji wody opadowej w głąb gruntu. Poszczególne scenariusze oznaczone numerami od 0 do 4 będą odpowiadały wspomnianej liczbie wpustów. Scenariusze, w których modernizacje będą obecne, opatrzone zostaną indeksem + w symbolu im odpowiadającym.

2.2. Model Błaszczyka i jego implikacje w postaci przelań i ich tempa

Model Błaszczyka

Najczęściej stosowanym w Polsce sposobem wymiarowania przepustowości sieci kanalizacji deszczowej jest model Błaszczyka. Określa się go wzorem (Kazimierczak, Kotowski 2012):

$$q = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 C}}{t^{0,67}} \quad (2.2.1)$$

gdzie:

q - jednostkowe (miarodajne) natężenie deszczu, $dm^3/(s \cdot ha)$,

t - czas trwania deszczu, [min],

H - wysokość opadu normalnego (średniego z wielolecia), [mm],

C - częstość występowania deszczu o natężeniu q lub większym (z przewyższeniem), [lata]

Często dla obszaru Polski używa się również jego wersji uproszczonej, zakładającej odgórną wartość H jako 600 mm. Autor jednak, z racji na odmienne wartości opadu z wielolecia w Gdańsku (omówione szerzej w rozdziale 3), zdecydował się na korzystanie z jego formy oryginalnej. Uproszczony wzór przyjmuje postać

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{C}}{t^{0,67}} \quad (2.2.2)$$

q - jednostkowe (miarodajne) natężenie deszczu, $dm^3/(s \cdot ha)$,

t - czas trwania deszczu, [min],

C - częstość występowania deszczu o natężeniu q lub większym (z przewyższeniem), [lata]

Wartość końcowa otrzymana ze wzoru, wskazuje więc na predyspozycje danego obszaru na przyjęcie konkretnego natężenia dopływu wody opadowej. Przekłada się to na sugerowane wymiarowanie przepustowości całej sieci kanalizacji deszczowej. Samo wymiarowanie polega na odpowiednim wyznaczeniu między innymi rozlokowania wpustów oraz orurowania poprzecznego wraz z kanałami, określenia długości oraz ϕ poszczególnych ich składowych jak również użytych do ich budowy materiałów. Należy mieć jednak świadomość iż jest bardzo złożony problem którego końcowym produktem jest system mający określoną przepustowość. Istotną kwestią jest też zmienność obszarowa jednej ze składowych wzoru - parametru C . Różnicuje go bowiem w znaczny sposób użytkowanie oraz pokrycie badanej powierzchni (Tab.2.2.1) (Masłowski 2020). Jak nietrudno zauważyć, wartości końcowe sugerowanych

przepustowości będą się znacząco różnić w zależności od parametru C. Dlatego też tak istotne było jak najdokładniejsze zbadanie granic poligonów im odpowiadającym. Warto też wspomnieć o braku obecności tak charakterystycznej dla Gdańska klasie pokrycia powierzchni, jaką jest woda powierzchniowa. Jej brak wynika ze specyfiki zagadnienia - z obszarów stale pokrytych wodą nie odprowadza się wód opadowych. W uproszczeniu można więc obszary takie sklasyfikować jako C0 i pomijać w dalszych analizach.

Tab. 2.2.1. Zróżnicowanie powierzchniowe ogólnych klas parametru C modelu Błaszczyka

Klasa C	Objęte tereny
C1	tereny pozamiejskie
C2	tereny mieszkalne
C5	obszary usługowe i przemysłowe - centra miast
C10	podziemne obiekty komunikacyjne

Najważniejszym aspektem poprawnego wymiarowania sieci kanalizacyjnej jest dopasowanie jej możliwości i wydajności do istniejącej sytuacji środowiska geograficznego, związanej przede wszystkim z pokryciem terenu oraz szczelnością podłoża w postaci jego "zabetonowania". W przypadku pominięcia takiego założenia musiałaby zajść prawidłowość identycznego potencjału odprowadzania wody opadowej np. w centrach miast oraz w lasach. Jako, iż analiza potencjału infiltracyjnego powierzchni miejskiej przeczy takiemu założeniu (Szruba 2019) istotne jest, aby poszczególne elementy składowe krajobrazu miejskiego traktować osobno.

Wyznaczenie kubatury elementów kanalizacji

W celu wyznaczenia czasu przelania poszczególnych studzienek (podczas opadu przewyższającego ich zdolność retencyjną), należy przede wszystkim znać kubaturę poszczególnych ich części. Stało się to możliwe poprzez dokładne zwymiarowanie elementów wchodzących w ich skład, a w szczególności orurowania pionowego i osadnika. Istotną kwestią było również natężenie tempa przyrostu naddatku wody opadowej. Oblicza się go poprzez wyznaczenie różnicy między przepustowością graniczną systemu, a natężeniem opadu. Następnie dzięki prostym obliczeniom hydraulicznego napełniania bryły, można było określić czas potrzebny na przelanie jednej lub kilku studzienek.

Z racji zawartej w dokumentacji (GDDP 2006) wytycznej rozmieszczenia wpustów ulicznych do wyznaczania obszarów problemowych - należy je teselować. Polega to na podziale badanego obszaru na poligony o określonej powierzchni. W przypadku danych w niniejszej pracy będą one wynosiły 800 m², co pokrywa się z zasięgiem wyznaczonym na podstawie wspomnianej dokumentacji. Problematyczny w tym przypadku jest fakt braku ścisłych wytycznych przestrzennych (określane są wytyczne o zawartości) odnośnie kreślenia topologii takich poligonów. Prowadzi to do sytuacji ich niejednorodności w obrębie teselowanego obszaru i może skutkować ich intencjonalnym wyznaczeniem. Może to implikować "łagodniejsze" traktowanie wytycznych.

Wyznaczenie tempa przelań

Z racji ciągłego operowania na określonym oknie teselacyjnym (800 m²), możliwe stało się więc wyznaczenie dla niego czasu trwania poszczególnych części zjawiska w relacji opad - odprowadzenie wody (Joo i in. 2014). Znaczy to, że należy wyznaczyć czas od momentu rozpoczęcia opadu do całkowitego zalania studzienek, czas od przelania do końca trwania opadu oraz czas od końca opadu do całkowitego odprowadzenia nadmiaru wody. Za całkowite odwodnienie terenu rozumie się odprowadzenie z powierzchni wody opadowej, nie zaś dalsze opróżnienie kubatury studzienek. Mimo, iż różnica między obiema wartościami sięga od kilku do kilkunastu sekund, jest ona istotna pod kątem dokładnego obliczania rozpiętości czasowej zjawiska. Istotnym jest możliwość włączenia do obliczeń wspomaganie systemowe zagospodarowania wody w postaci infiltracji, znacznie zmniejszającej czas trwania poszczególnych etapów procesu.

Wyznaczanie krytycznych wysokości opadu odprowadzanych przez system oraz wyznaczenie spektrum ilości przelań w okresie badawczym

Do jednych z ważniejszych elementów pracy należała analiza historycznych epizodów deszczowych pod kątem możliwych przelań kanalizacji deszczowej. Ich rozpiętość czasowa wynosi (zgodnie z zakresem czasowym pracy) okres 01.01.2016-31.07.2020. Przeprowadza się ją poprzez zestawienie wysokości opadu z możliwością systemu w jednostce teselacyjnej. Ogólne przepustowości systemu kanalizacji deszczowej oparte są na modelu Błaszyka omówionym wcześniej. "Przepustowość"

infiltracyjna zaś, bazowana jest na tempie infiltracji wody w głąb gruntu na podstawie ujednoczonego współczynnika filtracji. Ważnym elementem tej analizy jest konwersja tych danych do postaci wysokości opadu godzinnego na danym obszarze. Jest to możliwe z powodu przyjęcia stałego okna teselacji w postaci 800 m² (zgodnej z wytycznymi rządowymi) oraz wyznaczenia hipotetycznych, granicznych natężeń opadu. Przyjmują one postaci rzeczywistego zmierzonego opadu godzinnego, trwającego 60 minut oraz teoretycznych sytuacji problemowych, podczas których ta sama objętość opadu dostarczana jest w tempie 10, 15, 30 oraz 45 minut. Dzięki temu możliwe stało się wyznaczenie maksymalnej wysokości opadu godzinnego, który jest w stanie zagospodarować system, w konkretnych warunkach pluwialnych. Pozwala to na bezpośrednie porównanie skuteczności całości procesu i wyznaczenie epizodów, w których system nie będzie mógł odprowadzić nadmiaru wody z opadu i nastąpi przelanie studzienek. Dla danych odnoszących się do wymiarowania sieci przyjęto symbole od C1 do C10, zaś czas trwania deszczu przedstawiono przy pomocy sygnatur od T10 do T60 (Tab. 2.2.2).

2.2.2. Wyjaśnienie symboli wykorzystanych w macierzach przepustowości

Symbol	Znaczenie
T10	Opad trwający 10 minut w skali opadu godzinnego
T15	Opad trwający 15 minut w skali opadu godzinnego
T30	Opad trwający 30 minut w skali opadu godzinnego
T45	Opad trwający 45 minut w skali opadu godzinnego
T60	Opad trwający 60 minut w skali opadu godzinnego
C1	Obszar reprezentatywny dla typu C1 z modelu Błaszczyka
C2	Obszar reprezentatywny dla typu C2 z modelu Błaszczyka
C5	Obszar reprezentatywny dla typu C5 z modelu Błaszczyka
C10	Obszar reprezentatywny dla typu C10 z modelu Błaszczyka

Weryfikacja terenowa i satelitarna lokalizacji sieci metodą próbkowania

Kolejną zastosowaną metodą jest weryfikacja przyłączy sieci oraz lokalizacji studni na podstawie danych satelitarnych. Dane satelitarne, poza oczywistymi możliwościami analizy spektralnej danych (takich jak przedstawione już NDVI), pozwalają w łatwy sposób zweryfikować położenie poszczególnych miejsc, czy obiektów w przestrzeni. Służy temu przede wszystkim ortofotomapa, która ze względu

na dokonywane podczas jej tworzenia ortorektyfikacje, najpełniej (co nie znaczy idealnie) oddaje rzeczywiste lokalizacje obiektów w rzucie z góry (Lach i in. 2002). W pracy pozwoliło to na weryfikację liczby studzienek i przyłączy na konkretnych obszarach.

Próbkowanie polega przede wszystkim na wybraniu z całości danych elementów reprezentatywnych (poligonów), a następnie na sprawdzeniu na nich prawdziwości stawianych założeń. Pozwoli to na potwierdzenie tych założeń dla całości danych. Co ważne, możliwości dokonywania takiego próbkowania, zależą w dużej mierze od rozdzielczości przestrzennej rastra wejściowego. Jest on składany z różnych pobrań poszczególnych zdjęć, przez co dokładność danej ortofotomapy może się różnić w zależności od miejsca. Sprawia to, iż w niektórych obszarach pewne istotne informacje mogą być nie do uchwycenia lub ich obraz może być zniekształcony. Prowadzi to do wymogu prowadzenia w tych miejscach również próbkowania terenowego in situ. Zakłada ono ręczną (satelitarną oraz terenową) weryfikację prawdziwości analizowanych danych.

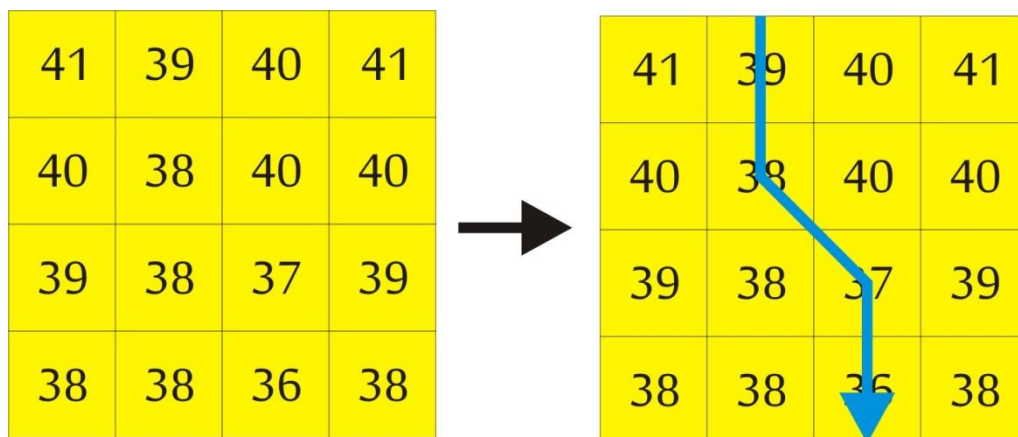
Zostały one przeprowadzone jednokrotnie dla każdego obszaru wyszczególnionego w pracy, jako przykład obszarów zagrożonych podtopieniami oraz części obszarów poza nimi. Składało się ono z wielu etapów. Należały do nich dokumentacje fotograficzne, obejmujące zarówno miejsca wyszczególnione jako reprezentatywne dla poszczególnych scenariuszy oraz fotografie potwierdzające jakość odprowadzania wody na poszczególnych rodzajach powierzchni w czasie trwania opadu.

Metoda próbkowania okazała się niezwykle pomocna przy ekstrapolacyjnym wnioskowaniu dla całego obszaru badawczego. Polegała ona na ręcznym liczeniu wpustów ulicznych oraz studzienek rewizyjnych, wraz z potwierdzeniem ich wymiarów z dokumentacji, dla miejsc nie objętych szczegółową analizą. Pozwoliło to na wyznaczenie miejsc problematycznych z perspektywy odwadniania będącego później reprezentatywne dla poszczególnych scenariuszy. Pomogło również odpowiedzieć na pytanie, czy podtopienia opadowe w Gdańsku to problem pojedynczych obszarów, czy też zjawisko powtarzające się w wielu jego częściach.

2.3. Możliwości modernizacji stanu obecnego i ich ewaluacja

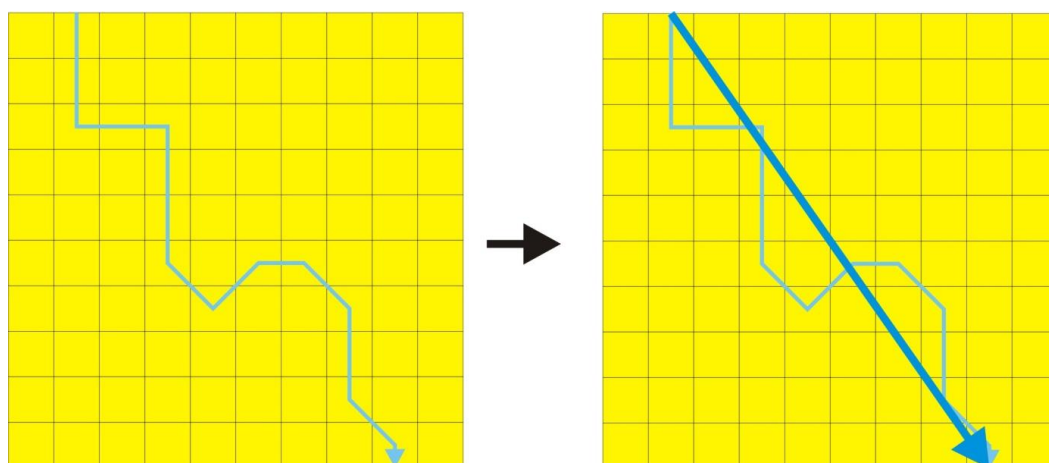
Wyznaczenie kierunków spływu powierzchniowego

Istotnym pod względem badań odprowadzenia wód opadowych miasta jest aspekt powierzchniowego spływu wód w mikroskali. Aby uzyskać informację o spływie powierzchniowym, należy dokonać analizy danych hipsometrycznych, w celu uzyskania rastrów ekspozycji i spadków terenu. Szczególnie istotna jest pierwsza z wymienionych analiz, gdyż na jej podstawie określić można ogólną trajektorię spływu wody po powierzchni (Webb i in. 2017). Zastosowano więc metodę analizy spadków i ekspozycji wraz z kierunkami spływu wody powierzchniowej. W skali, do której użyto tych metod (powierzchnia ok. 10000 m²) dokładność tej analizy okazała się niewystarczająca. W tym celu należało wzbogacić ją o symulację ruchu wody piksel po pikselu. Metoda ta pozwala z dużą dokładnością przewidywać kierunek spływu wody. Jej dokładność jednak zależy od rozdzielczości danych hipsometrycznych. Z racji dostępności rastrów DEM o rozdzielczości 1 m, metoda ta okazała się wystarczająco dokładna. Bada ona wysokości poszczególnych pikseli rastra, wyznaczając dla każdego z nich kierunek (w postaci wektora) do najbliższej komórki o najmniejszej wysokości. Analiza ta jest powtarzana dla każdego piksela w rastrze, pomijając wartości na obwiedni. Wizualizację schematu działania tej metody w odniesieniu do części rastra obrazuje poniższa rycina (Ryc. 2.3.1).



Ryc. 2.3.1. Wizualizacja symulacji przepływu wody piksel po pikselu dla wycinku rastra

Często spotykaną sytuacją jest możliwość wyznaczenia wektorów niezgodnych kierunkami w zależności od skali. Jest to spowodowane punktem odniesienia dokładności analizy. Dla większych obszarów wizualizacja wektorów na poszczególnych pikselach byłaby niewidoczna, przez co stosuje się uproszczoną wizualizację (Ryc.2.3.2.). Mimo, iż lokalne kierunki są odmienne od wielkoskalowego wektora, pokazuje on końcowy azymut spływu wody. Zjawisko to zauważyć można nie tylko poprzez komputerową obróbkę danych. Podobna sytuacja ma miejsce również poprzez tworzenie spływu po powierzchni w sposób analogowy (Jarvis 1976).



Ryc. 2.3.2. Wizualizacja dokładności wektora kierunku spływu wody w zależności od skali

Wyznaczenie możliwości infiltracyjnych dla obszarów o różnej zabudowie i warunkach geologicznych

Istotnym pod kątem analizy możliwości adaptacji powierzchni miejskiej w celu retencji opadu, jest rozpoznanie predyspozycji oraz tempa przepływu wody w poszczególnych warstwach, poprzedzających grunty wodonośne. Można to nazwać przeprowadzeniem analizy tempa przepływu wody w gruncie. Metoda ta pozwala na sprawdzenie, czy istnieją geologiczne przesłanki, aby teren ten nadawał się do odprowadzania wody opadowej metodami infiltracyjnymi. Jeżeli więc natężenie opadu atmosferycznego przewyższa tempo infiltracji, jakkolwiek modernizacja in situ jest bezcelowa. Pierwszym etapem wspomnianej analizy jest więc ujednoczenie wartości współczynnika k filtracji dla wszystkich rodzajów gruntów w profilu. Dokonuje się go na podstawie składu i miąższości poszczególnych warstw w profilu do warstwy wodonośnej.

W uproszczeniu, wzór na ogólny współczynnik przyjmie postać (Pruszkowska-Caceres 2016 - przekaz ustny):

$$k_o = p_1 \cdot k_1 + p_2 \cdot k_2 + \dots + p_n \cdot k_n \quad (2.3.1)$$

gdzie:

k_o - ujednolicony ogólny współczynnik filtracji

p_1, p_2, p_n - procentowy udział miąższości poszczególnych warstw w profilu

k_1, k_2, k_n - uśredniony współczynnik filtracji dla poszczególnych typów gruntu (Gruchot 2003)

Dzięki temu można wyznaczyć uśredniony czas infiltracji wody do warstwy wodonośnej. Dokonuje się go poprzez przekształcenie wzoru prędkości w stosunku do czasu:

$$V = \frac{s}{t_p} \rightarrow t_p = \frac{s}{V} \quad (2.3.2)$$

gdzie:

V - prędkość

s - droga

t_p - czas

Znając ogólny współczynnik filtracji profilu oraz miąższość całego profilu, wyznaczono czas przepływu wody. Było to szczególnie istotne w przypadku przeprowadzonej analizy uwypuklenia różnic między poszczególnymi scenariuszami badawczymi. Dzięki temu można było porównać zarówno prędkości, jak i czas odprowadzenia wody z obszaru bez oraz przy zastosowaniu modernizacji. Sama wartość współczynnika filtracji miała również zastosowanie w obliczeniach możliwości przelań przy konkretnych natężeniach opadu.

Wyznaczenie możliwości zwiększenia przepustowości systemu dla różnych inwestycji

Aby móc przeprowadzić wyszczególnioną w tytule analizę należało połączyć wspomniane tempo infiltracji wody z jej możliwościami w poszczególnych rozwiązaniach modernizacyjnych. Odbywa się to poprzez symultaniczną analizę danych współczynnika filtracji dla profili inżynierskich gruntu (zarówno warstw naturalnych jak i warstw sztucznych) oraz możliwości infiltracyjnych poszczególnych rozwiązań.

Każde z omawianych modernizacji cechuje się innym procentem powierzchni chłonnej, co pozwala na późniejszą ewaluację ich pod kątem infiltracyjnym. Dla przykładu, w związku z budową używanej w Polsce kostki ażurowej ich powierzchnia chłonna wynosi od 30 do 50 %. Dla najczęściej stosowanych osiąga ok. 45 %. Sprawia to, iż efektywna infiltracja z omawianego obszaru będzie odpowiednio niższa w porównaniu do powierzchni w 100 % czynnej. Często jednak to nie powierzchnia czynna, a budowa wewnętrzna danej modernizacji będzie warunkowała jej wodochłonność. W przypadku geokomponentów zwiększających właściwości porowe asfaltu, powierzchnia chłonna obejmuje cały jego obszar, jednak ze względu na tworzywo, wielkość porów oraz ich zużycie - sięgać będzie w przeliczeniu od 20 do 60 %. Geokomponenty, które znalazły zastosowanie na części odcinków drogowych w naszym kraju, mają powierzchnię porową wynoszącą ok. 25 - 30% (Danowski 2017). Jeszcze inną sytuacją jest całkowity transport wody drogą powierzchniową do niecek chłonnych lub zbiorników. Wtedy powierzchnię czynną należy analizować dla miejsca docelowego transportu, nie zaś miejsca opadu. Czynnikiem warunkującym jej odprowadzenie jest wtedy czas i tempo jej powierzchniowego przemieszczenia, uzależniona silnie w stosunku do natężenia opadu. Niezależnie jednak od wybranej infrastruktury analiza ta była niezbędna do dalszego kategoryzowania wspomnianych modernizacji.

Ewaluacja metodą reguł decyzyjnych

Następną metodą zastosowaną w pracy jest metoda reguł decyzyjnych (Karlsson, Johannesson 2012). Zakłada one przyjęcie odgórnych reguł, którymi należy kierować się przy dokonywaniu dowolnej decyzji, w odniesieniu do całości posiadanych danych czy informacji. W niniejszej pracy zostały one użyte podczas przypisywania rangi kwantylowej (od 0 do 1), poszczególnym elementom rozwiązań, ograniczających liczbę możliwych podtopień. Znaczną zaletą tej metody jest możliwość jednoznacznego porównania wszystkich aspektów decyzyjnych, poprzez zastosowanie identycznych reguł dla całego zbioru. Wymaga to odpowiedniego przygotowania danych oraz dobrania odpowiednich reguł. Powinny one według definicji, w jak najlepszy sposób wyjaśniać jak największy zbiór. Sytuacją idealną jest więc możliwość zastosowania każdej z nich do wszystkich danych w zbiorze. Metoda ta używana jest w wielu gałęziach nauki, również w tych o danych czysto dyskretnych. Kompilacja

danych liczbowych oraz dyskretnych, jakimi cechuje się znaczna część nauk geograficznych, pozwala wbudowanym w nią regułom, jeszcze lepiej odzwierciedlać i klasyfikować ogół danych (Karlsson, Johannesson 2012, Szczęch 2007).

Odnosząc ją do konkretnych danych służących realizacji celu głównego niniejszej pracy, stworzono jedną regułę nadrzędną (Ryc. 2.3.1), która później adaptowana jest do każdego aspektu proponowanych rozwiązań. Skupia się ona na badaniu konkretnych aspektów poszczególnych modernizacji gruntu, polepszających jego możliwości infiltracyjne. Będą do nich należeć między innymi koszty takiej inwestycji i trwałość jej funkcjonowania. Niezależnie jednak od niej, główna reguła pozostaje taka sama - zmienia się jedynie jej kontekst w oparciu o dane liczbowe oraz wiedzę badacza. Wszystkie elementy wraz z nadanymi im wagami określa tabela (2.3.2).

Tab. 2.3.1. Schemat reguły nadrzędnej kryterium klasyfikacji modernizacji

Wartości przypisane poszczególnym aspektom (W)	Kryterium przyznawania wartości
$W = 0$	Całkowity brak matematycznych lub realnych szans na funkcjonowanie wprowadzonej zmiany
$W \in (0,1)^*$	Możliwość wprowadzenia zmian, lecz ze świadomością braku możliwości realizacji jej pełnego potencjału
$W = 1$	Możliwość pełnego zaadaptowania zmian bez żadnych przesłanek działających na jej niekorzyść
*wartość zależy od danych wynikających z analiz (kwantyl pogorszenia potencjalnych możliwości adaptacji) oraz wiedzy badacza w oparciu o dany aspekt zagospodarowania wody opadowej	

Tab. 2.3.2. Zestawienie aspektów modernizacji w regułach decyzyjnych

Aspekt modernizacji	Przypisana waga
Teoretyczna poprawa jakości odprowadzania wody	5
Praktyczne możliwości funkcjonowania inwestycji	5
Koszta inwestycji	3
Trwałość inwestycji	2
Użytkowość miejska	1

Jak wynika z przedstawionych informacji analiza ta przyjmie wartości od 0 do 1 dla każdego aspektu proponowanego rozwiązania. Następnie poprzez zsumowanie ich poszczególnych rang z uwzględnieniem ich wag, możliwe jest podjęcie decyzji o najlepszym rozwiązaniu. Uproszczony wzór finalnej klasyfikacji modernizacji wygląda następująco:

$$(K_1 * W_1 + K_2 * W_2 \dots) * O' = K_o \quad (2.3.3)$$

gdzie:

K_1, K_2, \dots - wartości poszczególnych aspektów warunkujących inwestycje

W_1, W_2, \dots - wagi poszczególnych aspektów

K_o - ogólna ocena modernizacji

O' - wartości mnożone przez 0 jeżeli jedna z wartości składowych jest równa 0. Jeżeli dane rozwiązanie jest całkowicie niewykonalne w praktyce, wtedy - bez względu na pozostałe parametry - ogólna ocena powinna wynieść 0.

2.4. Składowe bezpieczeństwa przed i po modernizacjach oraz realność ich implementacji

Matematyczny model nierówności krytycznej

Jednym z przystępnych sposobów na porównywanie wielowymiarowych zmiennych jest zastosowana w pracy metoda nierówności wartości krytycznych. Pozwala ona na wyznaczenie procentowych relacji między zmiennymi po obu stronach równania.

W niniejszej pracy zastosowano wspomniane rozwiązanie do zbadania możliwości systemu odprowadzającego wodę, w stosunku do zwiększonych wysokości opadu atmosferycznego. Jest to nowatorski sposób autora na wykorzystanie tej metody w rozwiązaniu kwestii zagospodarowania opadów. Według wiedzy autora nie została ona wcześniej w tym kontekście użyta w dotychczasowych zbiorach literaturowych. Wobec powyższego, jest to jego autorska próba takiej adaptacji, co jest istotną częścią dalszych etapów pracy.

Aby móc adaptować tę metodę do wspomnianych warunków, należy wyjść od jej pierwotnej ogólnej matematycznej postaci. Przyjmuje ona następującą formę:

$$ax^*by^*cz^*dw^*... \geq a'x'^*b'y'^*c'z'^*d'w'^*... \quad (2.4.1)$$

Przy założeniu iż:

$$* \sum x+y+z+w+... = \sum x'+y'+z'+w'+...$$

** $a \leftrightarrow a'$ (współczynniki są współwymiarowe oraz porównywalne), analogicznie $b \leftrightarrow b'$, $c \leftrightarrow c'$...

$$*** \sum (a+a') + (b+b') ... \in R$$

gdzie:

$a, b, c, d, ...$ - wartość współczynnika parametru $x, y, z, w, ...$

$x, y, z, w, ...$ - parametry wejściowe analizy

$a', b', c', d', ...$ - współczynniki analogiczne do $a, b, c, d, ...$ po przeciwnej stronie nierówności

$x', y', z', w', ...$ - parametry analogiczne do $x, y, z, w, ...$ po przeciwnej stronie nierówności

Z powodu braku sprecyzowanych jednostek poszczególnych współczynników wzór ten jest stosunkowo łatwy w adaptacji do potrzeb badawczych. Metoda ta pozwala porównać poszczególne modyfikacje przyjętego modelu wejściowego, w stosunku do jego ogólnej skuteczności (Ling, Yang 2006). Zastosowana analiza wartości stanów krytycznych, szeroko wykorzystywana jest w technologiach inżynierskich. Przykładem tego jest jej zastosowanie w obliczeniach wytrzymałości kształtowników

bocznych w drogach wraz z ich podatnością na wyboczenia (Glinicka 2005). Innym przykładem, w którym ten model matematyczny wykazuje dobre rezultaty, jest praca Gila i Golewskiego (2017), w której autorzy porównują krytyczny współczynnik naprężeń betonu, zmieniając jeden parametr - dodatek pyłu krzemionkowego. Warto nadmienić, iż ogólna postać wspomnianej nierówności pozwala na dowolne jej wzbogacanie o poszczególne zmienne (o ile zachowują między sobą wyszczególnione wcześniej założenia) w dowolnym kroku czasowym. Dzięki temu uzyskuje się możliwość bardzo dokładnego wyznaczenia wszystkich elementów wchodzących w skład danego zjawiska. Z racji na jej iloczynową postać, możliwym jest wyznaczenie parametrów constans, czyli niezmiennych w dowolnym kroku czasowym, a tym samym upraszczania postaci wspomnianej nierówności. Przekłada się to na redukcję liczby współczynników po obu stronach nierówności, przez co zmniejsza się też liczba wymiarów, w których rozpatrywane jest całe zagadnienie. Mowa tu jest o redukcji wymiarów spektrum - w tym przypadku matematycznej postaci nierówności.

Adaptacyjny model nierówności krytycznej

Omawiając tak skomplikowany proces jakim jest zagospodarowanie opadów w mieście, należy mieć świadomość jego wielowymiarowości. Składa się ona z wielu czynników, które są szczególnie ważne przy analizach przepustowości w zastosowanej metodzie. Ich dokładne określenie ma więc bardzo ważne znaczenie.

Jednym z podstawowych założeń wstępnych modelu nierówności krytycznej, adaptowanej do postaci odwodnienia, jest poza jej określeniem, również podział wszystkich kwantyfikatorów w oparciu o ich adaptacyjność. Ich podstawowymi typami są:

- I. Parametry constans - zmienne, które będą osiągały taki sam stan niezależnie od wprowadzanych modernizacji;
- II. Parametry sprowadzone do constans - zmienne, które osiągną wartości constans po zastosowaniu określonych konwersji lub nietrwale, których modyfikacja jest niemożliwa lub wysoce nieopłacalna;
- III. Parametry nie constans w obrębie samych siebie w omawianym obszarze lecz niezależne od modernizacji.

IV. Parametry zmienne nie constans warunkujące modernizację.

Wyznacznikiem poprawy bezpieczeństwa miasta przed podtopieniami będzie liczba przełań kanalizacji, z uwzględnieniem wszystkich parametrów zawartych w grupach I-IV.

Do parametrów grupy pierwszej należeć będą:

- Objętość odprowadzanego opadu. Niezależnie od wprowadzonej modyfikacji, objętość opadu będzie stała - rzeczywiście obserwowana danego dnia/godziny.
- Przyjęta jednostka odwadniania - mimo, iż okno teselacji może być zmienne w zależności od kryterium wstępnego - dla omawianej analizy pokrywa się ono z wytycznymi i jest stałe dla sytuacji przed i po modernizacji.
- Tempo parowania - tak jak w przypadku opadu - stałe w obrębie badanego punktu czasowego.

Do drugiej grupy parametrów zaliczane są :

- Tempo infiltracji podziemnej - mimo, iż teoretycznie możliwa jest modernizacja tego parametru, jest ona wysoce nieopłacalna i trudna (Yang, Xia 2013), przez co pozostaje niezmienna w przedstawionych scenariuszach modyfikacji.
- Spadki terenu - zmienność sensowna tylko w określonych obszarach. Jest jednak nieopłacalna i intensywnie ingerująca nie tylko w strukturę miasta lecz również w konstrukcje budowlane takie jak fundamenty. Z tego powodu założenia jest niezmienna w scenariuszach.
- Ekspozycja terenu - analogicznie jak w przypadku spadków - wysoka ingerencja i znaczne koszty dla niewielkich rezultatów.
- Stan techniczny systemu kanalizacji - zakłada się, iż instytucje nadzorujące stan techniczny wykonują na bieżąco działania doraźne, kontrolujące drożność kanalizacji deszczowej (Szruba 2019). Dla modelu pozostaje ona 100%.

Trzecia grupa parametrów obejmuje:

- Natężenie opadu godzinowego - jednakową ilość opadu godzinowego w różnym czasie trwania opadu. Różnicowana jest na teoretyczne kwantyle godziny 10, 15, 30, 45 i 60 min (odpowiednio percentyl 17, 25, 50, 75 i 100).

- Wydajność zastanego systemu kanalizacji - zależne od stanu wymiarowania systemu w konkretnych typach powierzchni. Różnicowana na klasy "C0" C1, C2, C5 oraz C10 przy rosnącej - wraz z klasą - przepustowości.
- Rozległość infrastruktury - ilość studzienek kanalizacji na jednostkę odwadniającą. Różnicowana na 0,1,2 i 3 w oknie teselacji.

Czwarta grupa obejmuje jeden parametr:

- Możliwość infiltracji opadu drogą powierzchniową. Jest to parametr zmienny, według którego różnicowana będzie poprawa bezpieczeństwa.

Wobec powyższego, zaadaptowana teoretyczna postać nierówności krytycznej przyjmie formę:

$$(Pv*V)*(J*A)*(E*Te)*(Iw*k)*(S*o)*(Asp*lm)*(Tch*%dr)*(Ip*q)*(Mb*C)*(Rk*Ls)*(%Ai*k) < (Pv*V')*(J*A')*(E*Te')*(Iw*k')*(S*o')*(Asp*lm')*(Tch*%dr')*(Ip*q')*(Mb*C')*(Rk*Ls')*(%Ai*k')$$

(2.4.2)

Przy założeniu że:

* $ax \leftrightarrow ax'$, ... (współczynniki są współwymiarowe oraz porównywalne)

** $\sum (x+x') + (y+y') \dots \in R$

*** $ax \equiv ax'$, ... (parametry są tożsame po obu stronach nierówności)

Gdzie:

x' - wartość parametru analogicznego po modernizacji

$Pv*V$ - Objętość odprowadzanego opadu wraz z wartością

$J*A$ - Przyjęta jednostka odwadniania wraz z wartością

$E*Te$ - Parowanie wraz z jego tempem

$Iw*k$ - Infiltracja wglębna wraz z tempem w postaci współczynnika k

$S*o$ - Spadek terenu wraz z kątem nachylenia

$Asp*lm$ - Ekspozycja terenu wraz z wartością azymutu

$Tch*%dr$ - Stan techniczny systemu wraz z procentową drożnością infrastruktury

$Ip*q$ - Natężenie opadu wraz z czasem trwania

$Mb*C$ - Możliwości zwymiarowanego systemu wraz z odniesieniem do parametru C

$Rk*Ls$ - Rozległość infrastruktury odwodnieniowej wraz z liczbą studzienek w oknie teselacji

$%Ai*k$ - procentowy udział powierzchni czynnej wraz z wartością współczynnika k

Fakt pojawienia się w jednym z parametrów wartości zero nie sprawia jednak, iż pozostałe wartości po jednej stronie nierówności również przyjmą taką postać. Jest to spowodowane innym punktem odniesienia w stosunku do pozostałych zmiennych (po konwersji tej zmiennej do wymiaru innej, przyjmie ona wartości różne od zera). Przykładowo zerowa liczba studzienek na danym obszarze nie oznacza braku ubytku wody opadowej poprzez parowanie lub spływ powierzchniowy. Model ten jak i poniższe jego rozwinięcia i modyfikacje stanowi podstawę do wyznaczenia wyników w rozdziałach 6, 7 oraz 8.

Wyznaczanie poprawy funkcjonowania systemu w spektrum

Z racji jednolitości niektórych parametrów (grupy I oraz II) po obu stronach nierówności, zmienność ogólna warunkowana będzie w punktach czterowymiarowego spektrum (uproszczenie z pierwotnie jedenastowymiarowego). Dowolny jego punkt odpowiada przecięciu się wymiarów I_p^*q , M_b^*C , $R_k^*L_s$ oraz $\%A_i^*k$

W przypadku gdy w danej godzinie badawczej w oknie teselacji, parametry grupy III będą tożsame, wtedy warunkowaniem wyznacznika przelań w obliczu modernizacji będzie parametr grupy IV. Przyjmie więc on postać:

$$\%A_{ik} > \%A_{ik}' \text{ (scenariusze pierwotne oraz scenariusze +)} \quad (2.4.3)$$

Implikuje to możliwość przedstawienia przelań w kontekście modyfikacji wspomnianej zmiennej (modernizacji infiltracyjnych). Określa ona zależność:

$$U_p = p'/p * 100\%. \quad (2.4.4)$$

gdzie:

U_p - ubytek przelań przy zastosowaniu modernizacji

p - przelania przed modernizacją

p' - przelania po modernizacji

Wartość wynikowa określa procent pozostałych przelań mimo modernizacji. Na tej podstawie wyznaczyć można procentowy przyrost bezpieczeństwa miasta, w obliczu

wszystkich elementów spektrum. W tym celu wartość tą przekształca się prostą procentową funkcją odwrotną:

$$\Delta P = 100\% - U_p \quad (2.4.5)$$

gdzie:

ΔP - procentowy przyrost bezpieczeństwa miasta przed podtopieniami

U_p - ubytek liczby przelań przy zastosowaniu modernizacji

Przedstawione w tym rozdziale parametry poszczególnych grup mają różną genezę. Jedne takie jak tempo parowania czy sumy opadów są naturalne, inne jak infrastruktura odprowadzająca wodę - antropogeniczne. Z perspektywy wprowadzania jakichkolwiek inwestycji istotną kwestią jest potencjalny wymóg adaptowania środowiska. Wobec powyższego na etapie planowania prac, wyznacznik o sztuczności danego parametru może grać kluczową rolę (Chatzidaki, Ventura 2010).. Ich ogólny podział przedstawia tabela 2.4.1.

Tab. 2.4.1. Podział parametrów ze względu na naturalność

Symbol parametru	Parametr	Uwarunkowania wartości
$P_v * V$	Objętość odprowadzanego opadu wraz z wartością	Naturalne
$J * A$	Przyjęta jednostka odwadniania wraz z wartością	Sztuczne
$E * T_e$	Parowanie wraz z jego tempem	Naturalne
$I_w * k$	Infiltracja wgłębna wraz z tempem w postaci współczynnika k	Naturalne
$S * o$	Spadek terenu wraz z kątem nachylenia	Naturalne/Sztuczne
$A_{sp} * I_m$	Ekspozycja terenu wraz z wartością azymutu	Naturalne/Sztuczne
$T_{ch} * \%dr$	Stan techniczny systemu wraz z procentową drożnością infrastruktury	Sztuczne
$I_p * q$	Natężenie opadu wraz z czasem trwania	Naturalne
$M_b * C$	Możliwości zwymiarowanego systemu wraz z odniesieniem do parametru C	Sztuczne
$R_k * L_s$	Rozległość infrastruktury wraz z liczbą studzienek w oknie teselacji	Sztuczne
$\%A_i * k$	procentowy udział powierzchni czynnej wraz z wartością współczynnika k	Sztuczne

3. Wybrane charakterystyki środowiska geograficznego

Jak już zostało przedstawione w rozdziale 1, obszar badań obejmuje teren administracyjny Gminy miasta Gdańska. Z racji jego położenia na styku lądu i morza, posiada on wyjątkową w skali kraju charakterystykę środowiska geograficznego. Do czynników najsilniej go kształtujących zaliczyć można bliskość Morza Bałtyckiego oraz historyczną działalność lądolodu. Należy też pamiętać o silnym wpływie człowieka na kształtowanie krajobrazu miasta, gdyż antropopresja tych obszarów sięga aż X wieku.

3.1. Budowa geologiczna i rzeźba terenu

Jednym z najważniejszych aspektów pracy nad problemem badawczym postawionym w pracy jest dokładne rozpoznanie budowy geologicznej omawianego obszaru. Umożliwi to późniejsze symulowanie wykorzystania struktur przypowierzchniowych w gospodarce opadami w mieście. Budowa geologiczna podzielona będzie na część wgłębną oraz przypowierzchniową. Druga z nich z racji na położenie powyżej lustra pierwszej warstwy wodonośnej ma w tym procesie większe znaczenie, ze względu na infiltrację wód opadowych w jej utworach. Budowa geologiczna wgłębną znajdującą się poniżej pierwszej warstwy wodonośnej ma marginalne znaczenie w kontekście kształtowania się odpływu wody opadowej drogami infiltracyjnymi.

Zaliczane do najstarszych oraz najgłębszych utworów, **podłoże krystaliczne** omawianego obszaru, znajduje się najpłycej w odniesieniu do całego województwa. Składa się ono głównie z gnejsów oraz pegmatytów prekambryjskich i położone jest ok. 3600 m p.p.m. (Stupnicka, Stempień-Sałek 2020).

Miąższość warstw **paleozoicznych** wynosi ok 3000 m i są one związane z sedymentacją osadów w tej erze. Uszczegóławiając podane informacje na mniejsze jednostki stratygraficzne, należy zwrócić uwagę na poszczególne okresy (Olszak 2001, Mizerski 2009):

Osady **kambryjskie** osiągają miąższość do 500 m i składają się głównie z piaskowców - zarówno szarych jak i pstrych - oraz iłowców mulcowych.

Ordowik charakteryzuje się miąższością warstw pochodzenia morskiego (z uwagi na historię ruchu kontynentów - większość tego obszaru znajdowała się pod wodą). Należą do nich w szczególności margle i wapienie margliste.

Miąższość osadów **Sylurskich** zwiększa się w kierunku wschodnim, lecz nie przekracza 2000 m. w jego skład wchodzi przede wszystkim iłowce ciemnoszare z przewarstwieniami czarnych łupków.

Podczas licznych badań geologicznych prowadzonych na obszarze całego Województwa Pomorskiego - na obszarze Gdańska nie stwierdzono osadów pochodzących z **dewonu** oraz **karbonu**.

Osady **permskie** są natomiast najlepiej wykształconymi osadami paleozoicznymi. Dominującymi skałami tego okresu są dolomity oraz anhydryty, zaś strop górnego permu położony jest relatywnie płytko w porównaniu do całego województwa (ok. 1000 - 1200 m p.p.m.).

Głębokość stropu osadów **mezozoicznych** zmienia się na płaszczyźnie wschód-zachód ze znacznym obniżeniem w kierunku zachodnim. Na omawianym obszarze położony jest ok. 400 - 500 m p.p.m. (Olszak 2001, Richling, Ostaszewska (red.) 2006).

Poczynając od najstarszego okresu stratygraficznego tej ery - **triasu** - budowa geologiczna datowanych na ten okres warstw jest zróżnicowana. Najczęściej występują tam mułowce oraz iłowce z przewarstwieniami skał węglanowych. Co warte nadmienia, stwierdzono w nich również niewielkie złoża ropy naftowej oraz gazu ziemnego.

Miąższość osadów **jurajskich** wynosi ok. 200 m, zaś jej strop analogicznie do poprzednich okresów obniża się w kierunku południowo-zachodnim, zalegając ok 300 m p.p.m. Najważniejszą składową warstw tego okresu są lądowe osady piaszczysto-mułowe. W górnej jurze stwierdzono również obecność łupków ilastych oraz wapieni oolitowych.

Warstwy **kredowe** obecne są na całym terenie obecnego Gdańska, zaś ich miąższość osiąga ok 130 m. Strop tych osadów zalega na głębokości ok 100 m p.p.m. Do najważniejszych skał tego okresu zalicza się piaskowce kwarcowe oraz mułowce ilaste. Istotnym czynnikiem kształtującym wygląd warstw górnej kredy jest stałe pokrycie wodą terenów Gdańska w postaci płytkiego morza.

Do najstarszych osadów **kenozoicznych** należą te położone na głębokości ok 100 m p.p.m. (bezpośrednio na osadach mezozoicznych). Datuje się je na okres paleocenu. Należą do nich przede wszystkim piaski średnio i drobnoziarniste. Do

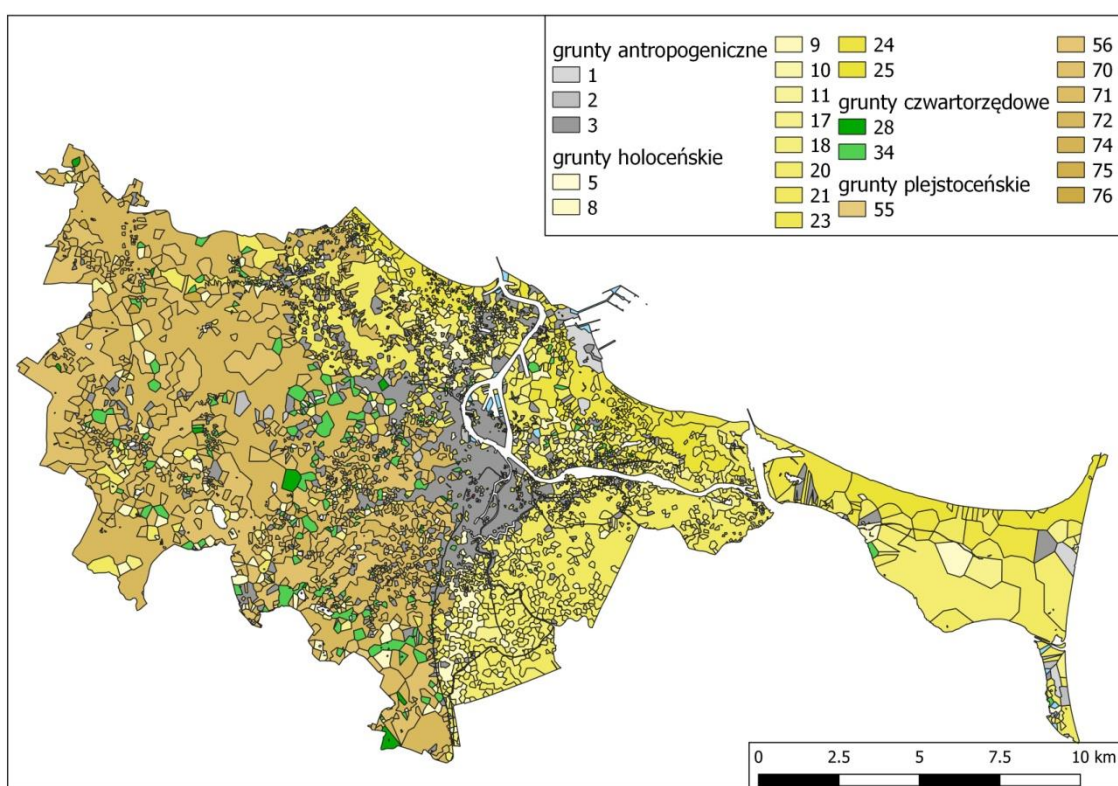
młodszych warstw oligoceńskich oraz miocenijskich zalicza się piaski drobnoziarniste, mułki oraz ropy. Często spotykane są również szczątki roślinne w osadach ropy (Olszak 2001).

Osady **czwartorzędowe** to najmłodsze utwory geologiczne omawianego obszaru, często położone powyżej lustra pierwszej warstwy wodonośnej. Powstawały one w sposób nieregularny, poprzez oddziaływanie lądolodu, w różnych stadiach jego nasunięć. Miało to bezpośredni wpływ na rzeźbę terenu. Do najważniejszych osadów należy glina zwałowa. Z uwagi na swoje praktycznie nieprzepuszczalne właściwości, stanowi ona jedno z najważniejszych destymulantów wykorzystania powierzchni, jako środka do odprowadzania wody opadowej do gruntu. Do innych często występujących osadów należą ropy, mułki oraz piaski, ze wzrastającym w tej kolejności potencjałem infiltracyjnym. Z uwagi na wspomniany lądolód, osady te są jednak bardzo zróżnicowane pod względem ich zalegania w konkretnych obszarach Gdańska. W tym przypadku wymagana jest również omówiona w dalszej części pracy analiza budowy geologicznej płytkiej. Istotną własnością warstw czwartorzędowych jest również częste przewarstwienie piasków gruboziarnistych oraz żwirów między warstwami glin zwałowych, co ułatwia powstawanie w skałach powierzchni wodonośnych. Do najmłodszych warstw tego obszaru należą utwory holocenu. Są to głównie osady eoliczne i fluwialne w postaci żwirów i piasków różnoziarnistych. Występują w nich również osady limniczne takie jak mułki, ropy oraz gytie (Mojski i in. 2020).

Pod względem ogólnej geologii przypowierzchniowej na terenie Gdańska wyraźnie zarysowuje się granica wpływu akumulacji lądolodu. Przekłada się to na duże pokłady gliny zwałowej w południowo-zachodniej części miasta w przeciwieństwie do dominujących piasków fluwialnych i eolicznych na pozostałym obszarze.

Relatywnie dokładny obraz budowy geologicznej warstwy przypowierzchniowej daje Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski (SMGP) w skali 1:50000, poszerzona o dodatkowe informacje zawarte w Atlasach geologiczno-inżynierskich (CBDG 2019b). Przedstawiają one bowiem dane dotyczące wydziełów korzystnych pod kątem inwestycji z perspektywy zalegających gruntów. Mapa wydziełów geologiczno-inżynierskich, wzbogacona o informację z SMGP, przedstawiona została na Ryc. 3.1.1 oraz Tabeli 3.1.1. Najczęściej powtarzającymi się seriami są grunty plejstocenijskie (w zachodniej części obszaru badań), przejawiające się znaczną obecnością gliny zwałowej i utworów polodowcowych (z przewagą serii - 70). Wschodnia część miasta

zdominowana jest przez młodsze grunty holocenijskie z przewagą dobrze przepuszczalnych piasków (z dominującym typem serii - 18). Centrum miasta zajmują natomiast głównie grunty antropogeniczne, sięgające kilku metrów poniżej terenu aglomeracji. Są to zazwyczaj utwory dobrze przepuszczalne, w postaci piasków i pospółki z niewielką obecnością utworów gliniastych. Należy jednak pamiętać, iż są one często przykryte antropogeniczną warstwą szczelną w postaci asfaltu czy zabudowy blokowej (Mojski i in. 2013, Frankowski (red.) 2007, CBDG 2019b). Szacunkowa przepuszczalność gruntów pod ewentualną zabudową ukazana została na rycinie 3.1.2. Warto również wspomnieć, iż z perspektywy problematyki podjętej w pracy obszary stale pokryte wodą są nieistotne i zostały pominięte w analizach.



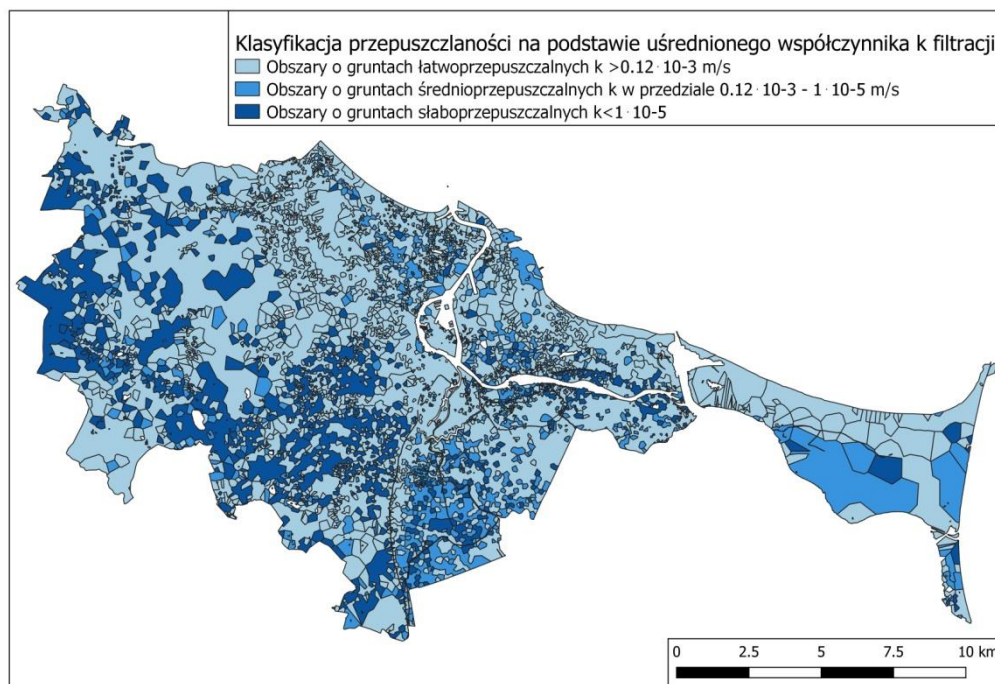
Ryc. 3.1.1. Budowa geologiczna obszaru badań wraz z numerami serii geologii inżynierskiej (na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych) z wyłączeniem terenów stale pokrytych wodą

Tab. 3.1.1. Objaśnienia do legendy Ryc. 3.1.1 - kompilacja danych geologiczno-inżynierskich.

Nr serii	Nazwa	Główne składowe
Grunty antropogeniczne		
1	grunty antropogeniczne, nierozdzielone	Piaski drobne i średnie, rzadziej gliny
2	grunty antropogeniczne, nasypy budowlane	Piaski różnoziarniste, pospółka

3	grunty antropogeniczne, nasypy niebudowlane	Piaski i żwiry, rzadziej piaski gliniaste
Grunty holoceniowe		
5	holoceniowe gleby ogólnie	Piaski różnoziarniste
8	holoceniowe grunty organiczne, nierozdzielone genetycznie	Piaski, gliny pylaste zawierające substancje organiczne
9	holoceniowe jeziorne grunty nieorganiczne, nierozdzielone litologicznie	Piaski różnoziarniste, piaski gliniaste, lokalnie gytie
10	holoceniowe jeziorne grunty organiczne, nierozdzielone litologicznie	Piaski drobno i średnioziarniste, namuły gliniaste przewarstwione materiałem organicznym
11	holoceniowe jeziorne grunty mineralno-organiczne, kreda jeziorna	Piaski, pyły, ily z przewarstwieniami substancji organicznej, gytie, kreda
17	holoceniowe rzeczne grunty organiczne, namuły spoiste	Pyły piaszczyste, gliny pylaste
18	holoceniowe rzeczne grunty organiczne, namuły niespoiste	Piaski średnio i drobnoziarniste
20	holoceniowe rzeczne grunty spoiste	Pyły piaszczyste, rzadziej gliny piaszczyste
21	holoceniowe rzeczne grunty niespoiste	Żwiry, piaski grubo i średnioziarniste
23	holoceniowe morskie grunty spoiste	Pyły, ily, rzadziej piaski
24	holoceniowe morskie grunty niespoiste	Piaski grubo i średnioziarniste
25	holoceniowe eoliczne grunty, nierozdzielone genetycznie	Piaski, rzadziej piaski pylaste
Grunty czwartorzędowe		
28	czwartorzędowe grunty organiczne, nierozdzielone	Namuły, torfy, fragmenty roślin
34	czwartorzędowe grunty deluwialno-rzeczne, nierozdzielone litologicznie	Piaski różnoziarniste, pyły
Grunty plejstoceniowe		
55	plejstoceniowe grunty organiczne, nierozdzielone genetycznie	Torfy z przewarstwieniami namułów, rzadziej ily pylaste
56	plejstoceniowe jeziorne grunty organiczne, nierozdzielone litologicznie	Gytie, torfy, namuły przewarstwione pyłem
70	plejstoceniowe lodowcowe grunty spoiste	Gliny zwałowe z przewarstwieniami piasków
71	plejstoceniowe lodowcowe grunty niespoiste	Piaski średnioziarniste, żwiry

		z przewarstwieniami glin
72	plejstocenyckie wodnolodowcowe grunty niespoiste	Piaski r6oznoziarniste, 2wiry
74	plejstocenyckie zastoiskowe grunty spoiste	Gliny, gliny pylaste, i2y
75	plejstocenyckie zastoiskowe grunty niespoiste	Piaski pylaste i drobnoziarniste
76	plejstocenyckie porwaki starszego pod2o2a, nierozdzielone litologicznie	Utwory r6ozne genetycznie - najcz6eściej gliny i piaski drobnoziarniste

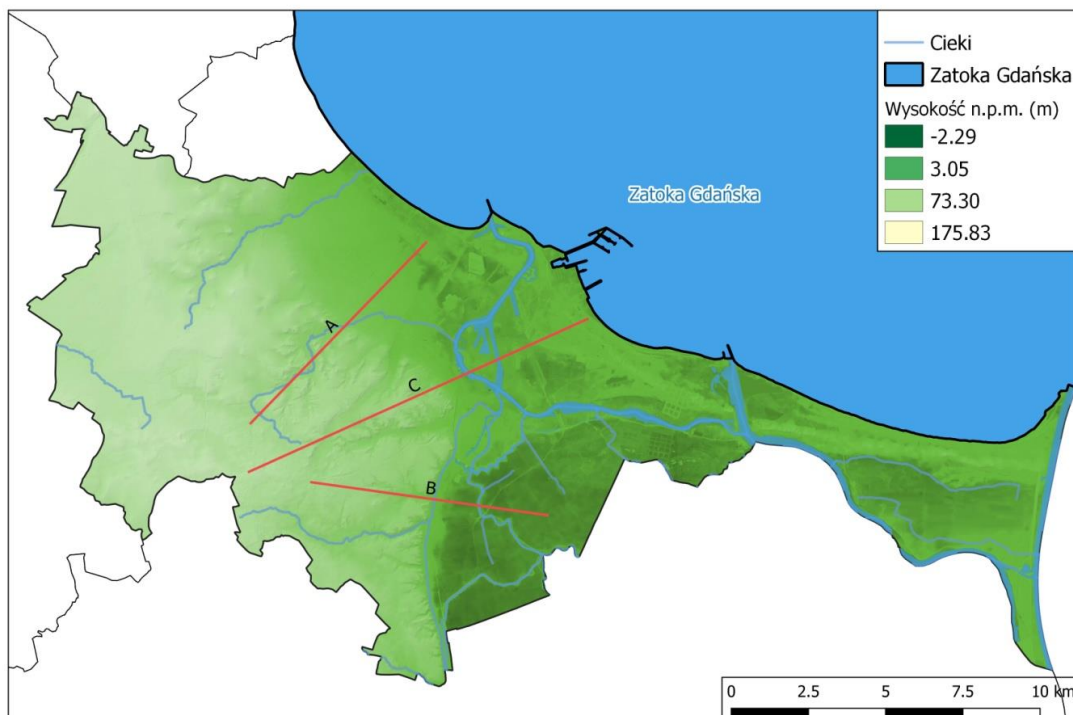


Ryc. 3.1.2. Szacunkowa przepuszczalnoŝć grunt6w pod ewentualn2 zabudow2 antropogeniczn2 (budynki, ulice itp.) na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych oraz Gruchot (2003)

Na wsp64oczesn2 rze2b6 terenu Gdańska najwi6kszy wp2ywk mia2a dzia2alnoŝć 2adolodu. To w2aŝnie jego niszc22ca i akumuluj2ca dzia2alnoŝć pozostawi2a po sobie szereg form polodowcowych. Do najbardziej widocznych, kszt2altuj2cych znaczne deniwelacje terenu nale22y moreny czo2owe. Znajduj2y one zar6wno na obrze2ach granic administracyjnych Gdańska, jak r6wnie2 w jego zindustrializowanej cz6eŝci. Ŝwiadczy o tym nawet nazwa jednej z dzielnic - "Morena". Innymi cz6eŝto spotykanymi formami polodowcowymi s2y sandry. Sto2ki nap2ywowe, ze wzg22du na ich budow2 oraz pochodzenie, u2atwiają infiltracj2 w6d do gruntu. Sk2adaj2y one bowiem niemal wy22cznie z piask6w i 2wir6w naniesionych przez rzeki lodowcowe (Kondracki 1977).

Współcześnie na terenie Gdańska nie obserwuje się zmian rzeźby terenu na dużą skalę. Do największej antropopresji dochodzi podczas prób przekształcenia istniejących deniwelacji terenu pod nowe inwestycje. Do innych częstych form przekształcania terenu, należy adaptacja poszczególnych obszarów na potrzeby gospodarki rolnej. W kontekście jednak całego obszaru badawczego zmiany te są raczej lokalne. Dopiero długotrwała, konsekwentna i powtarzalna działalność człowieka może w znaczący sposób wpłynąć na wygląd rzeźby.

Zróźnicowanie wysokości obszaru administracyjnego Gdańska sięga 177 m i obejmuje wysokości od ok 2 m p.p.m. do 175 m n.p.m. Najniższe punkty położone są na styku lądu i morza oraz w obszarze Żuław Wiślanych. Osiągają tam najniższe w całym obszarze badań wartości - poniżej 0 m n.p.m. Najwyżej położone obszary są natomiast związane z obecnością wspomnianych wcześniej morenowych form polodowcowych. Występują one w pobliżu zachodniej części Gdańska i sięgają niemal 180 m n.p.m. Na styku wysoczyzny oraz tarasów widoczne są również dawne doliny fluwioglacjalne (Ryc. 3.1.3) (NMT w: niepublikowana geobaza Pracowni GIS UG).



Ryc. 3.1.3. Ukształtowanie terenu (na podstawie NMT niepublikowanej geobazy GIS UG)

W kontekście omawianej tematyki pracy istotną rolę odgrywa również spływ powierzchniowy. Mimo, iż praca skupia się przede wszystkim na badaniu zjawiska podtopień w mikroskali, należy mieć świadomość wzajemnego wpływu położonych w sąsiedztwie okien teselacji. Powoduje to fakt, iż woda, przemieszczając się z wyżej położonych obszarów sąsiednich dodatkowo zwiększa wysokość wody przelewowej na obszarach koncentracji spływu. Najsilniej oddziaływanie to zaznacza się na granicy wysoczyzny morenowej w kierunku tarasów nadmorskich. W skali całego obszaru badań miejsca takie będą szczególnie narażone na możliwość podtopień. Warto również nadmienić, iż możliwość zwiększenia infiltracji wody w miejscu opadu, pozwoli również na ograniczenie wspomnianego spływu powierzchniowego. Spadki terenu na styku wspomnianych form morfogenetycznych ukazują profile terenu (ich rozmieszczenie przedstawia ryc. 3.1.3) na rycinie (Ryc. 3.1.4.).



Ryc. 3.1.4. Profile terenu: A - Przekrój od dzielnicy Jasień do dzielnicy Brzeźno, B - Przekrój od dzielnicy Jasień do dzielnicy Orunia, C - Przekrój od dzielnicy Jasień do dzielnicy Stogi

3.2. Wybrane cechy klimatu

Na cechy klimatu Gdańska największy wpływ ma położenie w umiarkowanych szerokościach geograficznych oraz bliskość Morza Bałtyckiego. Istotnym pozostaje tu również fakt oddziaływania na jego obszar stałych i sezonowych centrów barycznych.

Według podziału na krainy klimatyczne Wosia (1999), obszar ten niemal w całości mieści się w krainie Wybrzeża Zatoki Gdańskiej. Jedynie jego niewielkie, położone na południu i południowym-zachodzie części, należą do odrębnych krain, "zewnętrznej części Pojezierza Pomorskiego" oraz "Krainy Żuław i Doliny Dolnej Wisły". Biorąc zaś po uwagę regiony klimatyczne, obszar ten w całości należy do regionu Dolnej Wisły (Woś 1993, Woś 1999).

Warunki termiczne obszaru badań zależne są przede wszystkim od wpływu Oceanu Atlantyckiego. Nie bez znaczenia pozostaje również regionalny wpływ Morza Bałtyckiego oraz w niewielkim zakresie lokalne ukształtowanie terenu.

Średnie roczne wartości temperatury z wielolecia (1971 - 2000) kształtują się w granicach 7-8 °C, z niewielkim spadkiem gradientu (ok. 0,5°C) w kierunku zachodnim. W **styczniu** średnia ta nie przekracza 0 °C i przybiera wartości od -3 °C do -1 °C. Izoterma -2 °C przebiega w północnej części miasta niedaleko granicy z Sopotem, z wyraźnie zarysowanym wzrostem średniej temperatury w kierunku północnym. W najcieplejszym miesiącu w roku (**lipiec**), średnie temperatury z wielolecia zawierają się w przedziale 17-18 °C (Trapp 2001).

Należy mieć jednak na uwadze, iż wspomniane wartości prezentowane są w oparciu o wielolecie z poprzedniego wieku. W dobie stale zmieniających się charakterystyk klimatu, należy domniemywać, iż z roku na rok średnie temperatury z wielolecia będą rosły wraz z przesunięciem kroku czasowego (Miętus 2022) (Tab. 3.2.1).

Tab. 3.2.1. Zmienność średniej rocznej temperatury powietrza według dekad w wieloleciu 1951-2021 (na podstawie Miętus 2022)

Dekada	Średnia roczna temperatura powietrza
1951-1960	7,25
1961-1970	7,08
1971-1980	7,25
1981-1990	7,61
1991-2000	7,91
2001-2010	8,22
2011-2020	9,33
2012-2021	9,31

Na kształtowanie warunków klimatycznego bilansu wodnego w skali dziesięcioleci, oprócz wspomnianych wyżej czynników, duży wpływ mają również warunki wilgotnościowe. W ich skład wchodzi między innymi cechy parowania obszarowego. Ewaporacja oraz ewapotranspiracja na obszarze miasta uzależniona jest przede wszystkim od powierzchni czynnej oraz wegetacji, której okres trwa średnio 210 dni w roku. Wynika z niej różnica między parowaniem potencjalnym, a parowaniem rzeczywistym. Średnie roczne sumy parowania rzeczywistego potrafią być nawet kilkukrotnie niższe niż sumy parowania potencjalnego, jednakże wciąż niejednokrotnie powodując ujemne wartości klimatycznego bilansu wodnego (Richling, Ostaszewska (red.) 2006).

Biorąc pod uwagę jak istotny w kontekście omawianego problemu jest opad atmosferyczny, sytuację pluwiąlną należy rozpatrywać zarówno pod kątem wartości z wielolecia, jak i wartości w okresie badawczym.

Na obszarze Gdańska średnie dobowe sumy opadów z wielolecia są niskie w porównaniu do obszaru całego kraju i wynoszą ok $3,7 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$. Mniejsza niż w przypadku Polski jest również średnia roczna liczba dni z deszczem. Dla badanego obszaru nie przekracza ona 160 dni w skali roku (Kozuchowski 2011). Średnie roczne sumy opadów w wieloleciu różnią się w zależności od prawdopodobieństwa ich występowania (Trapp 2001).

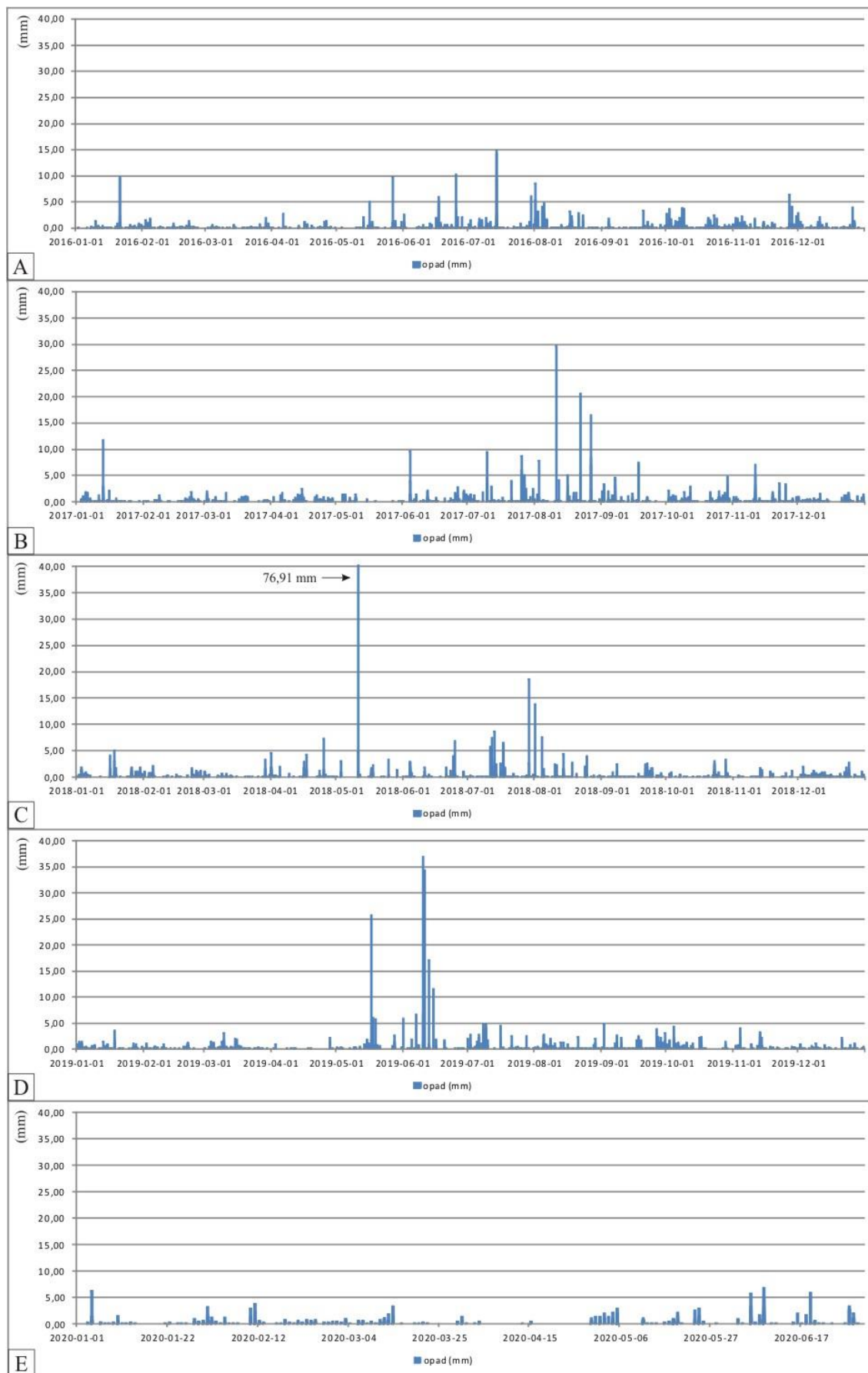
Analizując sytuację z 90 % prawdopodobieństwem wystąpienia sumy te osiągają wartości od 380 do 420 mm. Nieznacznie tylko zarysowuje się wzrost sum opadów w kierunku zachodnim (ok. 10 mm).

Bardziej istotna w przypadku wystąpienia podtopień jest jednak sytuacja wystąpienia sum opadów z prawdopodobieństwem 10 %. Ukazują one sporadyczne, lecz znacznie bardziej zasobne w wodę epizody deszczowe. W tym przypadku cały obszar Gdańska znajduje się w obrębie izohiety 700 mm, co przekłada się na sumy roczne o wielkości 680 - 700 mm.

W czasach obecnych, głównie na skutek zmieniających się charakterystyk klimatycznych, warunki pluwiálne znacznie różnią się od tych z wielolecia. Mimo, iż obserwowana jest mniejsza liczba dni z opadem, epizody deszczowe są znacznie bardziej gwałtowne. Ułatwia to powstawanie podtopień miejskich. Wynika to z faktu, iż łatwiej zachodzi odprowadzanie długotrwałego, jednostajnego deszczu, w porównaniu do krótkotrwałych, zasobnych w wodę deszczy ekstremalnych. W każdym z badanych lat w okresie 2016 - 2020, sumy opadów były charakterystyczne dla sum z wielolecia

1971 - 2000 z prawdopodobieństwem 10 %, które wyznaczył Trapp (2001). Rzeczywiste sumy opadów w okresie badawczym (2016 - 2019, rok 2020 jest w tym przypadku pominięty z racji na dane obejmujące jedynie jego pierwsze półrocze) wynoszą odpowiednio 613 mm, 868 mm, 639 mm oraz 645 mm. Z racji na fakt, iż w przeciągu czterech lat rokrocznie miały miejsce opady, które jeszcze pięćdziesiąt lat temu zdarzyłyby się jedynie w 10 % przypadków, w oczywisty sposób ukazuje to skalę zmiany klimatu na przestrzeni ostatniego półwiecza.

Należy jednak zauważyć, iż na wspomniane wartości wpływ mają właśnie deszcze nawalne (Ryc. 3.2.1). Powoduje to wypłaszczanie wartości modalnych pluwiogramu rocznego, z widocznymi pikami epizodów ekstremalnych. Ciekawym przykładem jest tutaj rok 2018 (C), dla którego epizod deszczowy występujący jednego dnia, niósł ze sobą ponad 10 % rocznej sumy opadów. Biorąc pod uwagę skalę zmian klimatu, logicznym jest przypuszczenie o dalszym powiększaniu się dysproporcji między częstotliwością występowania, a wysokością poszczególnych epizodów opadowych (Niepublikowana baza danych opadowych fundacji "Agencja Regionalnego Monitoringu Atmosfery Gdańsk-Gdynia-Sopot").



Ryc. 3.2.1. Warunki pluwiálne Gdańska w latach 2016 (A), 2017 (B), 2018 (C), 2019 (D) oraz pierwszym półroczu 2020 (E) (na podstawie niepublikowanej bazy danych Armaag)

Podobnie jak w przypadku pozostałych wskaźników klimatu, warunki wietrzne zależą w dużej mierze od ogólnej cyrkulacji ośrodków barycznych nad Europą. Parametr ten najsilniej ze wszystkich modyfikowany jest poprzez oddziaływanie Morza Bałtyckiego. Biorąc pod uwagę dominujące kierunki wiatrów, wyraźnie zaznacza się przewaga tych z kwadrantu zachodniego, ze szczególnym uwzględnieniem wiatru południowo-zachodniego. Łącznie stanowią ok. 40 % rozkładu kierunkowego warunków wietrznych. Z racji położenia w sąsiedztwie morza, Gdańsk jest regionem gdzie stosunkowo często pojawiają się wiatry silne oraz bardzo silne ($>15\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$). Liczba takich dni w zależności od warunków może dochodzić do 70 w roku. Wiatry te pojawiają się głównie w zimie, gradient ciśnienia jest większy i jest skorelowany z przemieszczającymi się układami niskiego ciśnienia. Na południu obszaru badawczego wpływ wiatrów silnych jest zdecydowanie mniejszy. Na tych terenach dominują wiatry słabsze, z prędkościami sięgającymi ok. $4\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$. Istotnym zjawiskiem jest też bryza, której częstotliwość kształtuje się w granicach ok. 40 dni w roku. Jak wynika z badań, na obszarach zurbanizowanych zjawisko to zauważalne jest ok. 2-3 km od linii brzegowej (Kožuchowski 2011, Richling, Ostaszewska (red.) 2006).

Silne wiatry mogą wzmacniać niewydolności systemu odprowadzania wody w mieście poprzez powodzie sztormowe. Niniejsza praca skupia się jednak jedynie na powodziach i podtopieniach powodowanych opadem, stąd analiza warunków sztormowych została pominięta. Mimo to nawet w mikroskali silne wiatry, w szczególności w miejskich korytarzach powietrznych, mogą intensyfikować spływ powierzchniowy z miejsc sąsiadujących. W porównaniu jednak do innych parametrów, ich wpływ na omawiane zjawisko jest zazwyczaj marginalny.

3.3. Stosunki wodne

Największym ze wszystkich cieków przepływającym przez Gdańsk jest Wisła. Stanowi ona znaczną część sieci hydrograficznej miasta. Do innych istotnych cieków tego obszaru należy zaliczyć płynące w północno-zachodniej części Potok Oliwski, Motławę oraz Strzyżę. Istotną rolę w kształtowaniu sieci hydrograficznej stanowią również kanały. Do najważniejszych z nich zaliczyć można kanał Raduni lub kanał Młynówka. Podstawowe dane morfometryczne tych cieków przedstawione zostały w tabeli (Tab.3.3.1) (www.gdmel.pl, Drwal 2001, niepublikowana geobaza Pracowni GIS UG).

Tab. 3.3.1. Morfometria najważniejszych cieków obszaru badań

	Długość w granicach obszaru badań (km)	Powierzchnia zlewni (km ²)	Średni przepływ (m ³ /s)	Spadek cieków (‰) na obszarze badań
Potok Oliwski	9,57	28,7	0,291	14
Strzyża	13,19	33,2	0,081	7
Motława	9,5	1736*	brak pomiarów (cofka)	<1
Kanał Raduni	13,88	54,18	b.d.	1,5

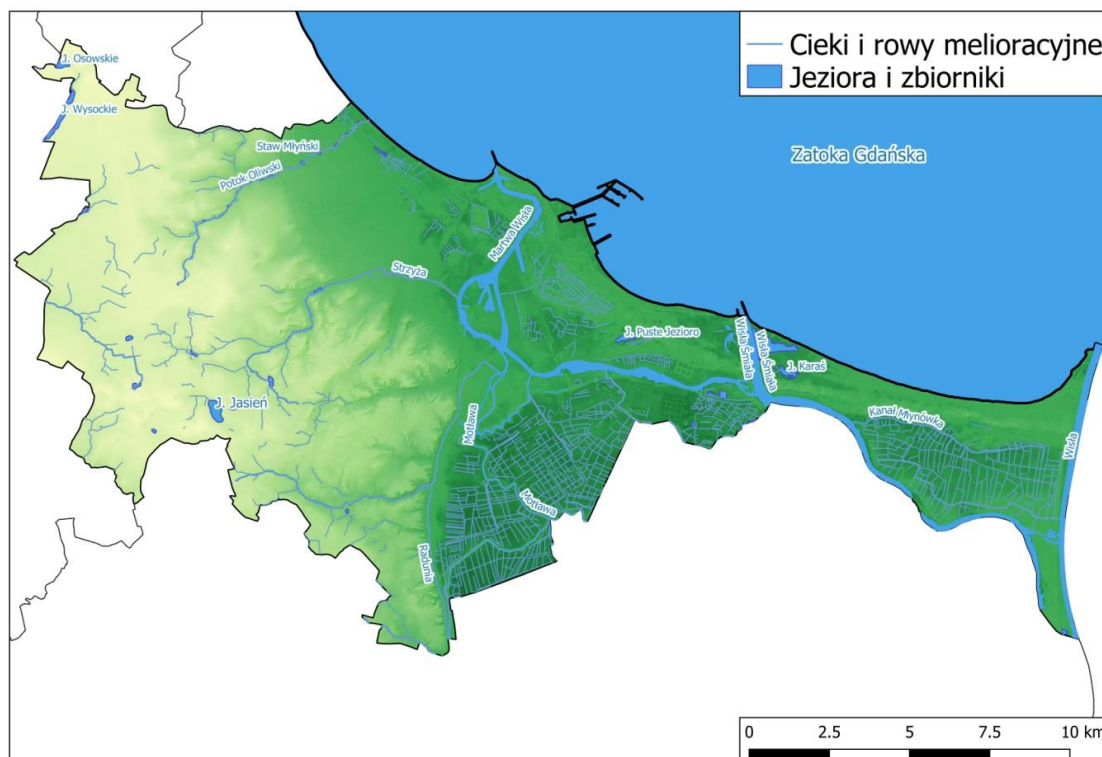
*zlewnia całkowita Motławy i Martwej Wisły

Na terenie miasta znajduje się również wiele jezior, których średnia powierzchnia wynosi ok. 5 ha. Wśród nich należy wymienić jeziora Jasień, Puste, Karaś oraz Ptasi Raj, które jest najrozleglejsze z wymienionych (ok. 51 ha). Większość jezior na terenie miasta jest jednak na tyle mała lub okresowa, iż nie ma swoich oficjalnych nazw. Dane hydrograficzne najważniejszych jezior podane zostały w tabeli (Tab.3.3.2) (Śliwiński 2018, Cieśliński, Raškiewicz 2007, niepublikowana geobaza Pracowni GIS UG).

Tab. 3.3.2. Morfometria najważniejszych jezior obszaru badań

	powierzchnia (ha)	średnia głębokość (m)	pojemność (m ³)
jezioro Jasień	18,5	2,5	264028
jezioro Ptasi Raj	51,7	1,2	655000
jezioro Puste (Pusty Staw)	7,5	0,6	b.d.
jezioro Karaś	8,8	0,7	60500

Istotnym elementem sieci hydrograficznej Gdańska są również rowy służące wspomaganie rolnictwa. Należy zatem wspomnieć o rozbudowanej sieci rowów melioracyjnych, która zlokalizowana jest głównie w jego południowej oraz wschodniej części miasta. (Ryc. 3.3.1) (Niepublikowana geobaza Pracowni GIS UG).

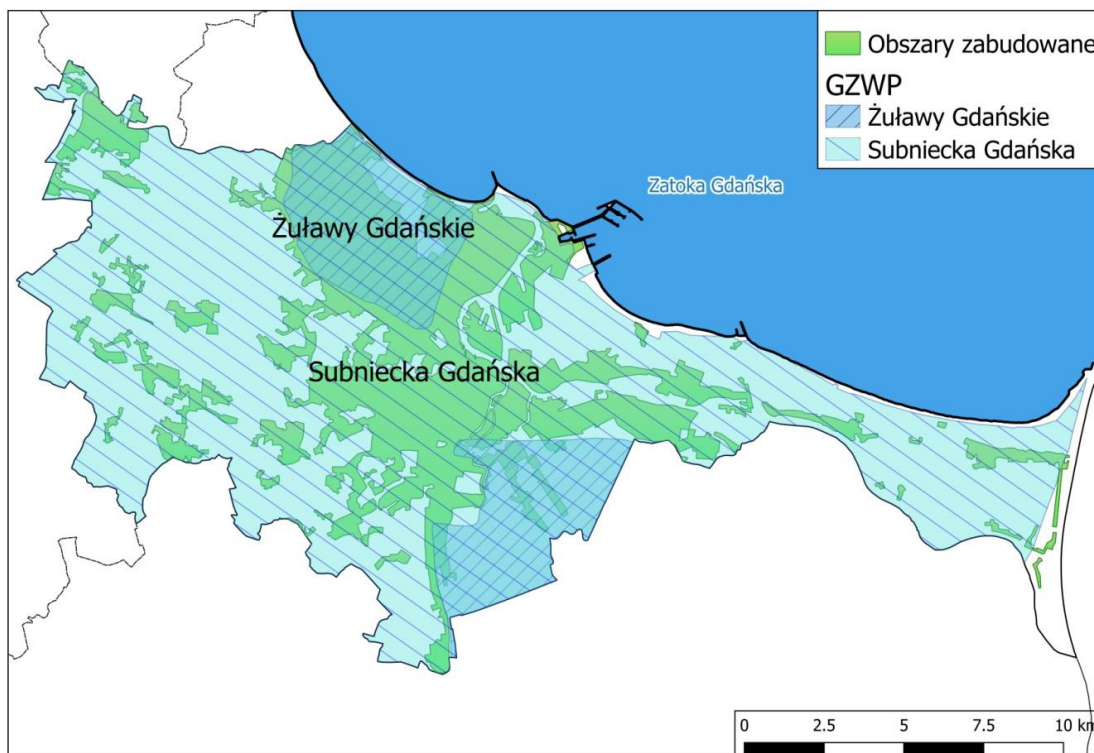


Ryc. 3.3.1. Wody powierzchniowe (na podstawie niepublikowanej geobazy GIS UG)

W tak złożonym procesie, jakim jest zagospodarowanie wody opadowej w mieście, istotną rolę odgrywa możliwość jej retencji w gruncie. Aby jednak taki proces mógł zachodzić, zwierciadło wód podziemnych musi znajdować się odpowiednio nisko, aby infiltracja przebiegała bez przeszkód. Jednocześnie główne zbiorniki wód podziemnych używane przy pozyskiwaniu wody pitnej muszą być położone odpowiednio głęboko, by wody opadowe nie zaburzyły ich cech jakościowych. Na terenie miasta znajdują się dwa Główne Zbiorniki Wód Podziemnych (GZWP) (Ryc. 3.3.2). Spełniają one wyżej wymienione założenia.

Pierwszym z nich jest pokrywający niemal cały obszar badań zbiornik Subniecki Gdańskiej, gromadzący wodę w utworach kredowych. Średnia głębokość utworów wodonośnych tego zbiornika sięga 150 m. Szacuje się, iż jego zasoby dyspozycyjne osiągają 110000 m³/dobę (CBDG 2022, Piskorski (red.) 2016).

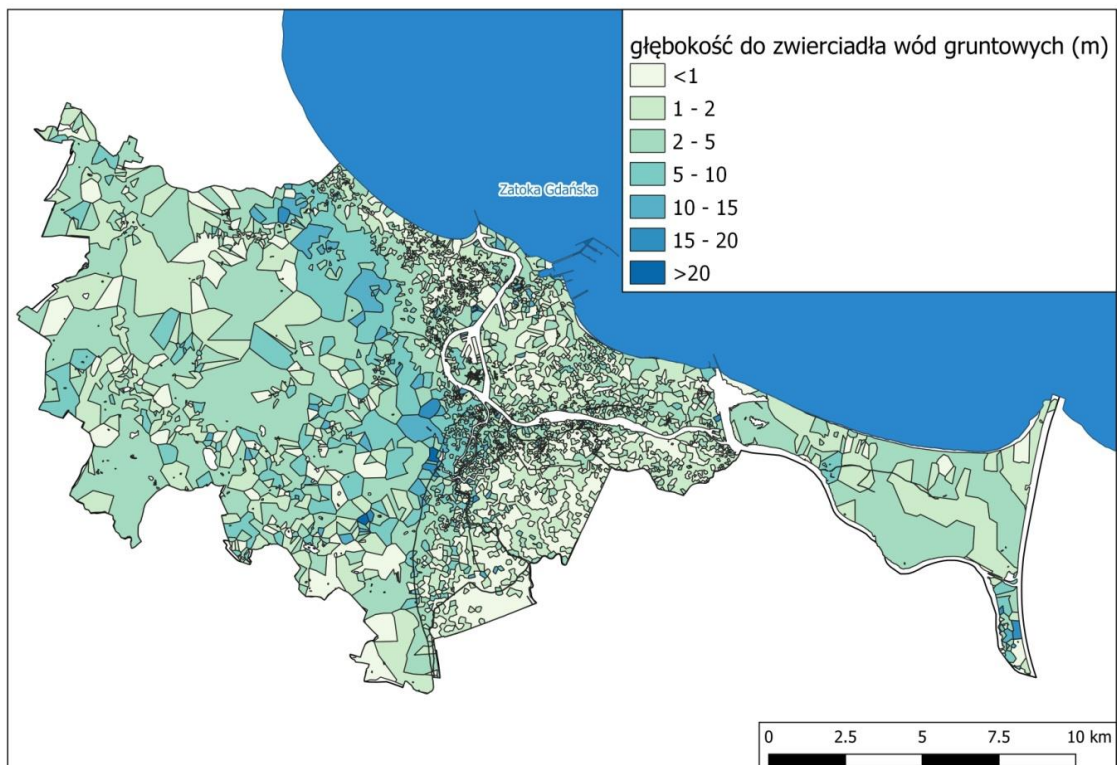
Drugim zbiornikiem jest rozdzielony na dwa obszary (Taras Nadmorski oraz faktyczne Żuławy Gdańskie) - zbiornik o nazwie "Żuławy Gdańskie". Umiejscowiony jest on w utworach czwartorzędowych. Jego warstwy wodonośne położone są płycej - od 5 do 40 m p.p.t. Dyspozycyjna zasobność tego zbiornika sięga 116000 m³/dobę (CBDG 2022, Piskorski (red.) 2016).



Ryc. 3.3.2. Główne zbiorniki wód podziemnych (na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych)

Innym istotnym aspektem badań hydrogeologicznych jest głębokość zalegania zwierciadła wód gruntowych. Wartość ta zmienia się w zależności od budowy geologicznej oraz rzeźby terenu. W centrum miasta kształtuje się ona w granicach ok. 1-2 m w jego zachodniej części, do 2-5 m w części wschodniej. Wartości te wzrastają wraz z rosnącą deniwelacją terenu na przedpolach moren czołowych. Na terenach morenowych głębokość do pierwszego nawierconego zwierciadła wód podziemnych jest największa i miejscami przekracza 20 m (Ryc. 3.3.3) (CBDG 2019a). Choć głębiej położone zwierciadło wód podziemnych pozwala na dłuższy czas odprowadzania wody opadowej metodami infiltracyjnymi, narażone jest na obecność przewarstwień warstw nieprzepuszczalnych. w przypadku Gdańska takie położenie lustra umożliwia

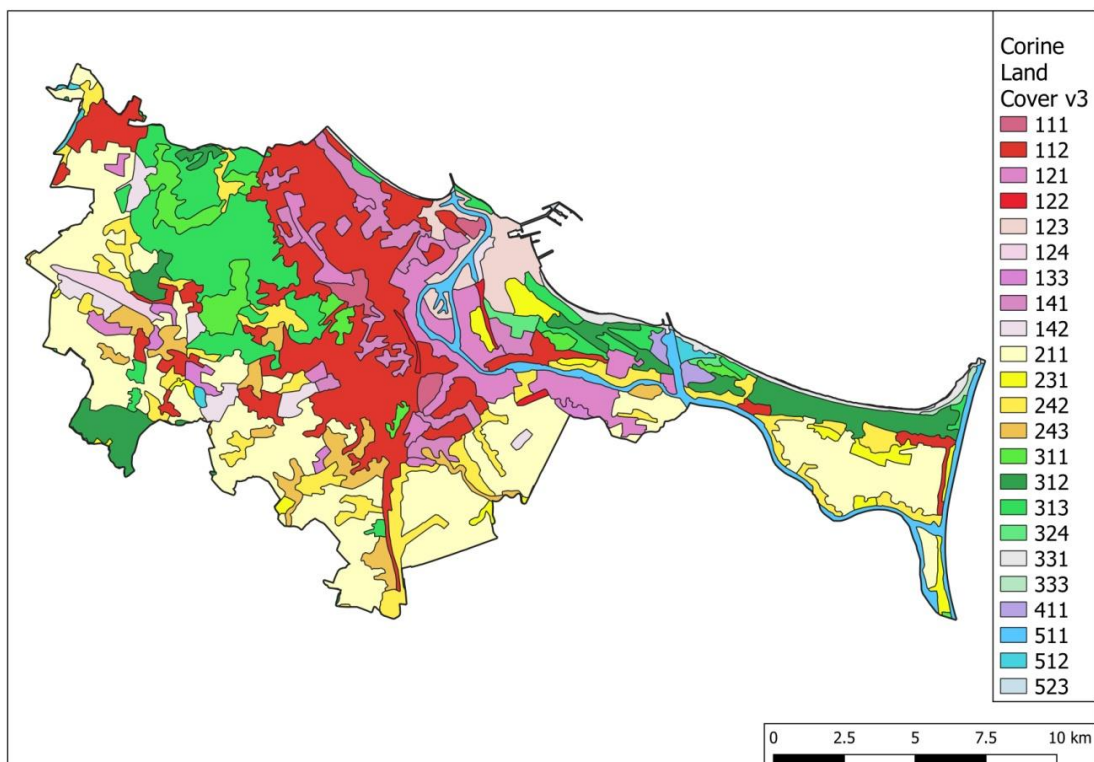
wykorzystanie takiego sposobu odprowadzania wody w szczególności w jego zurbanizowanej części.



Ryc. 3.3.3. Głębokość zalegania zwierciadła wód podziemnych (na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych)

3.4. Użytkowanie terenu

Do wyznaczenia obrazu użytkowania danego obszaru z reguły używa się danych Corine Land Cover. Dla terenów w mikroskali (ok. 800 m²) najlepiej sprawdza się trzeci zakres szczegółowości tego projektu (Büttner 2014). Najczęściej pojawiającymi się typami powierzchni na terenie miejskim Gdańska są: "zabudowa miejska luźna" (18,1%) oraz "tereny przemysłowe lub handlowe"(6,5%) odpowiednio oznaczone kodami 112 oraz 121 (Tab. 3.4.1, Ryc. 3.4.1). Poza centrum miasta dominujący typ w sposób oczywisty ulega zmianie. Ma to swoje odzwierciedlenie w bardziej ruralistycznym charakterze tych obszarów. Na zachodzie, w miejscu występowania Trójmiejskiego Parku Krajobrazowego przeważają klasy "3", na czele z 313 (10,2%), co odzwierciedla las mieszany. Południowa część obszaru administracyjnego Gdańska reprezentowana jest przez klasę "2" związaną z obszarami rolniczymi, gdzie najczęściej (25,2%) pojawia się typ 211 (grunty orne poza zasięgiem urządzeń nawadniających). Wschód obszaru w postaci Wyspy Sobieszewskiej odzwierciedla zarówno jej leśne (312) jak i rolnicze cechy (211) (Czochański 2001).

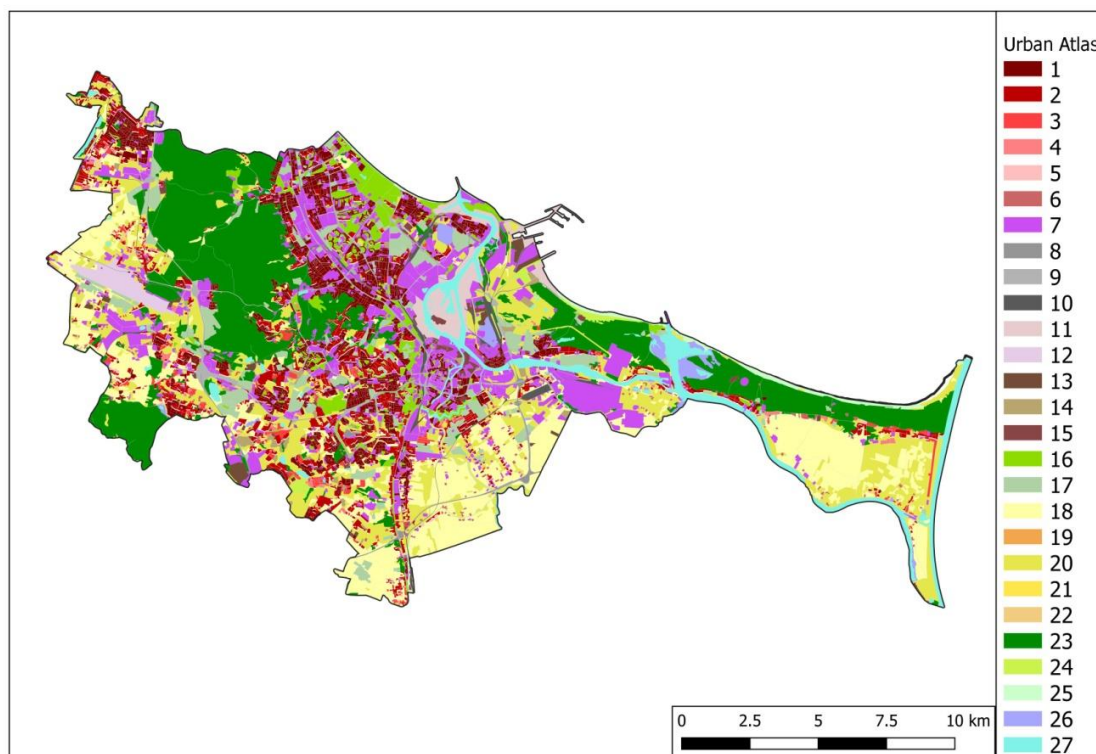


Ryc. 3.4.1. Użytkowanie terenu wg Corine Land Cover Level 3 (objaśnienia typów w Tab. 3.4.1)

Tab. 3.4.1. Objasnienia typów użytkowania wg kodów Corine Land Cover Level 3 wraz z procentowym udziałem na obszarze badań

Kod	Typ użytkowania	Udział w obszarze badań (%)
111	Zabudowa miejska zwarta	1,0
112	Zabudowa miejska luźna	18,1
121	Tereny przemysłowe lub handlowe	6,5
122	Tereny komunikacyjne i związane z komunikacją drogową i kolejową	0,4
123	Porty	2,8
124	Lotniska	0,7
131	Miejsca eksploatacji odkrywkowej	0,0
132	Zwałowiska i hałdy	0,0
133	Budowy	0,8
141	Tereny zielone	4,0
142	Tereny sportowe i wypoczynkowe	2,1
211	Grunty orne poza zasięgiem urządzeń nawadniających	25,2
212	Grunty orne stale nawadniane	0,0
213	Ryżowiska	0,0
221	Winnice	0,0
222	Sady i plantacje	0,0
223	Gaje oliwne	0,0
231	Łąki, pastwiska	2,2
241	Uprawy jednoroczne występujące wraz z uprawami	0,0
242	Złożone systemy upraw i działek	7,7
243	Tereny zajęte głównie przez rolnictwo z dużym udziałem roślinności naturalnej	3,6
244	Tereny rolno-leśne	0,0
311	Lasy liściaste	3,2
312	Lasy iglaste	5,6
313	Lasy mieszane	10,2
321	Murawy i pastwiska naturalne	0,0
322	Wrzosowiska i zakrzaczenia	0,0
323	Roślinność sucholubna (śródziemnomorska)	0,0
324	Lasy i roślinność krzewiasta w stanie zmian	0,5
331	Plaże, wydmy, piaski	1,1
332	Odstonięte skały	0,0
333	Roślinność rozproszona	0,2
334	Pogorzeliska	0,0
335	Lodowce i wieczne śniegi	0,0
411	Bagna śródlądowe	0,4
412	Torfowiska	0,0
421	Bagna słone (solniska)	0,0
422	Saliny	0,0
423	Osuchy	0,0
511	Cieki	3,3
512	Zbiorniki wodne	0,4
521	Laguny przybrzeżne	0,0
522	Estuaria	0,0
523	Morze i ocean	0,2

Do uzyskania bardziej szczegółowego obrazu użytkowania terenu (w szczególności pod kątem zagospodarowania miejskiego), wykorzystano inne dostępne bazy danych, zaczerpnięte m.in. z projektu Copernicusa - Urban Atlas (UA) (<https://land.copernicus.eu>). Największe różnice między Corine Land Cover, a Urban Atlas, widoczne są w centrum omawianego obszaru. Najbardziej gęsta zabudowa miejska pojawia się w centrum, w dzielnicach Wrzeszcz oraz Śródmieście. Odzwierciedla to klasę użytkowania nazywaną jako "tkankę miejską ciągłą" (1) zajmująca 7,4% powierzchni obszaru badań. Warto zwrócić uwagę na fakt, iż prawie 30 % powierzchni zajmują klasy 18 oraz 20 (odpowiednio grunty orne i pastwiska). Wyróżnia się też znaczna reprezentacja klasy (7) oznaczonej zbiorczo jako "jednostki przemysłowe, handlowe, publiczne, wojskowe i prywatne" (11,8%) (Ryc. 3.4.2, Tab. 3.4.2). Szczególnie te prywatne będą stanowiły wyzwanie w obliczu problemu badawczego postawionego w pracy, ponieważ są to obszary, na których utrudnione jest wdrażanie rozwiązań modyfikujących typ lub skład nawierzchni na dużą skalę. Bierze się to z często rozbieżnych celów podmiotów prywatnych i publicznych. Podczas porównania obu dostępnych danych, istotna jest również data ich opracowania. Warto nadmienić, iż rozpiętość czasowa między nimi sięga ponad 10 lat. Jest to odzwierciedlone w pojawianiu się w danych Urban Atlas nieciągłej tkanki miejskiej na południu obszaru. Teren ten według CLC ciągle jest zakwalifikowany jako obszary rolnicze. Pokazuje to dobitnie proces rozrastania się miasta oraz skalę wyzwań jakie będą stały w przyszłości przed odprowadzeniem z niego wód opadowych. w pozostałych częściach obszaru badań informacje w dużej mierze pokrywają się z bazą danych przestrzennych CLC (zwłaszcza odnośnie obszarów rolniczych i leśnych).



Ryc. 3.4.2. Użytkowanie terenu wg Urban Atlas (objaśnienia numerów oraz typów w Tab. 3.4.2)

Tab. 3.4.2. Objasnienia numerów i typów użytkowania wg kodów Urban Atlas wraz z procentowym udziałem na obszarze badań

Nr	Kod	Typ użytkowania	Udział w obszarze badań (%)
1	11100	Ciągła tkanka miejska (>80)	7,4
2	11210	Nieciągła tkanka miejska (50% - 80%)	6,1
3	11220	Nieciągła tkanka miejska (30% - 50%)	1,3
4	11230	Nieciągła tkanka miejska (10% - 30%)	0,4
5	11240	Nieciągła tkanka miejska o bardzo niskiej gęstości (<10%)	0,3
6	11300	Izolowane struktury	0,4
7	12100	Jednostki przemysłowe, handlowe, publiczne, wojskowe i prywatne	11,8
8	12210	Szybkie drogi tranzytowe i związane z nimi grunty	0,3
9	12220	Inne drogi i związane z nimi grunty	4,5
10	12230	Koleje i związane z nimi grunty	1,1
11	12300	Obszary Portowe	1,7
12	12400	Lotniska	0,9
13	13100	Obszary wydobycia i składowiska minerałów	0,6
14	13300	Place budowy	0,7
15	13400	Nieużytki	0,8
16	14100	Obszary zieleni miejskiej	3,6
17	14200	Obiekty sportowe i rekreacyjne	4,6
18	21000	Grunty orne (uprawy roczne)	14,4
19	22000	Stałe plony	0,0
20	23000	Pastwiska	13,2
21	24000	Złożone i mieszane uprawy	0,0

22	25000	Sady	0,0
23	31000	Lasy	19,9
24	32000	Zespoły roślinności zielonej	0,5
25	33000	Otwarte przestrzenie bez lub ze znikomą roślinnością	0,6
26	40000	Obszary podmokłe	0,9
27	50000	Wody	4,2

4. Infrastruktura zagospodarowania wody opadowej

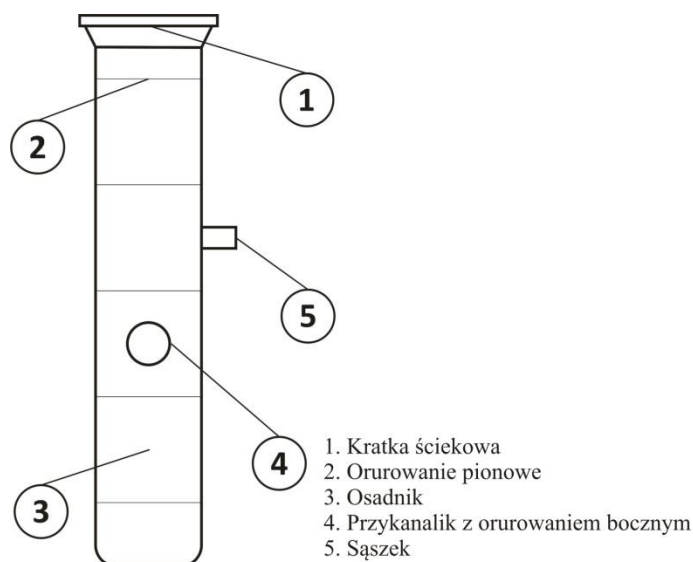
W celu zbadania skomplikowanego zjawiska jakim jest zagospodarowanie wody opadowej w mieście należy przede wszystkim określić sposób funkcjonowania systemu kanalizacji deszczowej. Wobec tego pierwsza część niniejszego podrozdziału stanowić będzie przekrój wytycznych technicznych budowy pojedynczych wpustów oraz całej sieci wraz z danymi dla obszaru badań (4.1). W dalszej części rozdziału (4.2) poruszane będą również zagadnienia dotyczące możliwości poprawy funkcjonowania systemu poprzez modernizacje infiltracyjne.

4.1. Budowa i rozmiary studzienek kanalizacji deszczowej

Jak w większości dużych europejskich miast, w Gdańsku odprowadzenie opadów odbywa się poprzez miejską kanalizację deszczową. Gdańska sieć obejmuje długość 586198,67 mb i zawiera w sobie 19035 sztuk wpustów ulicznych (stan na I kwartał 2020 r.). Warto nadmienić, iż jak podaje Wystąpienie Pokontrolne Najwyższej Izby Kontroli (2020), pracownicy urzędów nie są w stanie oszacować dokładnego zasięgu sieci na terenie miasta, przez co jej wizualizacja jest w praktyce niemożliwa.

Sieć ta składa się z wpustów ulicznych (studzienek), połączonych ze sobą rurami poprzecznymi. Taki układ daje możliwości jedynie punktowej ingerencji w nawierzchnię i pozwala na dalsze odprowadzanie wody pod gruntem (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych 2006). Każdy wpust posiada względnie jednorodną budowę i jest połączony z innymi w obrębie jednego przyłącza, przy czym nie zawsze najbliższe studnie mają bezpośrednie połączenie. Przekłada się to niejednokrotnie na podłączenie dwóch sąsiadujących studzienek do różnych przyłączy (Lafrentz-Polska 2013). Schemat poglądowy przepływu wody przez elementy systemu odbywa się w kolejności: studzienka kanalizacyjna, studzienka rewizyjna (ślepa), kanał zbiorczy (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych 2006). Te wytyczne mogą się zmieniać w zależności od sytuacji środowiska lub możliwości konstrukcyjnych np.: w postaci pomijania studzienek rewizyjnych. Istotnym jest, iż studzienki ślepe nie uczestniczą w odprowadzaniu wody opadowej poprzez swój szczelny właz, zatem ich obecność w dalszej części będzie traktowana jak element przepływu wody pod gruntem tak jak orurowanie boczne. Służą one jednak rewizji systemu i w razie potrzeby jego udroźnianiu. Innym ważnym elementem technicznym studzienek kanalizacji deszczowej jest zachowanie odpowiednich wymiarów ich składowych (kratki

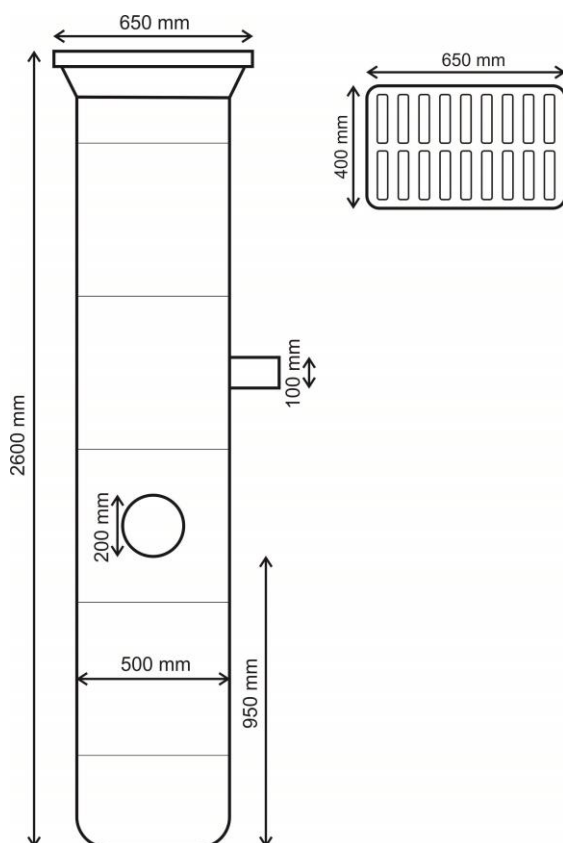
ściekowej, orurowania pionowego, osadnika oraz orurowania bocznego). Pozwala to na bezpieczne użytkowanie nawierzchni nad nimi oraz sprawne zagospodarowanie wody w sytuacji nieintensywnych opadów. Według wytycznych, wszystkie studzienki powinny mieć określoną budowę i składać się z materiałów o określonych parametrach (Ryc. 4.1.1).



Ryc. 4.1.1. Schemat części składowych wpustu kanalizacji deszczowej

Kratka ściekowa

Jedynym elementem widocznym z powierzchni ziemi jest kratka ściekowa, która najczęściej wykonana jest z żeliwa. Z uwagi na przebiegający po niej ruch uliczny, musi ona wytrzymać znaczne obciążenia. Kratki zazwyczaj mają kształt prostokąta z zaokrąglonymi kątami (Ryc. 4.1.2), podczas gdy pozostałe części studzienki mają przekrój okręgu. Istotnym zagadnieniem związanym z kratką ściekową jest jej posadowienie względem powierzchni ulicy. Jak wykazały badania, w Gdańsku wpusty uliczne są najczęściej uszkodzane, gdy różnica między ich płaszczyzną, a nawierzchnią sięga 15 mm (Pszczola i in. 2015). Kratka ściekowa powinna być posadawiana ok. 20 mm poniżej powierzchni. W przypadku jej usytuowania bezpośrednio w nawierzchni drogowej, głębokość ta powinna wynosić 5 mm. Jej wielkość powinna być kompatybilna ze średnicą orurowania pionowego. Docelowo kratki ściekowe przyjmują zazwyczaj wymiary ok. 650 na 400 mm w zależności od zastosowanych materiałów do ich wyrobu (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych 2006).



Ryc. 4.1.2. Zwymiarowanie pojedynczej studzienki kanalizacji deszczowej zgodnie z wytycznymi Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych (2006)

Orurowanie pionowe

Znaczną część objętości całej studzienki stanowi orurowanie pionowe. Jest ono wykonane z dbałością o odpowiedni dobór materiałów z powodu dużych naprężeń, wywołanych pionowym naciskiem ruchu drogowego oraz poprzecznych, wywołanych naporem horyzontalnych warstw gruntu. Z tego powodu buduje się je najczęściej z betonu, z żelbetonowymi pierścieniami zbrojonymi (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych 2006). Takie połączenie daje relatywnie największą odporność na ściskanie przy odpowiednio małej objętości. Średnica betonowych rur pionowych powinna wynosić 500 mm, zaś głębokość studzienki od wlotu do dna przykanalika wzorcowo - 1650 mm. W zależności jednak od istniejącego uzbrojenia gruntu w miejscu posadawiania studzienki, dopuszcza się wartości w przedziale od 1500 do 2050 mm. Spowodowane jest to głównie już istniejącą instalacją (np.: energetyczną) usytuowaną 1650 mm pod nawierzchnią.

Osadnik

Jednym z najważniejszych elementów wpustów ulicznych jest osadnik, którego zadaniem jest przechwytywanie i redukcja niesionych, wraz z wodą deszczową zanieczyszczeń zmywanych z powierzchni ulic. Do najczęściej pojawiających się odpadów w osadach dna studzienki są osady mineralne i osady organiczne (Wardas 2004). Sprawne odprowadzenie wody wymaga regularnego oczyszczania osadników. Głębokość osadnika powinna wynosić 950 mm, zaś jego średnica powinna być kompatybilna ze średnicą studzienki (500 mm).

Przykanalik wraz z orurowaniem bocznym

Przykanaliki z orurowaniem bocznym to elementy, dzięki którym poszczególne wpusty uliczne są połączone z systemem. Jest to przeważnie mniej trwała część kanalizacji deszczowej, w porównaniu do elementów samej studzienki. Jej uszkodzenie lub niedrożność może stanowić poważny problem w całym systemie. W przypadku awarii rur poprzecznych lub samych przykanalików znacznie trudniej jest dokonywać ich odnowy. Jak wskazuje Piechurski (2003) najczęściej stosowaną metodą jest całkowita ich wymiana. Orurowanie boczne docelowo powinno mieć średnicę ok. 200 mm. Kierunek spadków przykanalików powinien być zaś zgodny ze spadkiem całego kanału zbiorczego.

Sączki

Sączki są elementem nie zawsze spotykanym w studzienkach kanalizacji deszczowej. Zazwyczaj są one niewielkie w porównaniu do przekroju orurowania poprzecznego i wypełnione materiałem wodoprzepuszczalnym. Służą najczęściej do odprowadzania wody z warstw sztucznych pod nawierzchnią lub z przepuszczalnych przewarstwień gruntów przyległych (Zarząd Dróg Powiatowych w Przemyślu 2018). Sączki w zależności od użytych geokomponentów przepuszczalnych, mogą mieć różne średnice. Często stosowane są jednak te 100 mm.

Według wytycznych rządowych na jedną jednostkę odwadniającą (800 m²) powinna przypadać przynajmniej jedna studzienka, choć ich liczba zależy w dużej mierze od wielkości powierzchni nieprzepuszczalnych oraz spadków terenu (GDDP 2006). Z uwagi na te uwarunkowania pojedyncza studzienka może niejednokrotnie okazać się niewystarczająca. Dla dużych powierzchni miejskich docelowym rozwiązaniem są trzy studzienki na jednostkę, co jest najczęściej spotykaną sytuacją w Gdańsku.

4.2. Techniczne sposoby zwiększania możliwości wchłaniania wody opadowej

Powszechnie stosowanym rozwiązaniem służącym poprawie infiltracji wód opadowych w mieście są płyty ażurowe. Nie stanowią one jednak jedyne sposoby zwiększania powierzchni czynnej obszarów słaboprzepuszczalnych. Zagospodarowanie wód opadowych najczęściej przeprowadzane jest na dwa sposoby - poprzez infiltrację lub transport. W obu grupach znajduje się więc szereg modernizacji pozwalających ograniczyć zaleganie wody opadowej na powierzchni.

Do pierwszej metody z nich zalicza się przede wszystkim **zwiększenie powierzchni terenów zielonych**, na których taka infiltracja mogłaby zachodzić. Wymaga to jednak przededefiniowania znaczenia publicznego tych obszarów. Jest to jednak często utrudnione z racji na ścisłą zabudowę. Modernizacje pozwalające na zachowanie dotychczasowego przeznaczenia gruntów, zawierają więc w sobie elementy umożliwiające wsiąkanie wody. Podstawowymi z nich są **konstrukcje dylatacyjno-chłonne, powierzchnie z płyt lub kostek na podsypce żwirowej oraz geokomponenty zwiększające przepuszczalność samego asfaltu**. Niejako ich rozwinięcie stanowią **geokomponenty z warstwą chłonną**, mające zwiększone możliwości infiltracyjne w porównaniu do poprzednich rozwiązań. Należą do nich **standardowe płyty ażurowe, nowoczesne kostki typu geoSYSTEM oraz geotworzywa całkowicie chłonne**. W miejscach gdzie niemożliwe jest zagospodarowanie wody opadowej in situ, dobrze sprawdzają się rozwiązania mające transportować wodę opadową do miejsc o ułatwionej infiltracji. Do tego typu rozwiązań należą: **transport wody do zbiorników lub niecek chłonnych i rowy oraz muldy podłużne** (Królikowski, Królikowska 2012).

Każdy z w/w rodzajów modernizacji charakteryzuje się innymi właściwościami przepustowości jak i realnością ich wprowadzenia w miejscu problemowym. Aby móc dokonywać próby ich klasyfikacji, czyli doboru najlepszych rozwiązań w konkretnych obszarach, należy właściwie zrozumieć schemat ich funkcjonowania.

Zwiększenie powierzchni terenów zieleni

Teoretycznie najprostszym sposobem zwiększenia chłonności podłoża jest zmiana powierzchni użytkowej nieprzepuszczalnej na powierzchnię przepuszczalną. Stąd też tak istotna jest zieleń miejska (Byungsun, Dong 2021). Podstawową kwestią

z perspektywy zagospodarowania wód opadowych jest sprawa umiejscowienia terenów zieleni w odniesieniu do arterii drogowych. Najczęściej umiejscawia się je na niewielkim podwyższeniu oddzielonym od jezdni krawężnikiem, przez co zalegające wody opadowe transportowane są wzdłuż arterii zamiast na obszary zieleni. Inną kwestią problematyczną jest tu wymóg dodatkowego miejsca w centrach miast, gdzie problem podtopień występuje najczęściej. Takie rozwiązanie jest więc istotne na etapie planowania dużych inwestycji miejskich. Problematiczna jest jednak modernizacja już istniejących arterii w mikroskali.

Konstrukcje dylatacyjno-chłonne

Jedną z metod odprowadzania wody opadowej bezpośrednio w miejscu opadu, jest wykorzystanie standardowych przerw dylatacyjnych, stosowanych przy konstrukcjach drogowych starego rodzaju. Dylatacje takie przybierają formę przerw między materiałem budulcowym, uniemożliwiające jego pękanie na skutek rozprężeń. Wadą tych konstrukcji jest wyjątkowo mała powierzchnia czynna nieprzekraczająca 10% powierzchni. Innym problemem wdrażania tego typu rozwiązań jest ich trwałość. Wymóg lokowania konstrukcji dylatacyjno-chłonnych co kilka metrów w obrębie drogi oraz narażenie ich na duże obciążenia, powodują obniżenie trwałości i szybkie zniszczenie. Pogarszają znacznie również komfort jazdy (Witkowski 2018). Przykładem ich użycia jest nowo powstały most na rzece Jangcy w Szanghaju, wymagający dodatkowego odprowadzenia zalegającej wody. Jednocześnie poprzez stałe niewielkie ruchy samej konstrukcji, przerwy dylatacyjne jednocześnie ograniczają szybkie zużywanie się materiału budulcowego samego mostu (<https://structurae.net>).

Powierzchnia z płyt lub kostek na podsypce żwirowej

Logicznym sposobem zmniejszenia problemu zalegającej wody opadowej, wydają się być płyty uliczne lub kostki brukowe. Rozwiązania takie niosą za sobą jednak szereg problemów. Pierwszym z nich jest niewielka powierzchnia chłonna (do 10% - przy standardowych materiałach). Występuje w tym przypadku jednak znacznie poważniejsza wada ich stosowania w ograniczaniu zalegania wody opadowej. Inaczej niż w przypadku pozostałych rozwiązań - pojedyncze płyty lub kostki nie są masywne i łatwo podlegają przemieszczeniu. Dochodzi do nich najczęściej wskutek rozprężeń objętości zamarzającej wody. Woda zalegająca w przerwach między kostkami na

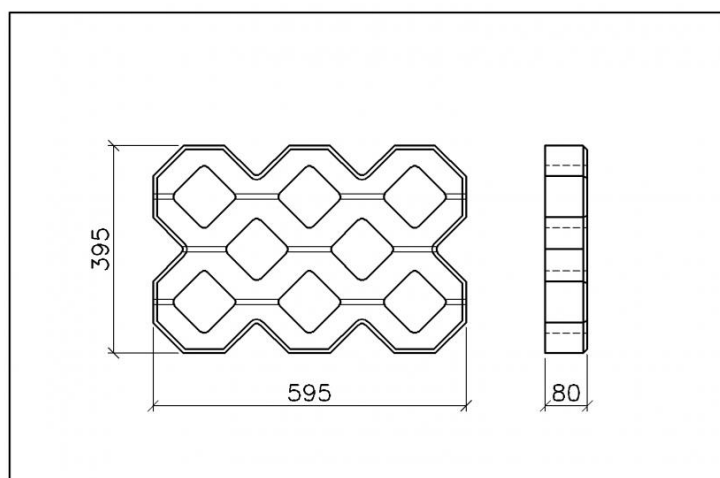
przełomie 0 °C często powoduje ich wypiętrzenia podczas zamarzania. Znacząco utrudnia to, a w krytycznych przypadkach uniemożliwia swobodne korzystanie później z takich powierzchni (Kossakowski 2014).

Geokomponenty zwiększające przepuszczalność samego asfaltu

Jednym z ciekawszych sposobów radzenia sobie z wodą opadową jest wykorzystanie nowoczesnych nawierzchni asfaltowo-porowych. Pozwalają one w sposób bezinwazyjny odprowadzać wodę bezpośrednio w jezdnię, za pomocą porów zawartych w materiale budulcowym. Nie pogarszają one również walorów estetycznych danego miejsca. Problem leży jednak jednocześnie w ich zalecie. Często spotykaną sytuacją jest zapychanie się przestrzeni porowych w asfalcie elementami naniesionymi przez ruch uliczny, przez co zyskuje on po czasie cechy zwykłego asfaltu. Rozwiązania takie są pomocne zazwyczaj w ściśle określonych, w miarę nieinwazyjnych transportowo, miejscach. W innych obszarach taka modernizacja byłaby na dłuższą metę kosztowna lub nawet bezcelowa (Królikowski, Królikowska 2012).

Geokomponenty z warstwą chłonną - standardowe płyty ażurowe

Jednym z najbardziej efektywnych sposobów walki z zalegającą wodą opadową jest stosowanie płyt ażurowych. Jak zostało wspomniane w rozdziałach poprzednich, płyty takie osiągają do 50% powierzchni czynnej w swojej budowie. Na rycinie (Ryc.4.2.1) przedstawiono schemat rzutu z góry pojedynczej płyty.



Ryc. 4.2.1. Schemat rzutu z góry płyty ażurowej (<https://mk-markaz.pl/znaczniki/plyty-azurowe>)

Pozwalają one w znaczący sposób zwiększyć ogólne odprowadzanie wody z obszarów zagrożonych podtopieniami (Scholz, Grabowiecki 2007). Będą więc one traktowane jako jedne z najlepszych sposobów modernizacji. Ważne jest jednak ich prawidłowe posadowienie. Z powodu niewielkich rozmiarów pojedynczych płyt, podczas nierównomiernego utwardzenia gruntu pod taką zabudowę, istnieje ryzyko lokalnych zagłębień. Kluczową kwestią jest również wymóg uzupełniania ubytków płyt, gdyż jego brak może znacząco osłabić strukturę nośną konstrukcji. Aby temu przeciwdziałać często stosuje się zasiewy trawą powierzchni czynnych kostki ażurowej (Burszta-Adamik, Łomotowski 2006). Dziś nawet w Polsce stosuje się nowoczesną formę płyt ażurowych, nie tylko na parkingach, na których pierwotnie je stosowano. Poznań w 2022 roku wprowadził pilotażowy program ich wdrażania. Zmieniono wtedy podłoże uczęszczanej drogowo nawierzchni ulic Anyżowej i Wrotyczowej. Daje to nadzieję na częstsze użytkowanie takich materiałów w przyszłości na terenie całego kraju (<https://www.poznan.pl>). W Gdańsku rozwiązanie to stosowane jest jeszcze przede wszystkim na parkingach - przykładowo na Osiedlu Wejhera.

Geokomponenty z warstwą chłonną - nowoczesne kostki typu geoSYSTEM

Nowoczesnym "rodzajem" płyty ażurowej jest zastosowanie zamiast tworzyw betonowych, specjalnych kratek nośnych z pospółką wypełnieniową, które pozwalają zwiększyć powierzchnię czynną obszaru do niemal 90%. Co ważniejsze, nie odbywa się to kosztem zmniejszenia wytrzymałości na obciążenia, jak to bywa w przypadku innych rozwiązań. Do wad takich rozwiązań należy zaliczyć jednak cienkie krawędzie kratek, które mogą uszkadzać co delikatniejsze opony samochodów. Przykładem takich rozwiązań są chociażby kratki typu geoSYSTEM. (Królikowski, Królikowska 2012). Jest to stale rozwijane rozwiązanie, które jednak obarczone jest jeszcze znacznymi kosztami. Z uwagi jednak na tempo rozwoju tej techniki, istnieje szansa, iż tworzywa takie będą w przyszłości na tyle mocne, by wytrzymać napór cięższego ruchu ulicznego oraz na tyle bezinwazyjne, aby nie uszkadzać opon samochodów, będąc jednocześnie przystępne kosztowo. W najbliższej przyszłości stanowiąc one będą najlepszy sposób dodatkowego odprowadzania wody przy odpowiednich warunkach geologicznych. Z uwagi na stale rozwijającą się technologię, w Polsce ciągle testuje się jej wytrzymałość na mniej uczęszczanych drogach. Jednakże do tej pory wykazują one wystarczającą wytrzymałość aby przyjmować ruch uliczny. Zwłaszcza biorąc pod

uwagę rozwój technologii geoSYSTEM. Jednym z przykładów jej użycia jest modernizowana w ten sposób nawierzchnia pasów lotniska Krywlany w Białymstoku. Można jednak przypuszczać, że jeśli takie rozwiązania przejdą kilkuletnią próbę wytrzymałości, będą wdrażane częściej na terenie naszego kraju (<https://www.geoproduct.pl>).

Geotworzywa całkowicie chłonne

Jednym z przykładów technologii z tego zakresu jest stosowanie nawierzchni porowej z odpadowego szkła. Warto zaznaczyć, iż stwierdzenie "powierzchnia całkowicie chłonna", odnosi się do miejsc możliwego wsiąkania wody w stosunku do powierzchni jezdni. Odbywa się to za pomocą porów w materiale budulcowym. Nie oznacza to jednak 100% przepuszczalności. W materiale budulcowym efektywna objętość wolnych przestrzeni osiąga ok. 40%. Nie jest to jednak rozwiązanie pozbawione wad. Powierzchnie takie wymagają (w zależności od zawartej domieszki szkła) replikacji struktury żywicznej na jej powierzchni co 3 do 5 lat, co powoduje duże koszty utrzymania takich rozwiązań. Warty nadmienia jest jednak fakt dużej składowej budulca z recyklingu, co dodatkowo jest korzystne dla środowiska (Siedlecka, Suchocka 2017).

Transport wody do zbiorników lub niecek chłonnych

Jednym z najskuteczniejszych pod względem zdolności magazynowania oraz odprowadzania wody są zbiorniki retencyjne oraz niecki chłonne (Lejcuś i in. 2017). Podobnie jak w przypadku trawników, rozwiązanie takie ciężko jest wprowadzać lokalnie z racji ścisłej zabudowy centrów miast. Z reguły znacznie korzystniejsze są pozostałe rozwiązania, kosztem eksploatacji już istniejącej infrastruktury na rzecz w/w zbiorników. Gdyby jednak istniała możliwość ich usytuowania niedaleko miejsc zagrożonych podtopieniem, oczywiście znacznie poprawiłoby to możliwości retencji wód opadowych. Rekomendowane jest to jednak raczej jako dodatkowa pomoc, a nie jako główne rozwiązanie problemu, ze względu na wymóg przekierowania do nich wody opadowej. Wyjątkiem mogą być szczelne powierzchnie - niedaleko miejskich terenów leśnych, na których w sposób naturalny wytworzyła się niecka chłonna. W dalszym jednak ciągu wymaga to dodatkowej infrastruktury transportującej w to miejsce wodę opadową z obszarów uszczelnionych.

Rowy oraz muldy podłużne

Są to rozwiązania sprawdzające się przy zagospodarowaniu części opadu w pasie drogowym. Wymagają one jednak dodatkowego poszerzenia pasa drogowego, co współgra z odwodnieniem jezdni w komunikacji ogólnokrajowej i regionalnej (Królikowski, Królikowska 2012). W przypadku arterii drogowych w miastach, instalacja takich modernizacji wymagałaby jej przeprowadzenia kosztem innych obiektów, np.: chodników, dodatkowych pasów jezdni standardowej. Mogą być one natomiast rekomendowane jako dodatkowy element zwiększenia odprowadzania wody w instalacjach podłużnych transportujących wodę opadową do terenów chłonnych (np. do zbiorników czy niecek chłonnych). Rozwiązania te jednakże wypadają mało korzystnie pod kątem skuteczności zagospodarowania wody opadowej na tle innych modernizacji chłonnych np.: geokomponentów.

Wszystkie rozwiązania polegające na zwiększaniu możliwości infiltracyjnych powierzchni użytkowej, wymagają określonych warunków geologicznych oraz hydrogeologicznych. Najlepiej sprawdzają się w przypadku gruntów o przynajmniej średniej jakości filtracji, czyli piaskach drobno i średnioziarnistych oraz frakcji o większej średnicy uziarnienia, najlepiej z nisko położonym zwierciadłem wód gruntowych. W przypadku, gdy w warstwie przypowierzchniowej występują gliny lub inne utwory nieprzepuszczalne, wprowadzanie takich modernizacji traci sens, ponieważ woda będzie gromadzić się na obszarach, które docelowo powinny być chłonne.

5. Odprowadzanie wody w różnych warunkach środowiska

Gdańska kanalizacja deszczowa powstawała na przestrzeni wielu lat przy jednocześnie stosunkowo często zmieniających się wytycznych jej projektowania. Nie powinien więc dziwić fakt obecności na terenie miasta obszarów o niejednorodnej strukturze. Przekłada się to często na zachowanie jedynie niezbędnych wytycznych projektowych, takich jak posadowienie jednej studzienki w oknie teselacji, zaś tam gdzie jest to wykonalne, zalecane są trzy. Prowadzi to do sytuacji, w której dalszych badań nad możliwymi modernizacjami stanu rzeczy nie można traktować jednotorowo. Wobec powyższego należało podzielić możliwą modernizację na scenariusze badawcze. Rozdział ten będzie więc poświęcony sposobowi wyznaczania wspomnianych scenariuszy (5.1). Następnie poruszone zostaną kwestie możliwości odprowadzania wody na terenach odpowiadających poszczególnym scenariuszom przed (5.2) oraz po modernizacji (5.3).

5.1. Kategoryzacja obszaru miejskiego pod kątem gęstości kanalizacji deszczowej

Podczas stawiania nowej konstrukcji od podstaw, architekci i projektanci są w stanie ustalić większość założeń początkowych, jeszcze przed przygotowaniem gruntu pod budowę. Biorąc pod uwagę aglomerację miejską z zasady taka sytuacja nie ma zastosowania. Pomijając rzadkie przypadki posadawiania całego miasta od podstaw, każda inwestycja położona jest na już istniejącej infrastrukturze. Niejednokrotnie poszczególne jej części budowane były na przestrzeni wielu lat. Przypadek Gdańska nie jest wyjątkiem i nawet w przypadku odbudowy zniszczonych miast, często sięga się do jego dawnej struktury (Paszkowski 2011). Zakładając posadowienie systemu kanalizacji przed budową jakiegokolwiek infrastruktury miasta, analiza jednopłaszczyznowa byłaby prawdopodobnie wystarczająca.

W rzeczywistości jednak w Gdańsku nie istnieje zunifikowany system kanalizacji pokrywający jego powierzchnię. Często pewne bloki teselacyjne, odbierają wodę zamiast z trzech studzienek odbierają ją z dwóch lub jednej. Problemem w tym przypadku jest brak ścisłego podziału na konkretne bloki teselacyjne, gdyż brak jest ściśle określonych reguł przebiegu ich granic (poza faktem obejmowania 800 m² powierzchni szczelnej). Wobec tego nie istnieje jeden podział teselacyjny obszaru

badawczego. Następstwem takiego podziału jest możliwość intencjonalnego ich kreślenia do analizy posadawiania systemu odprowadzania wody. Może to prowadzić do zmniejszania liczby wpustów. Zależnie więc od poprowadzonych granic dany obszar może mieć w świetle przepisów zarówno dwie, jak i trzy studzienki. Wobec tego podana problematyka wymaga szerszego, matematycznego podejścia do problemu, zaś próba odgórnego podziału obszaru badań jest bezzasadna. Istnieją przecież również miejsca poza zasięgiem kanalizacji burzowej.

Prowadzi to do sytuacji, w której system nie jest w stanie odprowadzić całości wody opadowej. Badania wykazały również, iż nawet w pełni zgodny z wytycznymi (GDDP 2006) system, podczas niektórych opadów nawałnych jest niewystarczająco wydajny. Wobec powyższego, istotnym stało się prowadzenie dalszych analiz kilkutorowo. Przede wszystkim należało skupić się na innym aspekcie modernizacji zastanego stanu rzeczy. Według badań (Nowakowska-Błaszczuk 1988) potencjalne zwiększenie jakości odprowadzania wody, może nastąpić poprzez wzrost przepuszczalności samego podłoża. Jak wykazała autorka, pozwala to oprócz sprawnego odbioru wody z gruntu, zachować stabilne zwierciadło wód podziemnych. W modelu teoretycznym zatem, przedstawione zostaną scenariusze, oparte na liczbie studzienek na 800 m² bloku teletacyjnego. Część z nich zakłada również wzrost powierzchniowej wydajności infiltracji wody. Zestawienie poszczególnych scenariuszy obrazuje poniższa tabela (Tab. 5.1.1).

Tab. 5.1.1. Scenariusze badawcze

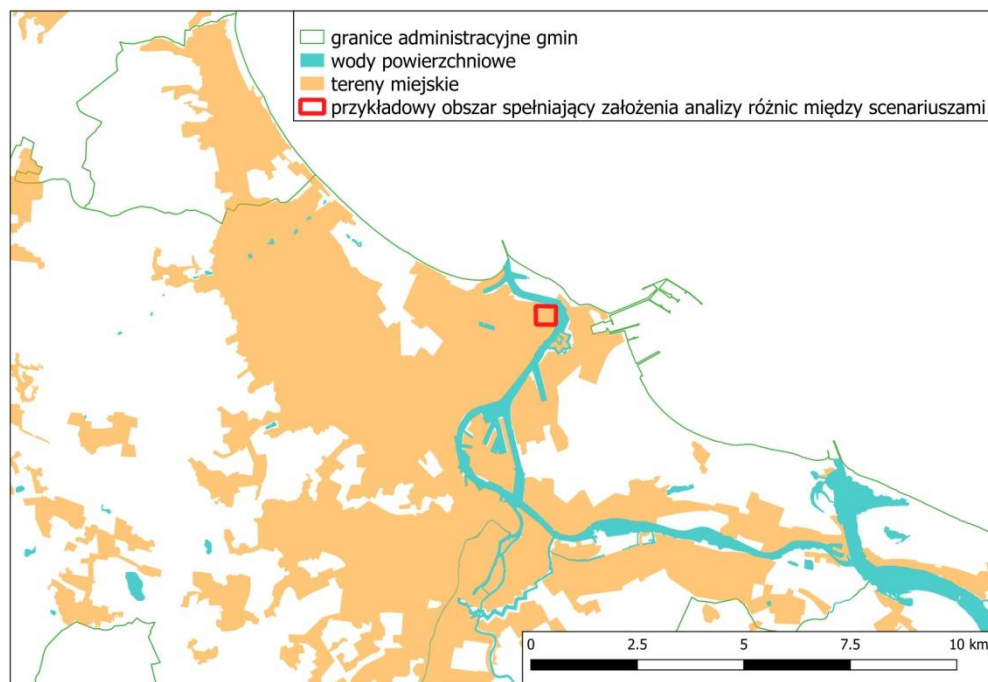
Nazwa scenariusza	Założenia scenariusza
"3"	Stan faktyczny - trzy studzienki na jednostkę odwadniającą
"3+"	Stan faktyczny - trzy studzienki na jednostkę odwadniającą powiększony o wzmożoną infiltrację powierzchniową
"2"	Stan - dwie studzienki na jednostkę odwadniającą
"2+"	Stan - dwie studzienki na jednostkę odwadniającą powiększony o wzmożoną infiltrację powierzchniową
"1"	Stan - jedna studzienka na jednostkę odwadniającą
"1+"	Stan - jedna studzienka na jednostkę odwadniającą powiększony o wzmożoną infiltrację powierzchniową
"0"	Stan - brak studzienek na jednostkę odwadniającą
"0+"	Stan - brak studzienek na jednostkę odwadniającą powiększony o wzmożoną infiltrację powierzchniową
"4"	Stan - cztery studzienki na jednostkę odwadniającą

Scenariusz "4" został jednak uwzględniony w dalszych analizach jedynie połowicznie, w celu uwypuklenia różnic między klasycznym, a infiltracyjnym założeniem modernizacji systemu. Dokonując jakiegokolwiek zmiany, należy pamiętać o pracy na stale funkcjonującym systemie. Każda modernizacja niesie za sobą koszty bezpośrednie w postaci funduszy oraz pośrednie, czyli niezadowolone mieszkańców lub paraliż komunikacyjny miasta. Nawet jeżeli inwestycja w teorii jest możliwa może nie być ona efektywna. Stąd tak duży nacisk został położony na dopasowanie poszczególnych możliwości do konkretnych miejsc w przestrzeni miejskiej.

W dalszej części analiz przedstawione zostaną możliwości odprowadzania wody każdego ze scenariuszy. W celu lepszego zobrazowania różnic między nimi, postawione one zostaną w jednakowej sytuacji środowiskowej. Warunki wstępne przedstawia tabela (Tab.5.1.2). Wspomniana analiza nie ma jeszcze na celu uwydatnić konkretnych miejsc na terenie Gdańska, a jedynie pokazać różnice w funkcjonowaniu odprowadzania wody w poszczególnych scenariuszach w ogólnie nakreślonej sytuacji. Niektóre jednak fragmenty obszaru spełniają te założenia. Przykładem tego jest skrzyżowanie ul. Góreckiego z ul. Marynarki Polskiej (Ryc. 5.1.1).

Tab. 5.1.2. Warunki wstępne analizy różnic między scenariuszami

Typ zmiennej	Wartość zmiennej
Powierzchnia, z której odprowadza się wodę	800m ²
Wysokość opadu nawalnego godzinnego przed unifikacją	40mm/h
Natężenie opadu nawalnego	>1mm/min
Czas trwania opadu nawalnego	30 min
Podłoże przedmodernizacyjne	W pełni szczelne
Podłoże pomodernizacyjne	W pełni przepuszczalne
Podłoże pod zabudową	Piaski drobnoziarniste i gliniaste zbite
Przepustowości studzienek zgodne z możliwościami projektowania sieci wodociągowej w odniesieniu do Modelu Błaszczyka. Wymiarowanie studni zgodne z wytycznymi GDDP.	



Ryc. 5.1.1. Przykładowa lokalizacja obszaru o cechach analizy różnic między scenariuszami

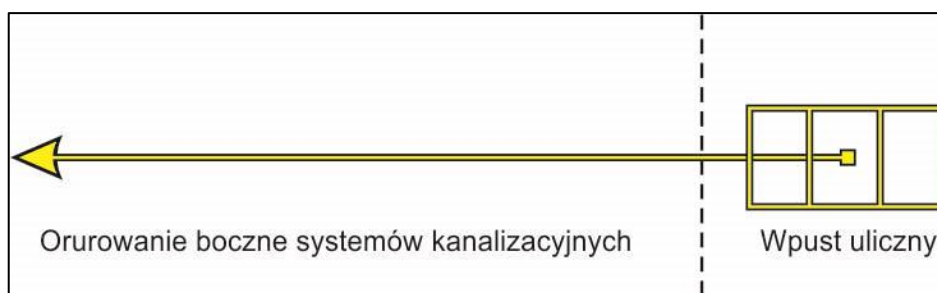
5.2. Scenariusze w obecnym systemie zagospodarowania wód opadowych

Scenariusz "3" - obszary objęte trzema studzienkami

Najczęściej spotykaną w aglomeracji Gdańskiej sytuacją, jest doprowadzenie trzech studzienek, w obrębie jednego bloku teselacji. Jest to domyślny stan, w jakim zalecane jest posadawianie systemu kanalizacji burzowej w tym obszarze, uwzględniając wytyczne oraz sytuację środowiskową (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych 2006). Do takich standardów starają się dążyć instytucje publiczne, w szczególności podwykonawcy GDDKiA oraz podmiotów realizujących przetargi miejskie. Przykładem miejsca występowania warunków, które zakłada ten scenariusz, jest skrzyżowanie Alei Żołnierzy Wyklętych oraz Grunwaldzkiej przy Galerii Bałtyckiej. Wizualizację wraz z rozstawieniem przyłączy oraz schemat oznaczeń przyłączy obrazują ryciny (Ryc. 5.2.1, Ryc. 5.2.2).

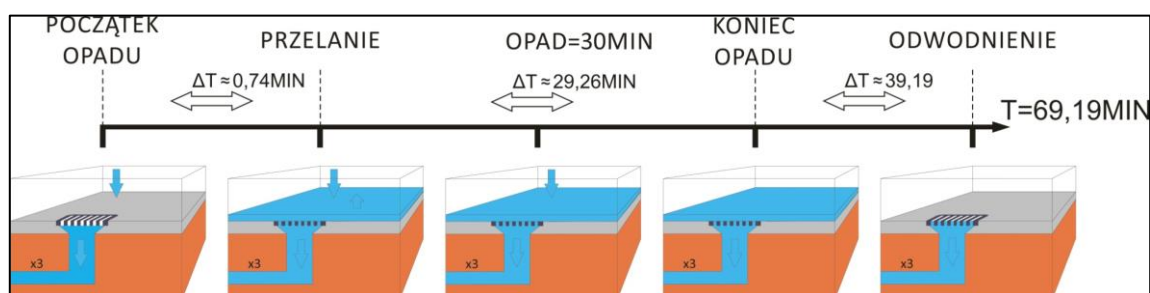


Ryc. 5.2.1. Wizualizacja scenariusza "3" wraz z lokalizacją studzienek i przyłączy. Kolorem pomarańczowym oznaczono estakadę Alei Żołnierzy Wyklętych uniesioną nad gruntem na podstawie danych dyrektywy INSPIRE



Ryc. 5.2.2. Schemat oznaczeń przyłączy

Z racji na największą liczbę wpustów, system w scenariuszu „3” cechuje się największą zdolnością odprowadzania wody ze wszystkich scenariuszy podstawowych (3,2,1,0). Jednak w przypadku deszczy nawalnych, następuje szybkie przelanie studzienek powodując (przy założeniu szczelności systemu) duże problemy z odprowadzaniem wody. Implikuje to wydłużenie czasu przywrócenia stanu równowagi po zakończeniu opadu. W obliczu założeń wstępnych (Tab.5.1.2), przelanie studzienek następuje w niecałą minutę, zaś odprowadzenie wody z obszaru po zdarzeniu wymaga aż niemal 40 min (Ryc. 5.2.3).



Ryc. 5.2.3. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "3" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

Scenariusz "2" - obszary objęte dwiema studzienkami

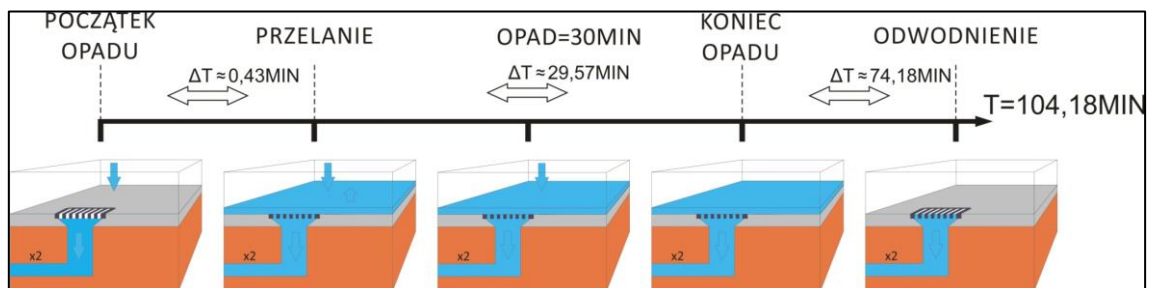
Innym częstym przykładem problemów zabudowy kanalizacji deszczowej w Gdańsku, są otwarte betonowe przestrzenie lub parkingi galerii handlowych. To właśnie tam (przeliczając liczbę studzienek w przyłączy w odniesieniu do jednostki odwadniania) najczęściej spotyka się dwie studzienki na jednostkę odwadniającą. Brak zachowania zalecanych rozwiązań w posadawianiu studzienek najczęściej wynika z faktu utrzymania parkingów w posiadaniu lub dzierżawie prywatnych podmiotów. Jest to częsty proces włączania sektora prywatnego w usługi użyteczności publicznej (Górczyńska, Kolczyńska 2012). Powoduje to niejednokrotnie brak pożądanych

rozwiązań w postaci trzech studzienek w jednostce. Przykładem takiego miejsca jest parking przy galerii na ulicy Cienistej (Ryc. 5.2.4).



Ryc. 5.2.4. Wizualizacja scenariusza "2" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy na podstawie danych dyrektywy INSPIRE

W odniesieniu do poprzedniego scenariusza - scenariusz „2” cechuje się czasem przelania studzienek poniżej pół minuty. Wynika to z faktu odprowadzania tej samej ilości wody opadu nawałnego za pomocą mniejszej liczby studzienek. Największe zaś różnice występują w czasie odprowadzenia wody z terenu po ustaniu opadu, który zwiększa się niemal dwukrotnie, do ponad godziny. Sam czas trwania zjawiska przelanie - odprowadzenie wody, wydłuża się o ok. 36 min (Ryc. 5.2.5).



Ryc. 5.2.5. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "2" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

Scenariusz "1" - obszary z występowaniem jednej studzienki

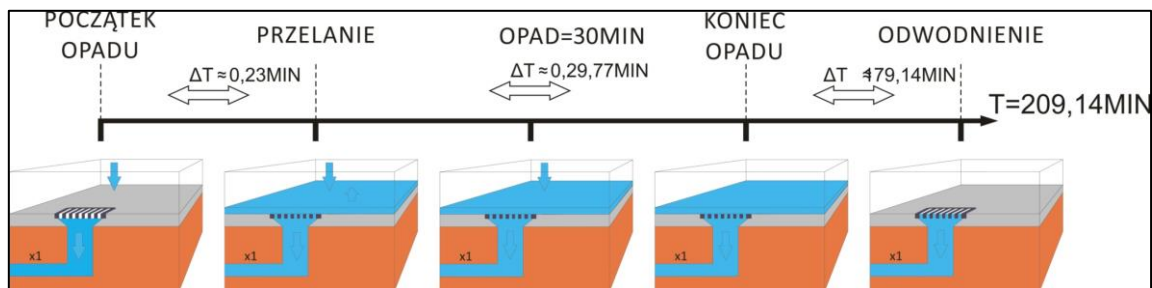
Najrzadziej spotykanym wariantem posadawiania studzienek i ich przyłączy jest scenariusz „1”. Zakłada on, iż całość opadu z okna teselacji, odprowadzana jest tylko z jednej studzienki. Scenariusz ten jest najsilniej zależny od sposobu teselacji badanej powierzchni i intencji jej wykonania. Występuje niemal wyłącznie w silnie zabetonowanych centrach miast. W dodatku tam, gdzie odległości między budynkami są na tyle niewielkie, że nie pozostawiają miejsca na pasy zieleni miejskiej. W Polsce przestrzeń miejska jest luźniejsza, niż przykładowo we Włoszech czy na Węgrzech, gdzie uliczki są węższe i problem ten występuje częściej (Romanello M.T., 2002). Przykładem takiego miejsca w Gdańsku jest Grobla niedaleko Fontanny Czterech Kwartałów (Ryc. 5.2.6).



Ryc. 5.2.6. Wizualizacja scenariusza "1" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy na podstawie danych dyrektywy INSPIRE

Analizując poszczególne czasy opadowe między scenariuszami (od "3" do "1") - w przypadku „1” będą one w dalszym ciągu wydłużane. W porównaniu do scenariusza najbardziej pożądanego („3”) czas zagospodarowania opadów wzrasta ponad czterokrotnie. Jest to spowodowane, oprócz mniejszej liczby studzienek, również dłuższym czasem i natężeniem naddatku opadu, czyli takiej jego objętości, która przekracza możliwości przepustowe systemu. Prowadzi to do bezpośredniego zwiększenia objętości cieczy odprowadzanej po ustaniu deszczu nawalnego.

Wydłużeniu ulega również czas trwania samego zjawiska (przelanie - odprowadzenie wody), a co za tym idzie czas do możliwości ponownego użytkowania zalanego terenu (Ryc. 5.2.7).



Ryc. 5.2.7. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "1" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

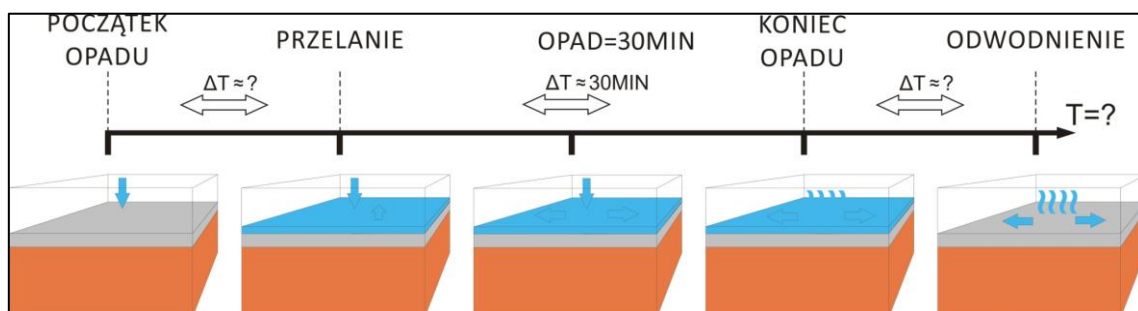
Scenariusz "0" - obszary poza zasięgiem studzienek

Najbardziej narażone na konsekwencje powodowane deszczami nawałnymi są powierzchnie w scenariuszu „0”. Brak jakiegokolwiek studzienki odprowadzającej wodę opadową oraz nieprzepuszczalny grunt, powodują gromadzenie się wody opadowej na powierzchni. Jedyнным sposobem jej odprowadzenia jest spływ powierzchniowy do terenów objętych kanalizacją lub takich, które mają duże zdolności infiltracyjne. W lokalnych zagłębieniach terenu, gdzie spływ powierzchniowy nie jest możliwy, woda opadowa utrzyma się do momentu jej wyparowania. Tempo parowania nawet w okresie letnim jest dużo mniejsze niż tempo odbioru wody ze studzienek, czy tempo infiltracji (Fortuniak i in. 2016). Obszary takie, ze względu na szczególne narażenie, powinny być modernizowane w pierwszej kolejności. Jest to jednak utrudnione, gdyż najczęściej są to place lub parkingi małych prywatnych firm, które są właścicielami lub dzierżawcami tych terenów. Za przykład posłuży parking przy ulicy Chłopskiej, nie posiadający żadnego przyłącza (Ryc. 5.2.8).



Ryc. 5.2.8. Wizualizacja scenariusza „0” wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy (w tym przypadku poza obszarem badawczym) na podstawie danych dyrektywy INSPIRE

Trudno jest również określić jakiegokolwiek parametry odprowadzenia wody z tego terenu. Z racji jego nieprzepuszczalności, całość wody musi zostać odprowadzona w innych miejscach, w których jest to możliwe. Dodatkowo pogorszy to ich zdolności retencyjne. Całość opadu ze scenariusza „0”, transportowana będzie do obszarów odpowiadających scenariuszom od "1" do "3", zwiększając w nich naddatek (i tempo przyrostu) wody opadowej (Ryc. 5.2.9).



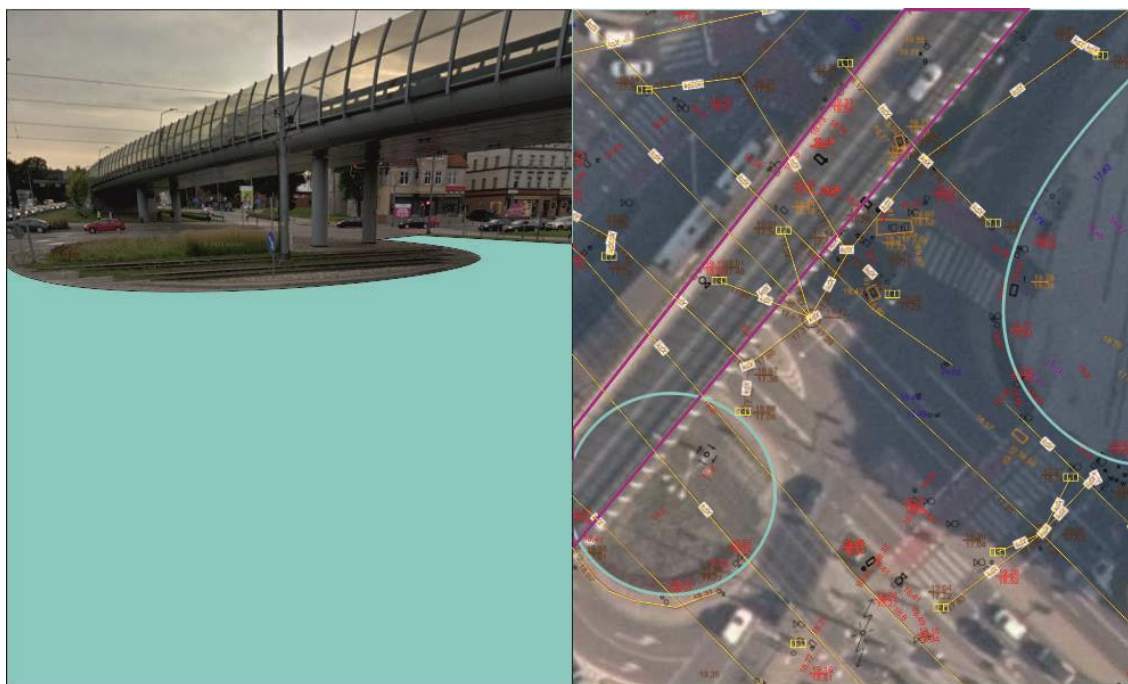
Ryc. 5.2.9. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "0" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

5.3. Scenariusze modernizacyjne

Z uwagi na fakt pojawiania się coraz częściej deszczy nawalnych, istotną kwestią stało się poszukiwanie sposobów skutecznego ich odprowadzania z terenów zabudowanych. Najprostszym, a zarazem skutecznym sposobem wzmocnienia odprowadzenia wody z terenu, jest wykorzystanie cech infiltracyjnych podłoża. Scenariusze modernizacyjne zakładają dodanie, do już istniejącego systemu kanalizacji, odpowiednich geokomponentów. Umożliwią one nie tylko spływ wody studzienkami, ale również wsiąkanie jej w grunt (Siedlecka, Suchocka 2017). Należą do nich takie rozwiązania jak płyty ażurowe, geowłóknina czy geokompozyty pod nawierzchnię bitumiczną. Większość z rozwiązań (rozdział 4) przekształca nawierzchnię szczelną na w pełni przepuszczalną w obrębie jej warstwy czynnej, stanowiącej od 10 do nawet 90 % jej powierzchni zależnie od modernizacji.

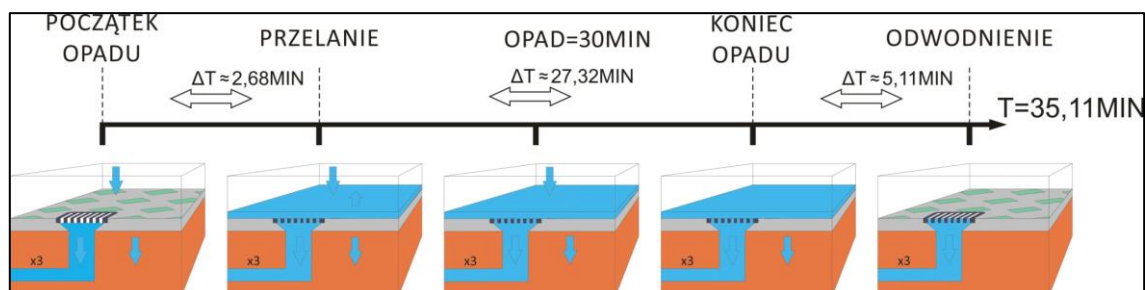
Scenariusz "3+" - obszary objęte trzema studzienkami wraz z modernizacją

Modernizacja omawianego w scenariuszu „3” skrzyżowania Alei Żołnierzy Wyklętych i Alei Grunwaldzkiej, zakłada zastąpienie standardowego asfaltu bitumicznego - geokomponentami. Poprawi to nie tylko sprawne odprowadzenia wody z terenu, ale pozwoli też uniknąć kosztownych incydentów podtopieniowych. Przykładem tego może być zalanie piętra -1 położonej niedaleko galerii handlowej omówione dokładnie w rozdziale 8. Wizualizację zasięgu modernizacji przedstawia poniższa rycina (Ryc. 5.3.1).



Ryc. 5.3.1. Wizualizacja scenariusza "3+" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy. Kolorem pomarańczowym oznaczono estakadę Alei Żołnierzy Wyklętych uniesioną nad gruntem. Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy

Po przeprowadzeniu symulacji różnic wyraźnie odznacza się skrócenie czasu w każdym elemencie procesu: przelanie - odprowadzenie wody. Czas potrzebny na przelanie studzienek rośnie niemal czterokrotnie w porównaniu do wersji przed modernizacją. Przepust całej objętości nadatku wody zmniejsza się zaś z ok. 40 do 5 min. (Ryc. 5.3.2). Przy tak silnym natężeniu ruchu, jakim cechuje się owe skrzyżowanie, różnica 30 minut ma bardzo duże znaczenie, w szczególności ze względu na fakt istnienia linii tramwajowych, które mają utrudnione możliwości objazdu zalanego terenu.



Ryc. 5.3.2. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "3+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

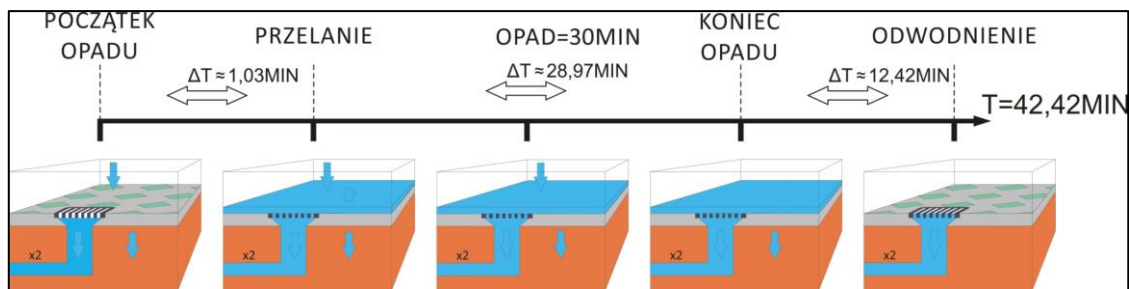
Scenariusz "2+" - obszary objęte dwiema studzienkami wraz z modernizacją

Dzięki wprowadzonej modernizacji, parkingi takie jak ten w scenariuszu „2” (parking przy galerii na ulicy Cienistej), zyskają znacznie zwiększoną możliwość odprowadzenia wody ze swojej powierzchni. Jest to o tyle istotne, iż w takich miejscach trzymane są samochody bez pasażerów w środku. Powoduje to brak możliwości szybkiej reakcji kierowcy na podtopienie podwozia pojazdu. Wzbogacenie podłoża o możliwości infiltracyjne, w dużej mierze rozwiązuje ten problem lub (w przypadku deszczy nawalnych) skraca czas wystawienia aut na takie warunki. Wizualizację zasięgu modernizacji przedstawia rycina (Ryc. 5.3.3).



Ryc. 5.3.3. Wizualizacja scenariusza "2+" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy. Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy INSPIRE

Biorąc pod uwagę parametry procesu opad-odprowadzenie wody, przelanie studzienek nastąpi dwukrotnie później (Ryc. 5.3.4). w dodatku czas zagospodarowania nadmiaru wody zmniejszy się z 74 do 12 minut, w porównaniu do scenariusza „2”. Istotnym w tej kwestii jest również okres, w jakim budynek, a przynajmniej jego parking, będzie wyłączony z użytkowania przez czas trwania zalania. W tym przypadku skróci się on o ok. godzinę.



Ryc. 5.3.4. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "2+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

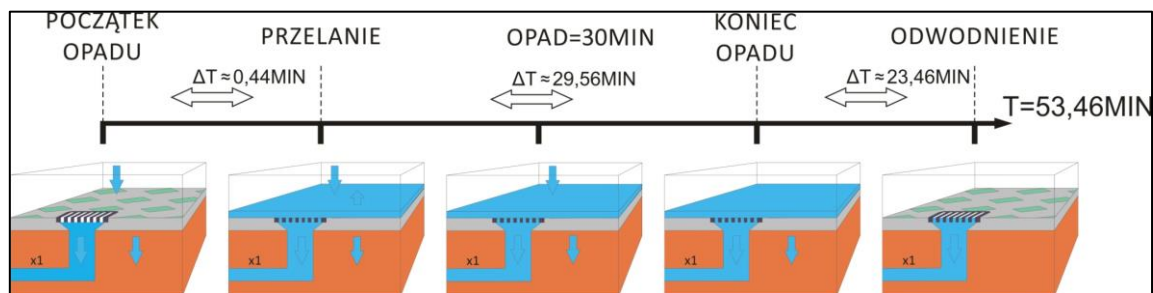
Scenariusz "1+" - obszary objęte jedną studzienką wraz z modernizacją

Ze względu na swoje przeznaczenie, obszary modernizacji scenariusza „1+”, wymagają szczególnie starannego planowania. Jako, że zlokalizowane są one najczęściej w miejscach natężonego ruchu turystycznego, ich stan wizualny jest znacznie bardziej istotny, niż w przypadku pozostałych scenariuszy. Mimo to jednak zastosowanie nowoczesnych geokomponentów pozwoliłoby na zwiększenie możliwości retencyjnych miejsca bez obniżenia jego walorów estetycznych (lub przy jego znacznym ograniczeniu) (Szruba 2019). w przypadku takich dróg, gdzie ruch odbywa się głównie pieszo, skuteczniejsze od płyt ażurowych byłyby np.: geowłókniny. Zasięg możliwej modernizacji przykładowego terenu uwzględniony został na rycinie (Ryc.5.3.5).



Ryc. 5.3.5. Wizualizacja scenariusza "1+" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy. Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy INSPIRE

W symulacji schematu przelanie - odprowadzenie wody w scenariuszach „1” i „1+”, największa różnica odznacza się w przypadku czasu odwodnienia. W pierwotnej wersji terenu, teoretyczny czas tego parametru wynosił niecałe trzy godziny. Po zastosowaniu w tym miejscu geokomponentów, zmniejszy się on aż o ok. 150 minut (do zaledwie 25 minut) (Ryc. 5.3.6). Jest to o tyle istotne, iż deszcze nawalne mają miejsce w większości wiosną i latem. Z uwagi na turystyczny charakter takich miejsc, ich ułatwiona dostępność ma duże znaczenie.



Ryc. 5.3.6. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "1+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

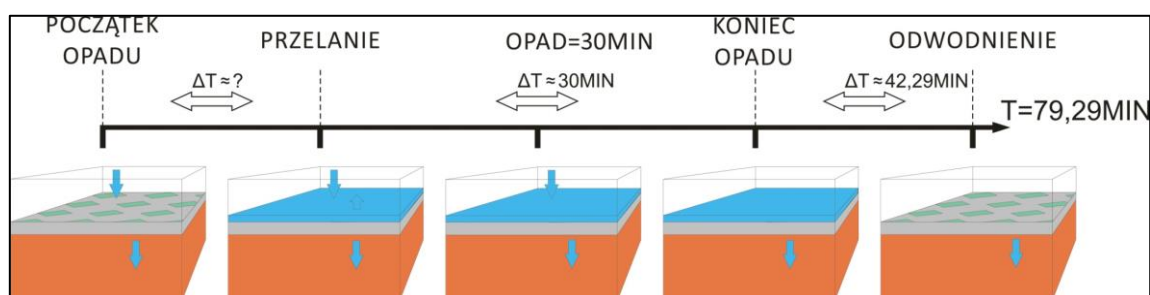
Scenariusz "0+" - obszary poza zasięgiem studzienek wraz z modernizacją

Najbardziej istotną pod względem bezpieczeństwa jest modernizacja obszarów, w których woda opadowa utrzymuje się najdłużej lub wręcz stagnuje. Zmiana parametrów obszarów scenariusza „0” pozwoli na znaczny spadek częstotliwości podtopień. Pozwoli to również ograniczyć wpływ wody spływającej z takich obszarów na tereny sąsiednie. Zalecane jest zatem, aby obszary takie były modernizowane w pierwszej kolejności. Niestety tak jak w przypadku scenariusza „2”, obszary te są najczęściej własnością lub dzierżawą osób prywatnych lub małych firm. Prowadzi to do utrudnionego przeprowadzenia sprawnych modernizacji, z uwagi na często rozbieżne cele podmiotów prywatnych i miejskich (Ćwiklińska 2007). Wizualizacja zasięgu modernizacji przykładowego obszaru (parkingu przy ulicy Chłopskiej) widoczna jest na rycinie poniżej (Ryc. 5.3.7).



Ryc. 5.3.7. Wizualizacja scenariusza "0+" wraz z lokalizacją studzienek i przyłączy (tu poza obszarem badawczym). Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy INSPIRE

Mimo znanych parametrów czasu w schemacie opad - odprowadzenie wody, ich interpretacja sprawia wiele trudności. Głównym tego powodem jest brak możliwości ich odniesienia do stanu sprzed jej wykonania. Dotyczy to sytuacji braku jakiegokolwiek czasu odwodnienia (brak studzienek i infiltracji) w scenariuszu „0”. Warto jednak nadmienić, iż czas oparty na samej infiltracji, wyniesie ok. 40 min (Ryc. 5.3.8).



Ryc. 5.3.8. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "0+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali

Scenariusz "4" - obszary o dodatkowej studzience

Z zaprezentowanych wyżej przypadków wynika fakt, iż trzy studzienki na jednostkę, nie są w stanie odprowadzić całej objętości wody opadowej. Prowadzi to do konkluzji o zwiększeniu ich liczby, przykładowo do czterech. Na pierwszy rzut oka, możliwości systemu powinny wzrastać wprost proporcjonalnie do liczby studzienek. Jest to jednak częsty błąd, nie uwzględniający parametrów technicznych przyłączy oraz możliwości całościowych systemu kanalizacji. Cały system, a w szczególności jego wymiarowanie, jest zaprojektowany pod daną liczbę studzienek o konkretnych możliwościach zbiorczych (Kazimierczak, Kotowski. 2012). Nawet jednostkowa wymiana orurowania bocznego na danym obszarze, nie prowadzi do znacznego zwiększenia możliwości systemu. Jest to spowodowane oryginalnym rozmiarem rur poprzecznych poza obszarem modernizacji. Aby dany obszar modernizowany tą metodą istotnie zwiększył swoje parametry, należałoby dokonać modernizacji kanalizacji w obrębie całego kanału zbiorczego. Jest to jednak niezwykle kosztowne oraz nieefektywne w kontekście częstotliwości deszczy nawalnych. Znacznie lepsze rezultaty, pod względem kosztów oraz parametrów, dają modernizacje infiltracyjne. Wobec powyższego analiza różnic między scenariuszami przeprowadzona dla pozostałych przypadków, uznana została za bezzasadną dla scenariusza „4” i nie została przeprowadzona.

6. Problemy istniejącego systemu kanalizacji deszczowej

6.1. Aktualne możliwości odprowadzania wody

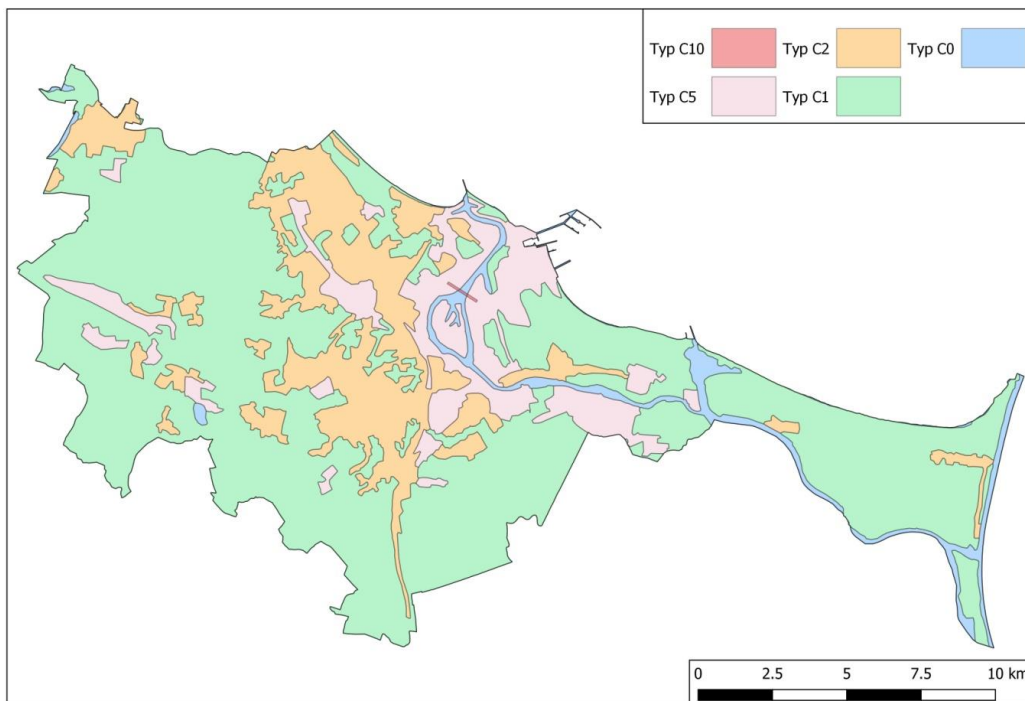
Określanie możliwości zagospodarowania wody opadowej w mieście w pierwszym rzędzie polega na określeniu przepustowości systemu odprowadzania wody. W tym celu wykorzystuje się analizę wymiarowania sieci kanalizacyjnej. Najczęstszym stosowanym w Polsce sposobem wymiarowania sieci kanalizacyjno - deszczowej jest wykorzystanie modelu Błaszczyka (Dancewicz i in. 2011). Poza wartościami natężeń deszczy miarodajnych, pochodną użycia tego modelu jest możliwość szacunkowego określenia maksymalnej wydajności sprawnie funkcjonującego systemu kanalizacji deszczowej, dla konkretnego typu zabudowy. Wymiarowanie sieci przy pomocy modelu Błaszczyka zakłada podział krajobrazu na cztery klasy w zależności od gęstości i typu zabudowy (Kazimierczak, Kotowski 2012). Poszczególne klasy wraz ze zdefiniowanymi typami zabudowy przedstawia tabela (Tab. 6.1.1). Na szczególną uwagę zasługuje tu obecność nie wymienionej w metodyce klasy C0 przedstawiającej obszary stale pokryte wodą (Rozdział 2.2).

Tab. 6.1.1. Klasyfikacja terenów według częstości opadów w modelu Błaszczyka

Klasa	Typ zabudowy
C1	tereny wiejskie
C2	tereny mieszkaniowe
C5	Centra miast/ tereny usługowe i przemysłowe
C10	Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia pod ulicami
C0	Niestandardowy typ - brak możliwości odprowadzania wody (obszary stale pokryte wodą)

W pracy oszacowano zasięgi poszczególnych typów powierzchni C na podstawie kompilacyjnej analizy powierzchni CLC/UA/NDVI oraz agregacji poligonów tożsamyh - rozdział 2) (Ryc.6.1.1). Istotnym elementem analiz możliwości przepustowych systemu jest również liczba studzienek w obrębie jednostki. Jak zostało przywołane wcześniej docelowo będą to trzy studzienki dla konkretnego okna teselacyjnego. Zestawiając ze sobą oba powyższe kryteria, wyznaczono docelową najwyższą przepustowość poprawnej sieci wodociągowej dla wzorcowych opadów modelu Błaszczyka, w zależności od klasyfikacji terenów na podstawie kryterium C. Najważniejszą cechą takiego podejścia, jest zwiększenie wymiarowanych możliwości

przepustowych sieci w miejscach o szczególnie utrudnionym odpływie wód opadowych, co potwierdzają również wyznaczone przez autora wartości. W samym Gdańsku przeważa typ klasyfikacyjny C2 i C5.



Ryc. 6.1.1. Szacunkowe zasięgi poszczególnych typów obszarów względem kryterium C

Na podstawie powyższego wyznaczono maksymalną objętość wody jaką jest w stanie przyjąć system kanalizacji deszczowej w konkretnej jednostce czasu. Aby móc łatwiej umiejscowić otrzymane wyniki w konkretnych sytuacjach pluwialnych wartości zostały przedstawione w postaci milimetrów opadu godzinnego (biorąc pod uwagę okno teselacyjne o stałej powierzchni). Jak wynika z przeprowadzonych badań dla sytuacji domyślnej każdy opad godzinny przekraczający wartość 17,1 mm (dla najczęstszego obszaru narażonego na podtopienia - C5) będzie wiązał się z chwilowym przelaniem studzienek kanalizacyjnych wraz z potencjalnym podtopieniem. Dla pozostałych typów powierzchni będą to odpowiednio C1 - 10 mm, C2 - 12,6 mm oraz C10 - 21,54 mm.

Jak wynika z weryfikacji terenowej oraz satelitarnej prowadzonej przez autora woda z terenu miasta nie zawsze jest odprowadzana przez sugerowane trzy studzienki w obrębie jednostki teselacyjnej. Nieodzownym stało się więc przeprowadzenie wspomnianych wyżej badań osobno dla każdego przypadku (od zera do trzech studzienek w jednostce). Wyniki jednoznacznie wskazują na znaczny spadek potencjału

odprowadzania wody w przypadku mniej częstego posadawiania wpustów. Przykładowo w klasie C5 zmniejszenie liczby studzienek o dwie, prowadzi do niemal czterokrotnie mniejszej możliwości przepustowej systemu (17,10mm dla trzech > 4,81mm dla jednej). Wartości te odnoszą się jedynie do odprowadzania wody przez system kanalizacyjny. Dlatego też wyniki analizy przyjmują wartość 0 w przypadku obszarów poza zasięgiem kanalizacji (Tab.6.1.2).

Tab. 6.1.2. Macierz przepustowości jednostki odwadniającej o różnych typach zabudowy (C) dla opadu 60 min przy mniejszej od 3 liczbie studzienek

Opad trwający 60 min				
mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10
2 studzienki	6,67	8,40	11,40	14,36
1 studzienka	2,81	3,54	4,81	6,06
Brak studzienek	0,00	0,00	0,00	0,00

Inną istotną kwestią w przypadku badań nad wydajnością omawianego systemu jest fakt, iż w naturze bardzo rzadko pojawiają się trwające dokładnie 60 minut opady atmosferyczne. Niejednorodność czasu trwania opadu jest jednym z najważniejszych problemów związanych z poprawnym oszacowaniem wymaganego potencjału odprowadzania wody opadowej w mieście, z uwagi na właściwości danych wejściowych (serie opadów godzinnych) (Bielecka i in. 2013). Zakładając jednakową objętość opadu - krótsze epizody deszczowe będą wiązały się ze zwiększonym ich natężeniem, co przekłada się na wymóg większej przepustowości systemu i może przyczynić się do częstszej niewydolności kanalizacji deszczowej.

W odniesieniu do najczęściej pojawiających się przypadków odprowadzania wody za pomocą trzech studzienek, wyraźnie odznacza się trend maksymalizacji możliwości przepustowych wraz ze wzrostem parametru C (Tab.4.2.4). Ma to miejsce bez względu na natężenie i czas trwania opadu. Wpisuje się to w naturalną potrzebę zwiększenia możliwości systemu w miejscach większego zagrożenia. Różnice między możliwościami zagospodarowania wody w obrębie tej samej klasy, lecz przy różnych natężeniach opadu, przedstawia tabela (Tab.6.1.4). W przypadku omawianych wcześniej klas (C2 oraz C5), symulacja deszczu 10 minutowego, pokazuje niemal dwukrotne zmniejszenie możliwości odprowadzenia wody w porównaniu do takiego samego opadu trwającego nieprzerwanie 60 minut. Przy takim założeniu każdy opad godzinny przekraczający 7 mm, spowoduje chwilowe przelanie studzienek.

Tab. 6.1.3. Macierz zunifikowanych przepustowości jednostki odwadniającej o różnych typach zabudowy [C] dla różnych czasów trwania opadu przy trzech studzienkach

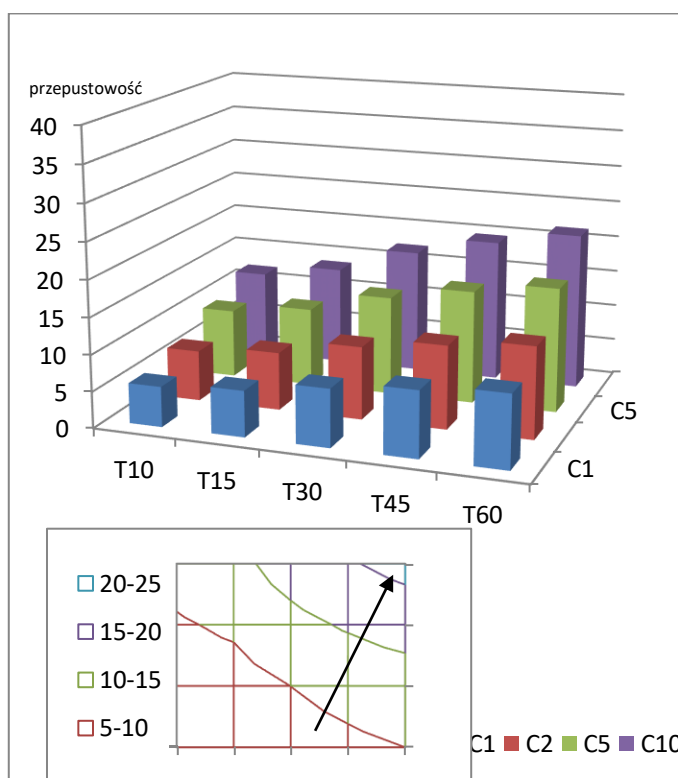
3 studzienki				
mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10
T10	5,54	6,97	9,47	11,93
T15	6,33	7,97	10,82	13,63
T30	7,95	10,02	13,6	17,14
T45	9,09	11,46	15,55	19,59
T60	10,00	12,60	17,10	21,54

Porównując sytuację dla mniejszej liczby studzienek w jednostce, trend wzrostu możliwości systemu wraz z parametrem C pozostaje niezmienny. Różnice w możliwościach pogłębiają się, analizując tożsame parametry dla innej liczby wpustów. Ciekawą zależnością jest tu przykład różnicy w klasie C2 w obrębie jednej (1) oraz dwóch (2) studzienek. Objawia się on faktem mniejszej (4,20) zunifikowanej przepustowości maksymalnej jednej studzienki z obszaru, przy jednostajnym opadzie 60 minutowym, niż możliwością dwóch studzienek w tej samej klasie, przy 10 minutowym deszczu nawalnym (4,65) (zakładając jednakową objętość opadu w obu przypadkach). Pokazuje to jak ważne jest nie tylko odpowiednie wymiarowanie sieci kanalizacji deszczowej, ale też uwzględnianie warunków środowiskowych jej posadawiania (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych 2006). (Tab.6.1.5).

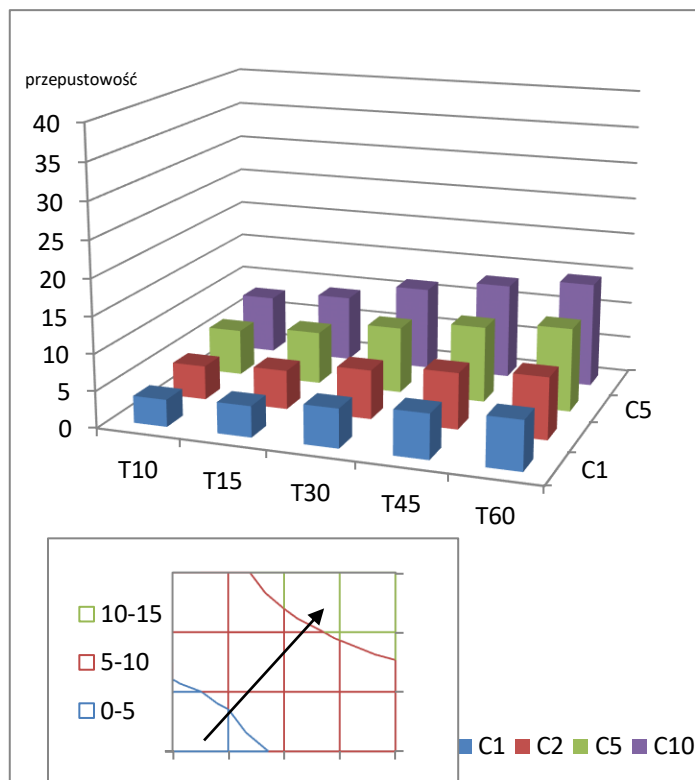
Tab. 6.1.4. Macierz wielokrotna zunifikowanych przepustowości jednostki odwadniającej o różnych typach C dla różnych czasów trwania opadu przy poszczególnej liczbie studzienek

3 studzienki					2 studzienki				
mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10	mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10
T10	5,54	6,97	9,47	11,93	T10	3,69	4,65	6,31	7,95
T15	6,33	7,97	10,82	13,63	T15	4,22	5,32	7,21	9,09
T30	7,95	10,02	13,6	17,14	T30	5,30	6,68	9,07	11,43
T45	9,09	11,46	15,55	19,59	T45	6,06	7,64	10,37	13,06
T60	10,00	12,60	17,10	21,54	T60	6,67	8,40	11,40	14,36
1 studzienka					brak studzienek				
mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10	mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10
T10	1,85	2,32	3,16	3,98	T10	0	0	0	0
T15	2,11	2,66	3,61	4,54	T15	0	0	0	0
T30	2,65	3,34	4,53	5,71	T30	0	0	0	0
T45	3,03	3,82	5,18	6,53	T45	0	0	0	0
T60	3,33	4,20	5,70	7,18	T60	0	0	0	0

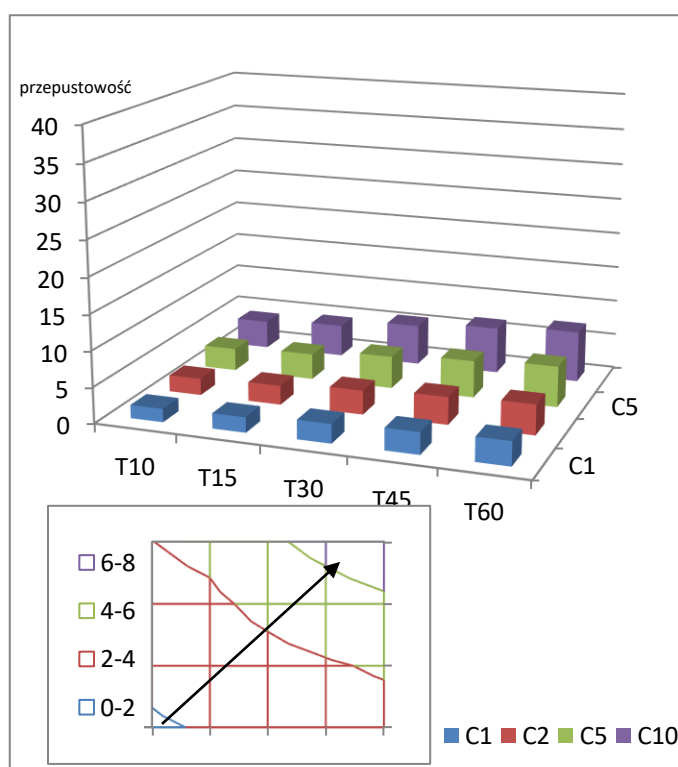
Należy zwrócić również uwagę na fakt wyraźnego trendu przestrzennego przedstawionych macierzy. Dla każdego ze scenariuszy „3”, „2” oraz „1” przepustowość zwiększa się wraz ze wzrostem zarówno zabetonowania obszaru jak i czasu trwania epizodu deszczowego (Ryc.6.1.2, Ryc.6.1.3 i Ryc.6.1.4). Należy również zwrócić uwagę na zmienność odchylenia linii trendu, względem osi pionowej między poszczególnymi scenariuszami. Wskazuje to na zmniejszony wpływ szczelności podłoża w stosunku do czasu trwania epizodu deszczowego w miarę zmniejszania liczby wpustów w oknie.



Ryc. 6.1.2. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu „3” wraz z trendem przestrzennym



Ryc. 6.1.3. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu „2” wraz z trendem przestrzennym



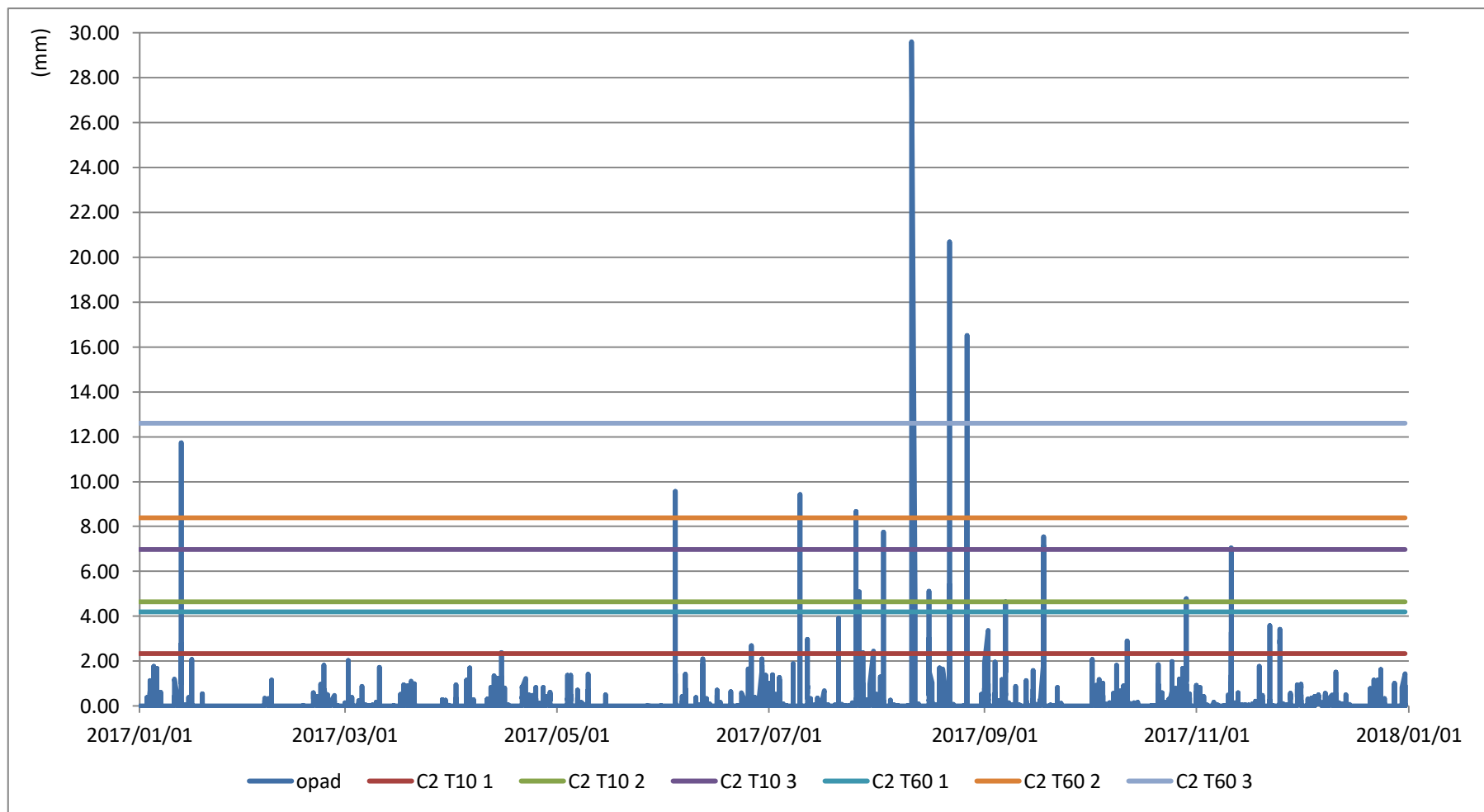
Ryc. 6.1.4. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "1" wraz z trendem przestrzennym

W przypadku scenariusza „0” analizowany obszar znajduje się poza zasięgiem kanalizacji deszczowej. Wobec powyższego dla każdego punktu spektrum przepustowość wynosi 0, a co za tym idzie następuje przestrzenna stagnacja wartości oraz brak jakiegokolwiek trendu.

6.2. Problemy niewydolności w zagospodarowaniu wody opadowej

Najważniejszym czynnikiem warunkującym skalę problemu zagospodarowania wody opadowej w mieście, jest obecny stan możliwości jej odprowadzania. W zależności od przyjętych warunków grupy III (rozdział 2.4), częstotliwości przelań w badanym okresie będą różne. Dlatego też wyniki obliczone zostały podobnie jak przepustowości krytyczne, w oparciu o natężenie deszczu, przepustowości systemu oraz liczbę studzienek.

Jako, że bezpieczeństwo sygnowane jest przez liczbę przelań, należało przeprowadzić porównanie wartości przepustowości konkretnego punktu spektrum (Rozdział 5.2) z rzeczywistym opadem godzinnym zakresu czasowego (oba wyrażone w mm opadu godzinnego). Po jego przekroczeniu ($\text{mm opadu} > \text{mm przepustowości}$) następuje przelanie (dalej zwane również przekroczeniem), warunkujące sytuację niebezpieczną. Dzięki temu możliwe stało się porównanie wspomnianych przepustowości na tle opadu co przedstawia rycina (Ryc.6.2.1). Rok 2017 został w tym przypadku wybrany ze względu na częste piki opadu o zróżnicowanych wysokościach.

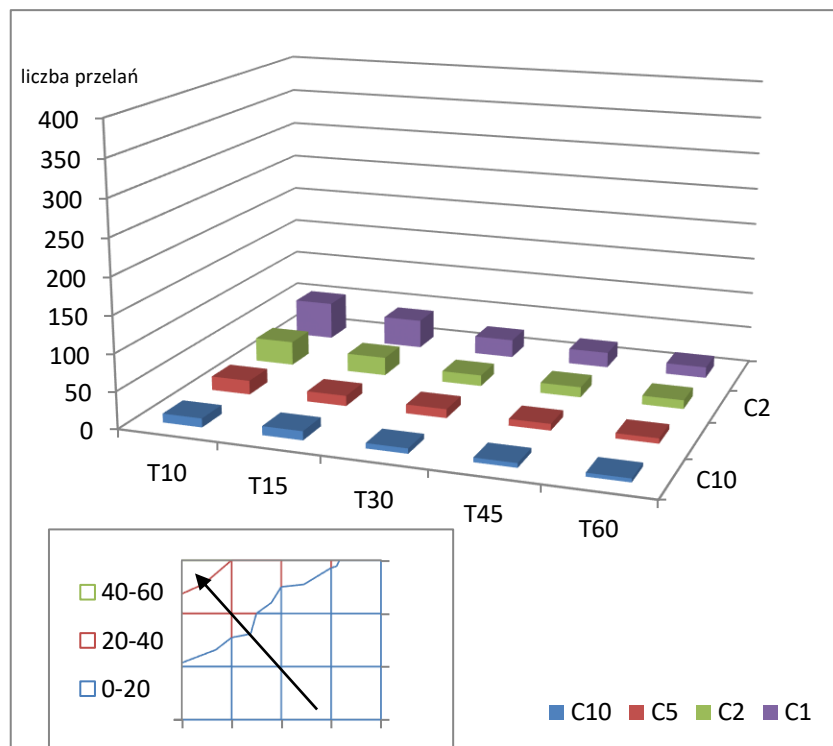


Ryc. 6.2.1. Przepustowość dla wybranych punktów spektrum w roku 2017 dla scenariuszy przed modernizacją

W przypadku scenariusza „3” (powszechnego w Gdańsku - rozdział 5), wyraźnie odznacza się trend zwiększania liczby przełań wraz ze spadkiem czasu trwania deszczu, a więc de facto wzrostem natężenia deszczu. Uwarunkowane jest to zwiększoną objętością wody opadowej z uwagi na krótszy epizod (Bielecka i in. 2013). Jest to naturalne zjawisko hydrauliczne, które będzie obserwowane niezależnie od przyjętych kryteriów, oczywiście poza scenariuszem „0”. Innym istotnym trendem jest zwiększenie liczby przełań wraz ze spadkiem parametru C. Będzie to również cechą charakterystyczną dla wszystkich przypadków (również poza scenariuszem „0”). Wpływ na tę prawidłowość ma pierwotne wymiarowanie sieci wodociągowej w zależności od użytkowania terenu (modelowy parametr C) (Kazimierczak, Kotowski 2012). Biorąc pod uwagę wartości przełań dla opadów godzinnych w latach 2016-2020, kształtują się one w zależności od podłoża między liczbą pięć, a 15 (Tab. 6.2.1, Ryc.6.2.2).

Tab. 6.2.1. Liczba przełań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza „3”

3 studzienki				
Liczba przełań	C10	C5	C2	C1
T10	12	19	33	52
T15	12	14	25	40
T30	7	12	15	25
T45	6	9	14	21
T60	5	7	12	15

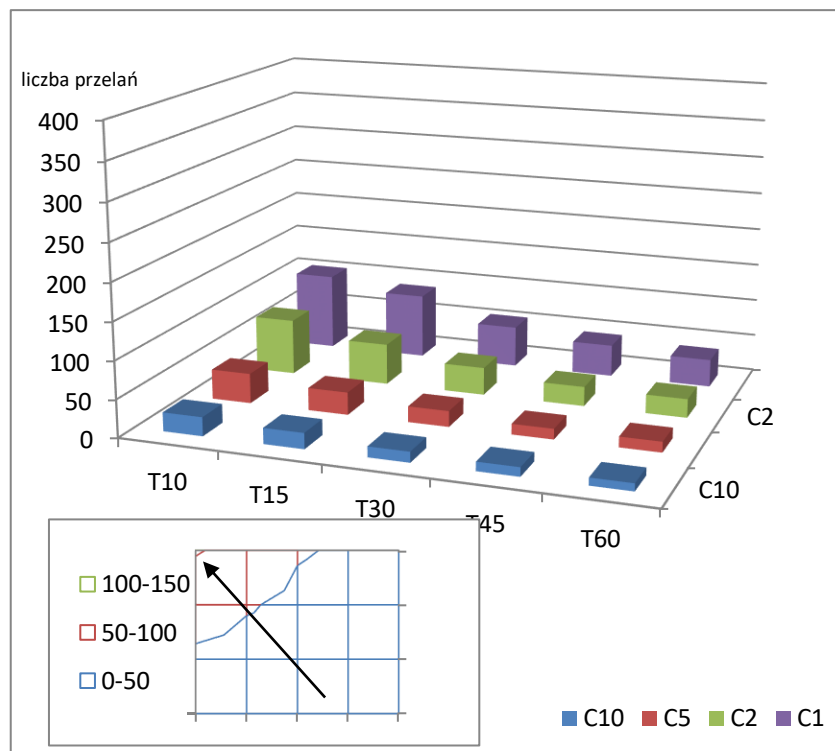


Ryc. 6.2.2. Liczba przelań w spektrum scenariusza „3” wraz z trendem przestrzennym

Analizując scenariusz „2” obserwowany najczęściej na parkingach miejskich, powielają się schematy poprzedniego scenariusza. Dla opadów godzinnych ich liczba kształtuje się między 10, a 37. Ciekawym przypadkiem jest też opad 15 minutowy, gdzie liczba przelań rośnie niemal czterokrotnie zależnie od pokrycia (Tab.6.2.2, Ryc.6.2.3).

Tab. 6.2.2. Liczba przelań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza "2"

2 studzienki				
Liczba przelań	C10	C5	C2	C1
T10	25	40	75	103
T15	21	30	55	87
T30	14	21	37	55
T45	12	14	26	43
T60	10	14	25	37

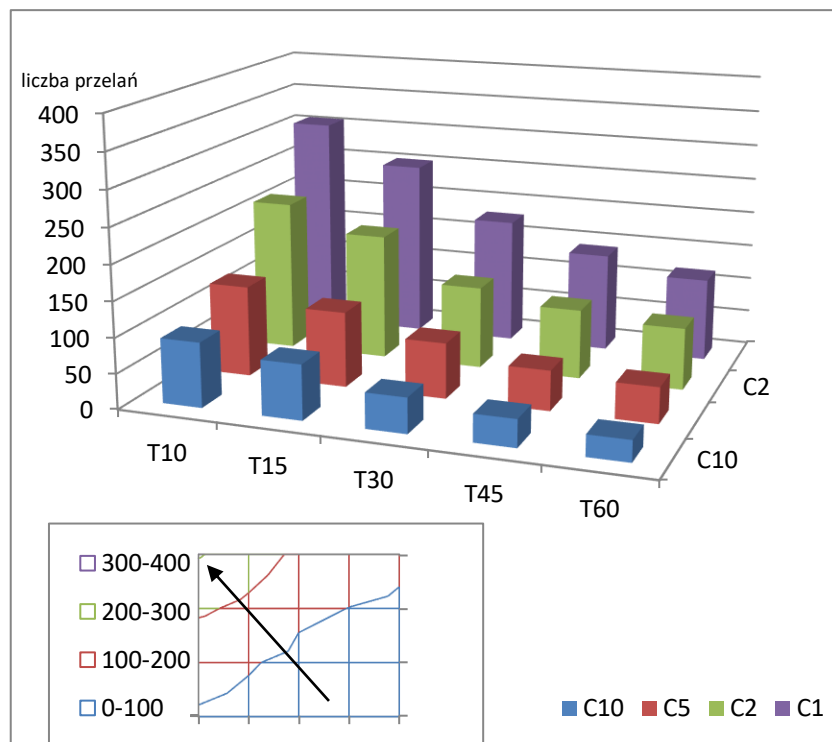


Ryc. 6.2.3. Liczba przelań w spektrum scenariusza "2" wraz z trendem przestrzennym

Dla scenariusza „1”, który jest minimum wymaganym przez wytyczne rządowe w danym oknie teselacyjnym, liczba przekroczeń dalej rośnie. Dochodzi ona do liczby 307 dla opadu 10 minutowego, zaś modelowy opad godzinny przekłada się na liczbę przelań w zakresie od 30 do 118 (Tab. 6.2.3, Ryc.6.2.4)).

Tab. 6.2.3. Liczba przelań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza "1"

1 studzienka				
Liczba przelań	C10	C5	C2	C1
T10	92	129	215	307
T15	78	107	179	252
T30	50	79	117	179
T45	39	57	99	141
T60	30	51	88	118



Ryc. 6.2.4. Liczba przelań w spektrum scenariusza "1" wraz z trendem przestrzennym

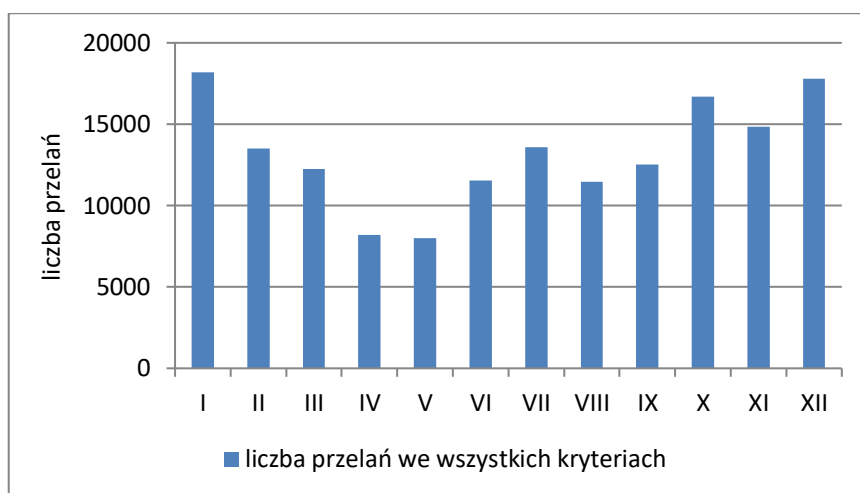
Analizując powyższe scenariusze uwidacznia się również trend wzrostowy liczby przelań wraz ze spadkiem liczby studzienek. Jest to wypadkowa faktycznego stanu kanalizacji. Odnosi się to do jakości odprowadzania wody między wartością minimalną a domyślną (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych 2006).

W przypadku scenariusza „0”, gdzie brak zarówno powierzchniowego jak i systemowego zagospodarowania wód opadowych każdy opad daje przełanie w liczbie 8439 w okresie badań (Tab. 6.2.4). Brak więc jakiegokolwiek trendu przestrzennego.

Tab. 6.2.4. Liczba przelań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza "0"

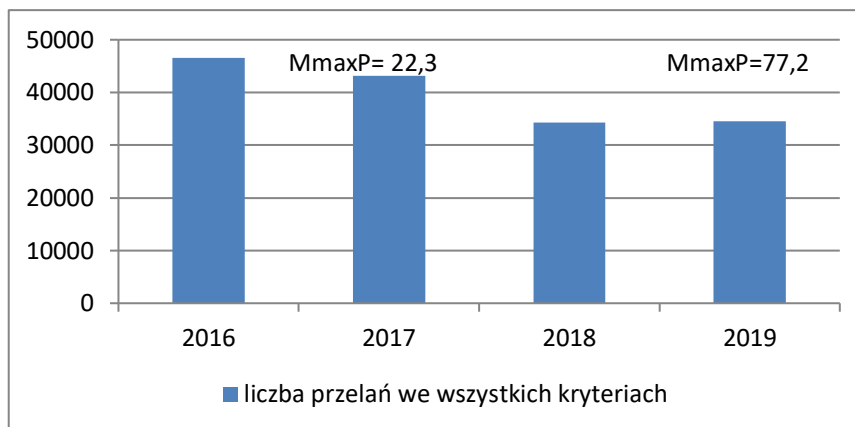
brak studzienek				
liczba przelań	C10	C5	C2	C1
T10	8439	8439	8439	8439
T15	8439	8439	8439	8439
T30	8439	8439	8439	8439
T45	8439	8439	8439	8439
T60	8439	8439	8439	8439

Biorąc pod uwagę liczbę przelań w miesiącach (dla pełnych lat 2016-2019) nie przebiegają one statycznie. W tej analizie pominięto zawarte w pozostałych analizach półrocze z roku 2020, aby liczba rekordów dla wszystkich miesięcy była jednakowa. Miesiącami o największej łącznej dla tego okresu liczbie przekroczeń we wszystkich scenariuszach oraz kryteriach są październik, styczeń oraz grudzień (Ryc.6.2.2). Najmniej przelań obserwuje się w kwietniu oraz maju. Związane jest to ze zmniejszoną częstotliwością epizodów deszczowych w tych miesiącach w porównaniu do reszty roku.



Ryc. 6.2.5. Łączna liczba przelań w latach 2016-2019 w podziale na miesiące

Z uwagi na zbyt małą próbę trudno dla okresu badawczego oszacować dokładny trend w latach (Pasikowski 2015), lecz uwydatnia się pewna zależność. W latach 2016-2017 ogólna wysokość opadów była większa. Co za tym idzie liczba przelań w bardziej niekorzystnych scenariuszach była wyższa. Natomiast w ostatnich dwóch latach objętych tym badaniem (2018-2019), mimo mniejszej liczby dni z opadem, były one bardziej gwałtowne. Świadczy o tym znacznie większa średnia opadów maksymalnych w porównaniu do lat poprzednich (22,3 mm w latach 2016-2017 do 77,2 mm w latach 2018-2019) (Ryc. 6.2.3).



Ryc. 6.2.6. Liczba przelań w okresie badawczym w latach wraz z średnią maksymalnych opadów w latach 2016-2017 oraz 2018-2019

Mimo, iż podane wartości odnoszą się do przynajmniej chwilowej niewydolności studzienek, bardziej spektakularne epizody były odnotowane w pamięci mieszkańców, jak i niejednokrotnie w doniesieniach mediów. Najgłośniejszym z nich jest prawdopodobnie zalanie Galerii Bałtyckiej (incydent ten szerzej omówiony zostanie w rozdziale 8), lecz poza nim obserwowane były takie przypadki w wielu dzielnicach np.: w Jelitkowie, Jasieniu, Stogach, czy Osiedlu Witosa.

Przekłada się to na narastającą potrzebę wprowadzania rozwiązań innych niż systemowe, które radzą sobie lepiej z wyższym opadem. Przykładowym rozwiązaniem są tu proponowane w pracy rozwiązania infiltracyjne, w których przesunięcie przepustowości ogólnej spektrum jest wyższe.

7. Możliwości modernizacji systemu odprowadzania wody

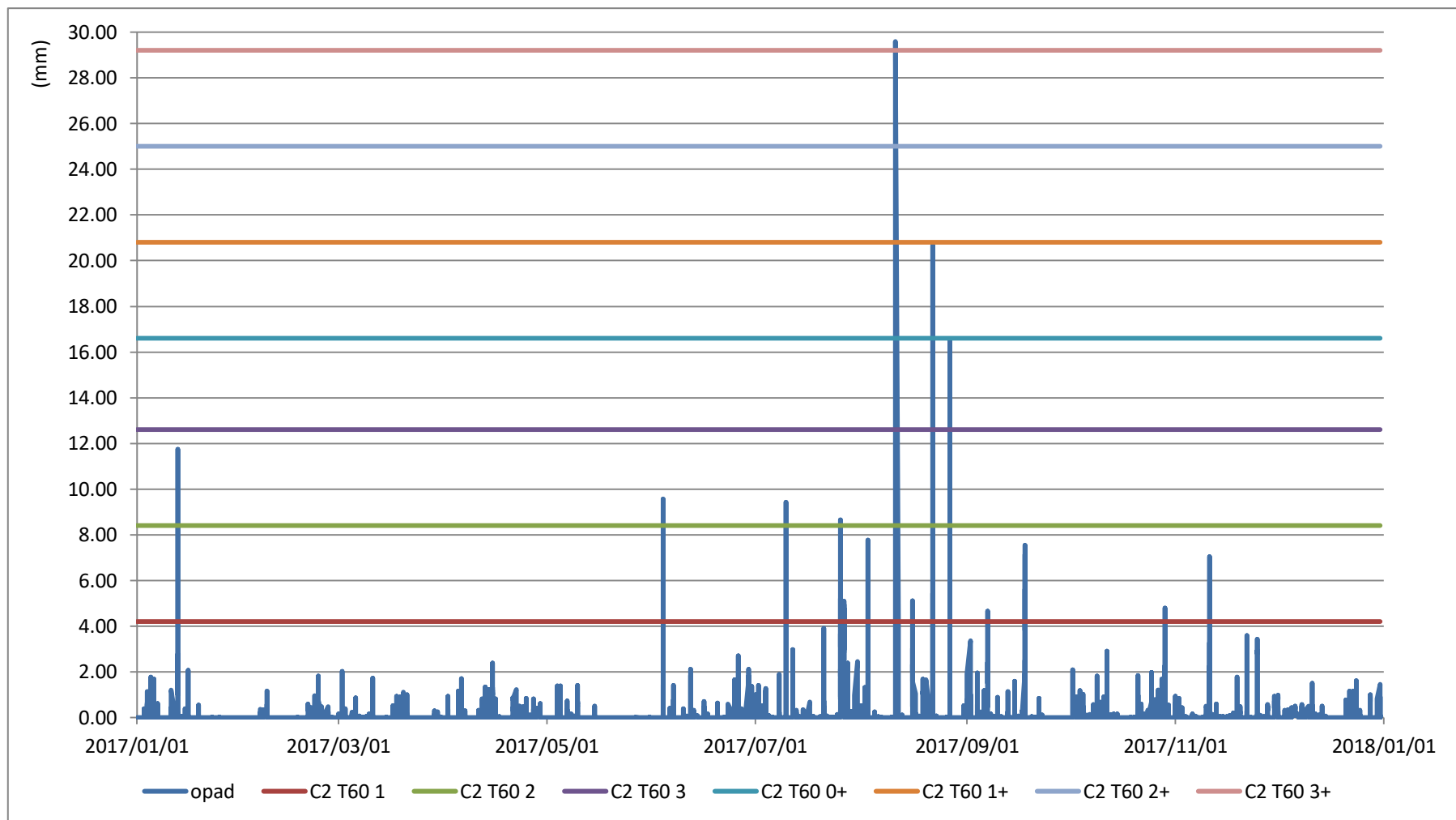
W niniejszym rozdziale skupiono się przede wszystkim na możliwościach poprawy obecnej sytuacji, wykorzystując modernizacje infiltracyjne. Zostaną więc przedstawione przepustowości krytyczne systemu w podziale na poszczególne scenariusze wraz z wyznaczeniem trendu przestrzennego (7.1). Przedstawiona zostanie liczba incydentów niewydolności kanalizacji deszczowej, w oparciu o wspomniane modernizacje (7.2). Pokazana zostanie różnica w implementacji rozwiązań infiltracyjnych na tle innych możliwości (7.3). Ostatecznie przedstawiona zostanie klasyfikacja poszczególnych wariantów zwiększania możliwości infiltracyjnej systemu wraz z ich rekomendacją do poszczególnych lokalizacji (7.4).

7.1. Poprawa przepustowości przy użyciu rozwiązań infiltracyjnych

Jak już zostało wykazane wcześniej (Rozdział 5.3), wzbogacenie systemowego zagospodarowania wody opadowej o możliwości infiltracyjne, znacznie zwiększa ogólne warunki odwodnienia w mieście. Jak przedstawia tabela (Tab.7.1.1) oraz rycina (Ryc.7.1.1), przy założeniu warunków wstępnych, teoretyczna przepustowość zwiększy się o niecałe 100% (z 17.1 mm o dodatkowe 16.6 mm w skali opadu godzinnego). Wynika z tego, iż docelowa liczba przełań powinna maleć wraz z modernizacją.

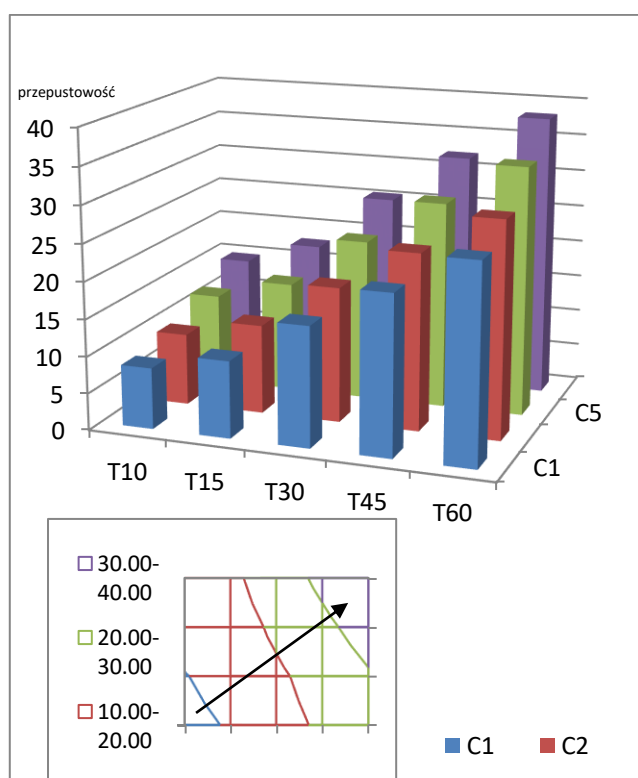
Tab. 7.1.1. Przepustowości krytyczne dla poszczególnych scenariuszy obejmujących modernizacje infiltracyjne dla poszczególnych typów powierzchni w obszarze (800m²) dla różnych warunków pluwialnych

3 studzienki +					2 studzienki +				
mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10	mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10
T10	8,34	9,77	12,27	14,73	T10	6,49	7,45	9,11	10,75
T15	10,48	12,12	14,97	17,78	T15	8,37	9,47	11,36	13,24
T30	16,25	18,32	21,90	25,44	T30	13,60	14,98	17,37	19,73
T45	21,54	23,91	28,00	32,04	T45	18,51	20,09	22,82	25,51
T60	26,60	29,20	33,70	38,14	T60	23,27	25,00	28,00	30,96
1 studzienka +					0 studzienki +				
mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10	mm·h ⁻¹	C1	C2	C5	C10
T10	4,65	5,12	5,96	6,78	T10	2,80	2,80	2,80	2,80
T15	6,26	6,81	7,76	8,69	T15	4,15	4,15	4,15	4,15
T30	10,95	11,64	12,83	14,01	T30	8,30	8,30	8,30	8,30
T45	15,48	16,27	17,63	18,98	T45	12,45	12,45	12,45	12,45
T60	19,93	20,80	22,30	23,78	T60	16,60	16,60	16,60	16,60

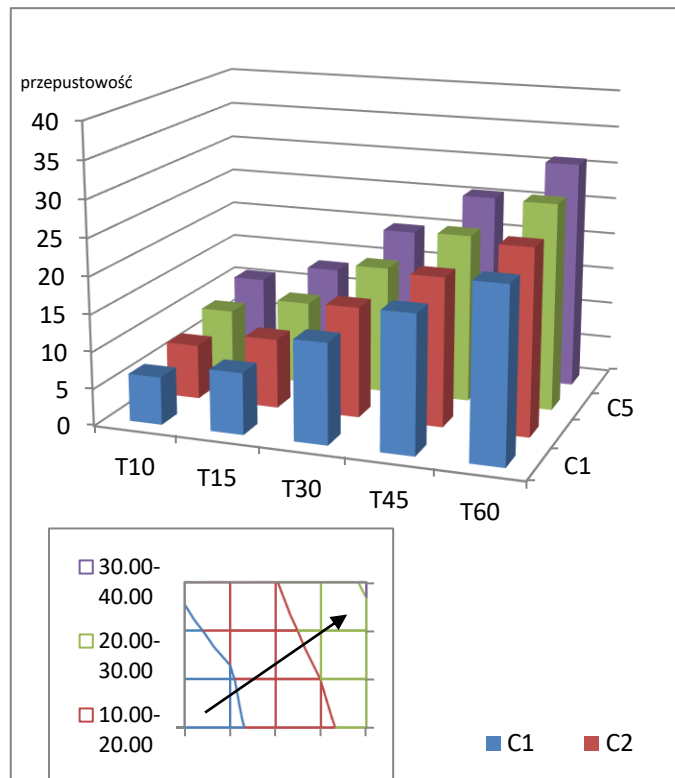


Ryc. 7.1.1. Przepustowość dla wybranych punktów spektrum w roku 2017 dla scenariuszy przed i po modernizacji infiltracyjnej

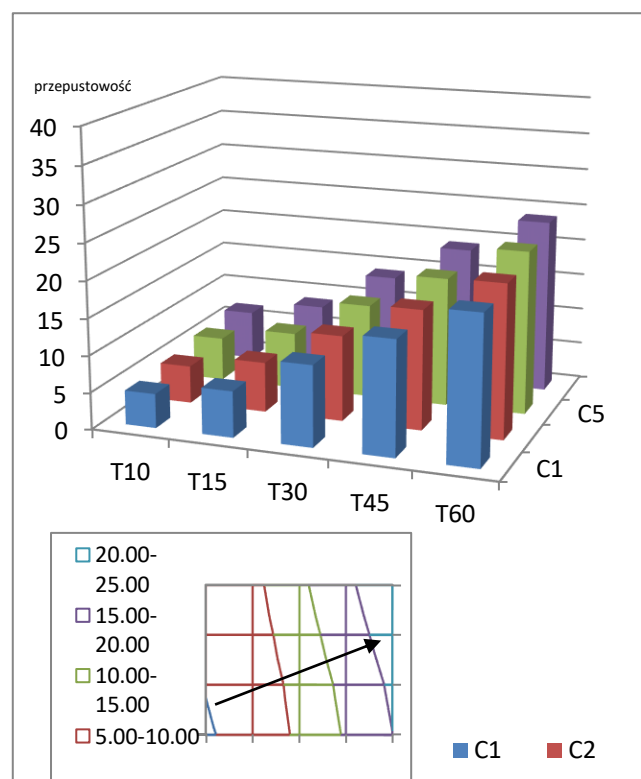
Należy też zwrócić uwagę na wyraźnie odznaczające się trendy przestrzenne w spektrum poszczególnych scenariuszy. W każdym ze scenariuszy „3+”, „2+” oraz „1+” następuje wyraźny wzrost wartości przepustowości wraz ze wzrostem zarówno wymiarowania sieci (C1-C10) oraz czasu trwania deszczu. Im krótszy jest bowiem epizod deszczowy, tym większe natężenie opadu (T10-T60). Jest to bezpośrednio związane z natężeniem wody dostarczanej do powierzchni oraz pierwotnego przystosowania systemu do odbioru wody, będącego częścią całościowej przepustowości (Ryc.7.1.2, Ryc.7.1.3, Ryc.7.1.4). Warto jednak zauważyć, iż im na danym terenie jest większa liczba studzienek (3+ > 2+ > 1+) w oknie, tym silniej trend przestrzenny zależy od natężenia opadu a mniej od wymiarowania systemu. Uwidacznia to linia trendu sukcesywnie zwiększająca odchylenie od osi pionowej.



Ryc. 7.1.2. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "3+" wraz z trendem przestrzennym

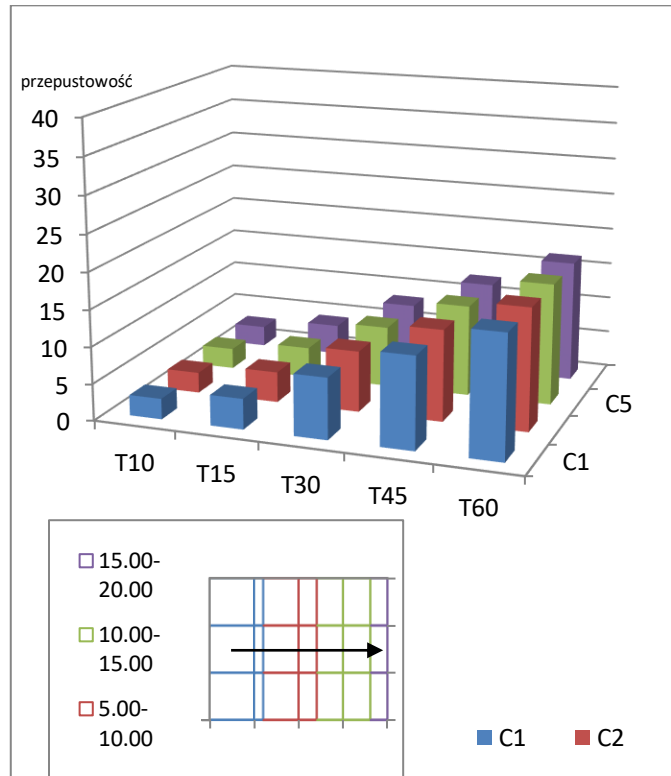


Ryc. 7.1.3. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "2+" wraz z trendem przestrzennym



Ryc. 7.1.4. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "1+" wraz z trendem przestrzennym

W przypadku scenariusza „0+” pierwotne wymiarowanie systemu nie ma znaczenia. Jest to spowodowane brakiem zasięgu kanalizacji deszczowej na tych terenach. Wobec tego trend koreluje jedynie z natężeniem deszczu i przyjmuje postać linii poprzecznej (Ryc. 7.1.5)



Ryc. 7.1.5. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "0+" wraz z trendem przestrzennym

7.2. Poprawa bezpieczeństwa przy uwzględnieniu modernizacji

Najbardziej dokładne oszacowanie wzrostu bezpieczeństwa przy zastosowaniu modernizacji infiltracyjnych możliwe było na podstawie teoretycznej liczby przelań kanalizacji deszczowej, w momencie odprowadzania wody zarówno systemem kanalizacyjnym, jak i poprzez jej wsiąkanie w grunt. W niniejszym podrozdziale nastąpi więc porównanie otrzymanych wyników z wyznaczonymi w rozdziale 6 przelaniem w stanie obecnym.

Istotnym elementem założeń wstępnych tej analizy, jest współczynnik filtracji dobrany dla niesprzyjających gruntów - piasków drobnoziarnistych i pylastych, które według Gruchota (2003), przybierają szacunkowe wartości od $0,12 \cdot 10^{-3}$ do $12 \cdot 10^{-3} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. W przypadku zalegających pod powierzchnią warstw piasków gruboziarnistych lub żwirów, liczba przelań będzie wielokrotnie niższa, a co za tym idzie wzrośnie bezpieczeństwo (Jermołowicz 2017). Analizy te przeprowadzone zostały dla niekorzystnych warunków geologicznych aby uwydatnić poprawę bezpieczeństwa na większym obszarze.

Biorąc pod uwagę scenariusz „3” i jego modyfikacje „3+”, wyraźnie zaobserwować można spadek liczby przelań w każdym punkcie spektrum. W przypadku procentowych wartości pozostałych przekroczeń dla opadu 60 minutowego wyniosą ok. 20 do 40 %, co przełoży się na poprawę bezpieczeństwa o ok. 70 % (Tab. 7.2.1).

Tab. 7.2.1. Liczba przelań w scenariuszach "3" oraz "3+" wraz z procentem wartości niezmiennych

3					3+					3-3+				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	52	33	19	12	10	25	17	12	10	10	48%	52%	63%	83%
15	40	25	14	12	15	14	12	9	7	15	35%	48%	64%	58%
30	25	15	12	7	30	9	7	5	5	30	36%	47%	42%	71%
45	21	14	9	6	45	5	5	4	3	45	24%	36%	44%	50%
60	15	12	7	5	60	4	4	3	1	60	27%	33%	43%	20%

Dla scenariusza „2” i jego modernizacji „2+” w dalszym ciągu zauważalny jest spadek liczby przelań. Nawet dla najbardziej niekorzystnych, z punktu widzenia modernizacji warunków (powierzchnia C10 oraz opad 10 minutowy), przekroczenia

modernizacyjne będą stanowić ok. 45% ich pierwotnej liczby, co przełoży się na ok. 50% poprawę bezpieczeństwa (Tab. 7.2.2).

Tab. 7.2.2. Liczba przelań w scenariuszach "2" oraz "2+" wraz z procentem wartości niezmiennych

2					2+					2-2+				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	103	75	40	25	10	39	29	21	14	10	38%	39%	53%	56%
15	87	55	30	21	15	25	19	14	12	15	29%	35%	47%	57%
30	55	37	21	14	30	12	9	7	6	30	22%	24%	33%	43%
45	43	26	14	12	45	7	6	5	5	45	16%	23%	36%	42%
60	37	25	14	10	60	5	5	4	3	60	14%	20%	29%	30%

W przypadku scenariusza „1” oraz jego modyfikacji jako „1+” liczba przelań sukcesywnie maleje. W najbardziej krytycznym punkcie przekroczenia spadają z liczby 118 do 6, co przekłada się na jedynie 5 % pierwotnej wartości. Daje to aż 95 % poprawę bezpieczeństwa (Tab.7.2.3).

Tab. 7.2.3. Liczba przelań w scenariuszach "1" oraz "1+" wraz z procentem wartości niezmiennych

1					1+					1-1+				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	307	215	129	92	10	75	57	45	37	10	24%	27%	35%	40%
15	252	179	107	78	15	40	36	26	22	15	16%	20%	24%	28%
30	179	117	79	50	30	14	13	12	11	30	8%	11%	15%	22%
45	141	99	57	39	45	9	9	7	6	45	6%	9%	12%	15%
60	118	88	51	30	60	6	5	5	5	60	5%	6%	10%	17%

W przypadku scenariusza „0” i scenariusza „0+” brak jest widocznego warunkowania parametrem C. Wynika to z prozaicznego braku systemu odprowadzającego wodę z tych obszarów. Jedynym determinantem pozostaje więc czas trwania opadu. To w tym scenariuszu poprawa bezpieczeństwa wyniesie procentowo najwięcej, aż do 0,09% pierwotnej wartości i niemal 100 % poprawy bezpieczeństwa (z 8439 do 8) (Tab. 7.2.4).

Tab. 7.2.4. Liczba przelań w scenariuszach "0" oraz "0+" wraz z procentem wartości niezmiennych

0					0+					0-0+				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	8439	8439	8439	8439	10	162	162	162	162	10	1,9%	1,9%	1,9%	1,9%
15	8439	8439	8439	8439	15	90	90	90	90	15	1,1%	1,1%	1,1%	1,1%
30	8439	8439	8439	8439	30	25	25	25	25	30	0,3%	0,3%	0,3%	0,3%
45	8439	8439	8439	8439	45	12	12	12	12	45	0,1%	0,1%	0,1%	0,1%
60	8439	8439	8439	8439	60	8	8	8	8	60	0,1%	0,1%	0,1%	0,1%

Wynika stąd wniosek, iż proponowane rozwiązania pozwalają na znaczne ograniczenie potencjalnie niebezpiecznych przypadków przelań, niezależnie od sytuacji. W dobie ciągle zmieniających się warunków klimatycznych, opady mogą być bardziej nieprzewidywalne i odpowiednie przygotowanie się na ich oddziaływanie jest kluczowe (Lundqvist, Falkenmark 2010). Przedstawione zaś rozwiązania modernizacji infiltracyjnych są jedną z możliwych na nie odpowiedzi. Są one przy okazji relatywnie realne kosztowo i funkcjonalnie, w porównaniu przykładowo do zmiany w geologii (Suwara 2016). Potwierdza to fakt zmniejszenia średniej ogólnej liczby przelań dla wszystkich możliwych kryteriów, sięgające aż do 25 % początkowej wartości.

7.3. Wydolność systemu w porównaniu do rozwiązań modyfikujących sieć kanalizacyjną

Istotnym, alternatywnym do omawianego rozwiązaniem, jest rozbudowa systemu o dodatkową studzienkę. Jest to rozwiązanie realne, choć pochłaniające znacznie większy budżet oraz mocniej ingerujące w codzienne życie miasta (remonty/przebudowy) (Zhou i in. 2013). W sposób teoretyczny można jednak wyznaczyć przepustowości takiej modernizacji w oparciu o wytyczne wymiarowania sieci. Zestawiając je z warunkami wcześniejszymi, możliwe jest więc wyznaczenie liczby przełań w takim scenariuszu ("4"). Warto jednak nadmienić, iż są to jedynie wartości szacunkowe i ich rzeczywisty obraz w dużej mierze zależy od użytych materiałów i aplikacji danej studzienki, w obrębie kanału zbiorczego oraz okna teselacji. Jak już zaś zostało udowodnione wcześniej (Rozdział 5), samo dodanie dodatkowej studzienki, bez modernizacji całego kanału zbiorczego, nie przyniesie rezultatów w postaci zwiększenia przepustowości. W teorii więc, takie rozwiązania są możliwe i w porównaniu do scenariusza „3”, pozwolą na spadek liczby przełań w przypadku opadu 60 minutowego do 65-80 % ich pierwotnej wartości. Przełożyłoby się to na poprawę bezpieczeństwa o ok. 25 % (Tab. 7.3.1).

Tab. 7.3.1. Liczba przełań w scenariuszu „3” oraz scenariuszu „4” wraz z procentem wartości niezmiennych

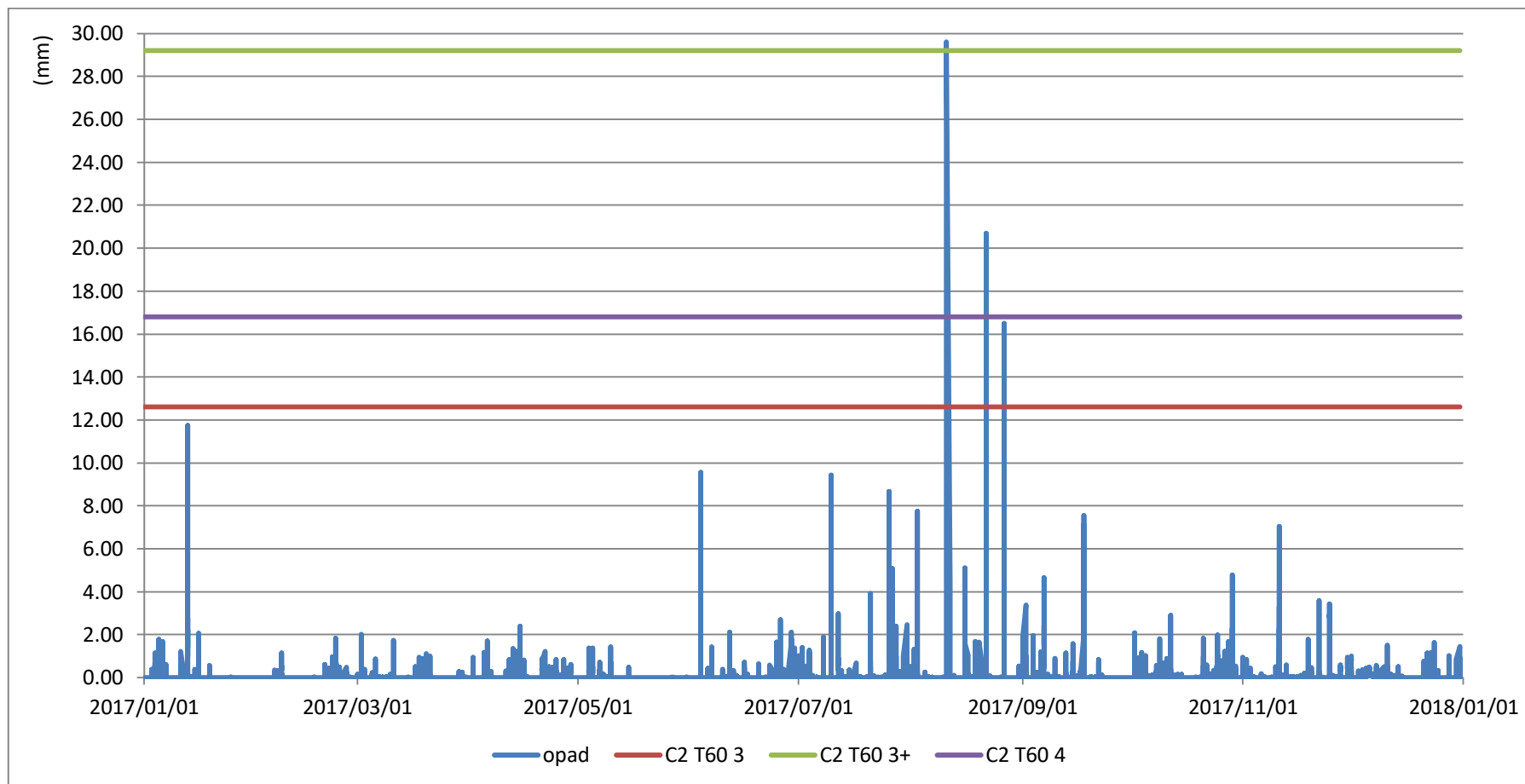
3					4					3-4				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	52	33	19	12	10	29	21	12	9	10	56%	64%	63%	75%
15	40	25	14	12	15	25	14	10	7	15	63%	56%	71%	58%
30	25	15	12	7	30	14	12	7	5	30	56%	80%	58%	71%
45	21	14	9	6	45	12	9	5	4	45	57%	64%	56%	67%
60	15	12	7	5	60	12	8	5	4	60	80%	67%	71%	80%

W przypadku przebudowy systemu do tej postaci ze scenariuszy „2”, „1”, lub „0”, koszty rosną adekwatnie do dokładanych studzienek. Wartym przedstawienia jest również relacja obu rozwiązań (scenariusz „4” oraz scenariusz „3+”) w porównaniu do scenariusza „3”. Jak wynika z tego porównania, liczba przełań przy zastosowaniu modernizacji infiltracyjnych jest bardziej skuteczna lub równie skuteczna w 100% przypadków typów od C1 do C5. W przypadku zaś typu C10 wynosi ona 80 % (Tab. 7.3.2).

Tab. 7.3.2. Liczba przełań w scenariuszach "3", "3+" oraz "4" wraz z procentem wartości niezmiennych oraz porównaniem wartości modernizacyjnych

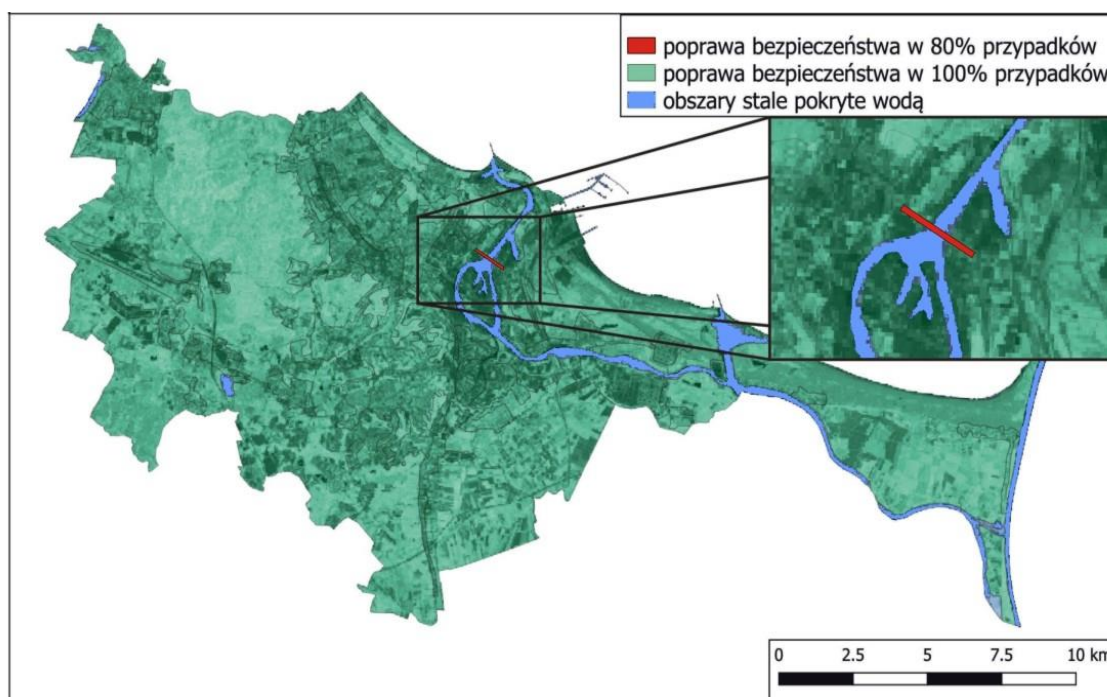
3					3+					3-3+				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	52	33	19	12	10	25	17	12	10	10	48%	52%	63%	83%
15	40	25	14	12	15	14	12	9	7	15	35%	48%	64%	58%
30	25	15	12	7	30	9	7	5	5	30	36%	47%	42%	71%
45	21	14	9	6	45	5	5	4	3	45	24%	36%	44%	50%
60	15	12	7	5	60	4	4	3	1	60	27%	33%	43%	20%
3					4					3-4				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	52	33	19	12	10	29	21	12	9	10	56%	64%	63%	75%
15	40	25	14	12	15	25	14	10	7	15	63%	56%	71%	58%
30	25	15	12	7	30	14	12	7	5	30	56%	80%	58%	71%
45	21	14	9	6	45	12	9	5	4	45	57%	64%	56%	67%
60	15	12	7	5	60	12	8	5	4	60	80%	67%	71%	80%
					3+-4					3+-4				
T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10	T↓C→	C1	C2	C5	C10
10	4	4	0	-1	10	8%	12%	0%	-8%	10	8%	12%	0%	-8%
15	11	2	1	0	15	28%	8%	7%	0%	15	28%	8%	7%	0%
30	5	5	2	0	30	20%	33%	17%	0%	30	20%	33%	17%	0%
45	7	4	1	1	45	33%	29%	11%	17%	45	33%	29%	11%	17%
60	8	4	2	3	60	53%	33%	29%	60%	60	53%	33%	29%	60%

Jeszcze większe różnice widoczne są w przypadku porównania przepustowości obu modernizacji. Jest ona niemal dwukrotnie większa w przypadku scenariusza „3+”, niż w scenariuszu „4”. (Ryc.7.3.1).



Ryc. 7.3.1. Przepustowość dla wybranych punktów spektrum w roku 2017 dla scenariuszy przy modernizacjach systemowych i infiltracyjnych

Istnieje jeden przypadek, gdzie droższe rozwiązania systemowe wykazują lepsze rezultaty. Jest to sytuacja najmniej korzystna pod kątem infiltracyjnym. Występuje tam jednocześnie najwyższa wymiarowana przepustowość kanalizacji (C10) oraz deszcz o najkrótszym czasie trwania w skali godzinowej (10 min.). Takie sytuacje są jednak niezwykle rzadkie, zaś jedynym miejscem w Gdańsku spełniającym kryteria C10 jest tunel pod martwą Wisłą (Ryc. 7.3.2).



Ryc. 7.3.2. Wizualizacja procentowej szansy poprawy bezpieczeństwa przy uwzględnieniu modernizacji infiltracyjnych w porównaniu do systemowych

Warto jednak dodać, iż o infrastrukturę techniczną tej skali jaką jest tunel pod ciekami, dbają nieprzerwanie odpowiedni technicy, którzy w razie potrzeby podejmują działania doraźne (Wang 2018).

Wobec powyższego można wysnuć wniosek, iż rozwiązania infiltracyjne są nie tylko tańsze, ale i bardziej skuteczne w obliczu rzeczywistych wysokości opadu. Rekomenduje się zatem całkowite odejście od modernizacji systemowych na rzecz ułatwionej infiltracji powierzchniowej na terenie miasta, zaczynając od miejsc najbardziej zagrożonych.

7.4. Klasyfikacja rozwiązań w odniesieniu do obszarów o różnych warunkach środowiska

Warto zauważyć, iż na terenie miasta obecnych jest wiele obszarów problematycznych pod kątem zagospodarowania wód opadowych, o różnych cechach geologicznych i antropogenicznych. Z uwagi na ten fakt, klasyfikację taką przeprowadzono dla czterech przykładowych typów obszarów, odpowiadających rzeczywistym terenom potencjalnie predestynowanych do podtopień (rozdział 5) (Tab.7.4.1).

Tab. 7.4.1. Typy obszarów predestynowanych do podtopień

Obszar	Odpowiednik w postaci scenariusza
Tereny niewielkich skrzyżowań zalewowych z dobrą infiltracją	"3"/"3+"/"4"
Obszary rozległych parkingów nieobciążonych ruchem ulicznym	"2"/"2+"
Miejsca rozległej zabudowy ulicznej o zwiększonych walorach wizualnych i minimalizowanym ruchu silnikowym	"1"/"1+"
Miejsca o niewielkiej powierzchni z dala od kanalizacji deszczowej	"0"/"0+"

Przeprowadzono zatem symultaniczną analizę najlepszego pod względem specyfiki lokalizacji rozwiązania aby było ono możliwie najskuteczniejsze w swojej roli oraz trwałe i mało kosztowne dla budżetu miasta. Nie ma jednak jednego rozwiązania spełniającego wszystkie te kryteria. Należało zatem przeprowadzić dodatkową analizę ich klasyfikacji w oparciu o konkretną metodę (rozdział 2), aby dobrać najbardziej optymalne z nich.

Pierwszym typem powierzchni analizowanej tą metodą jest przykład scenariusza „3”, a mianowicie obszary dużych skrzyżowań. Jak wykazała analiza, dobrym proponowanym rozwiązaniem jest tu płyta ażurowa, która osiągnęła 11,9 punktów w omawianej skali hierarchizacji modernizacji (Tab. 7.4.2). Alternatywą dla niej są geotworzywa chłonne, które również osiągnęły wysoki wynik 9,3. Biorąc pod uwagę samą punktację, modernizacje typu geoSYSTEM mają zdecydowanie największy potencjał (13,8 punktów). Jest to stale rozwijane rozwiązanie. Jeśli staną się powszechnie używane na arteriach drogowych, to właśnie je autor będzie

rekomendował jako warte wprowadzenia. Sytuacja ta (modernizacja geoSYSTEM) powtarza się też w dalszych scenariuszach i nie będzie szerzej komentowana. Do tego czasu rekomenduje się jednak rozwiązania pewne. Zmienność poszczególnych parametrów przed wprowadzeniem wag przedstawiona została w załączniku (Zał.2).

Tab. 7.4.2. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu „3” (na podstawie Lejcuś i in. 2017)

Parametry hierarchizacji	Teoretyczna poprawa jakości odwadniania		Koszty inwestycji		Trwałość inwestycji		Użytkowość miejska		Praktyczne możliwości funkcjonowania inwestycji		Wartość końcowa	Pozycja w hierarchii
	waga: 5		waga: 3		waga: 2		waga: 1		waga: 5			
Możliwe modernizacje	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi		
Zwiększenie powierzchni terenów zieleni	0,6		0,4		0,8		0,7		0,2	e) ³	7,5	VII
Konstrukcje dylatacyjno-chłonne	0,1	a) ³	0,7		0,8		0,8		0,3		6,2	IX
Powierzchnia z płyt lub kostek	0,2		0,9		0,8		0,8		0,3		7,1	VIII
Geokomponenty - zwiększenie właściwości porowej asfaltu	0,4		0,6		0,2	c) ³	0,9		0,6		8,1	IV
Geokomponenty - płyty ażurowe i pochodne	0,5		0,8		0,8		0,9		0,9		11,9	II
Geokomponenty - nowoczesne systemy kratkowe (np. geoSYSTEM)*	0,9		0,7		0,9		0,9		0,9		13,8	I
Geotworzywa całkowicie chłonne	0,6		0,6		0,3	d) ³	0,9		0,6		9,3	III
Transport wody do zbiorników lub niecek chłonnych	0,9		0,1	b) ³	0,9		0,5		0,1	f) ³	7,6	VI
Rowy oraz muldy podłużne	0,5		0,6		0,8		0,5		0,3		7,9	V

a)³ niewielka powierzchnia czynna; b)³ wymóg eksploatacji już istniejącej infrastruktury; c)³ możliwe zasypywanie porów elementami ruchu ulicznego; d)³ wymóg rewitalizacji nawierzchni co kilka lat; e)³ problem zespolenia z nawierzchnią - krawężniki; f)³ brak w pobliżu naturalnych niecek

Kolejnym typem analizowanej powierzchni są rozległe parkingi budynków użytkowych nieobciążone ruchem ulicznym. Z uwagi na swoją specyfikę, w tym przypadku rekomendować można inne modernizacje na czele z geotworzywami całkowicie chłonnymi, które uzyskały 11,4 punktów (Tab. 7.4.3). Zmienność poszczególnych parametrów przed wprowadzeniem wag przedstawiona została w załączniku (Zał.3).

Tab. 7.4.3. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu "2" (na podstawie Lejcuś i in. 2017)

Parametry hierarchizacji	Teoretyczna poprawa jakości odwadniania		Koszty inwestycji		Trwałość inwestycji		Użytkowość miejska		Praktyczne możliwości funkcjonowania inwestycji		Wartość końcowa	Pozycja w hierarchii
	waga: 5		waga: 3		waga: 2		waga: 1		waga: 5			
Możliwe modernizacje	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi		
Zwiększenie powierzchni terenów zieleni	0,6		0,4		0,8		0,7		0,2	e) ²	7,5	VII
Konstrukcje dylatacyjno-chłonne	0,1	a) ²	0,7		0,8		0,8		0,3		6,2	IX
Powierzchnia z płyt lub kostek	0,2		0,9		0,8		0,8		0,3		7,1	VIII
Geokomponenty - zwiększenie właściwości porowej asfaltu	0,4		0,6		0,2	c) ²	0,9		0,6		8,1	IV
Geokomponenty - płyty ażurowe i pochodne	0,5		0,8		0,8		0,9		0,9		11,9	II
Geokomponenty - nowoczesne systemy kratkowe (np. geoSYSTEM)*	0,9		0,7		0,9		0,9		0,9		13,8	I
Geotworzywa całkowicie chłonne	0,6		0,6		0,6	d) ²	0,9		0,9	f) ²	11,4	III
Transport wody do zbiorników lub niecek chłonnych	0,9		0,1	b) ²	0,9		0,5		0,1	g) ²	7,6	VI
Rowy oraz muldy podłużne	0,5		0,6		0,8		0,5		0,3		7,9	V

a)² niewielka powierzchnia czynna; b)² wymóg eksploatacji już istniejącej infrastruktury; c)² możliwe zasypywanie porów elementami ruchu ulicznego; d)² wymóg rewitalizacji nawierzchni co kilka lat - z uwagi na mniejszą intensywność użytkowania - mniej częstotliwa rewitalizacja lub tylko miejsc z ubytkami; e)² problem zespolenia z nawierzchnią - krawężniki; f)² ocena wyższa z racji dłuższej trwałości; g)² brak w pobliżu naturalnych niecek; proponowane rozwiązanie określone zostało kolorem fioletowym

Następnym typem powierzchni przeznaczonej do klasyfikacji są miejsca rozległej zabudowy ulicznej o zwiększonych walorach wizualnych i minimalizowanym ruchu silnikowym. Na obszarze tego typu ruch odbywa się głównie pieszo, modernizacje poprawiające przepuszczalność samego asfaltu, mogą w tym przypadku znaleźć zastosowanie. Osiągają one wartość 10,3 we wspomnianej klasyfikacji (Tab. 7.4.4). W tym przypadku zaleca się jednak przeprowadzenie dodatkowej analizy ruchu turystycznego, aby wykluczyć możliwość zatykania się porów asfaltu spowodowanego tym właśnie zjawiskiem. Zmienność poszczególnych parametrów przed wprowadzeniem wag przedstawiona została w załączniku (Załącznik 4).

Tab. 7.4.4. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu "1" (na podstawie Lejcuś i in. 2017)

Parametry hierarchizacji	Teoretyczna poprawa jakości odwadniania		Koszty inwestycji		Trwałość inwestycji		Użytkowość miejska		Praktyczne możliwości funkcjonowania inwestycji		Wartość końcowa	Pozycja w hierarchii
	waga: 5		waga: 3		waga: 2		waga: 1		waga: 5			
Możliwe modernizacje	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi		
Zwiększenie powierzchni terenów zieleni	0,6		0,4		0,8		0,7		0,2	e) ¹	7,5	VII
Konstrukcje dylatacyjno-chłonne	0,1	a) ¹	0,7		0,8		0,8		0,3		6,2	IX
Powierzchnia z płyt lub kostek	0,2		0,9		0,8		0,8		0,3		7,1	VIII
Geokomponenty - zwiększenie właściwości porowej asfaltu	0,4		0,6		0,8	c) ¹	0,9		0,8	f) ¹	10,3	III
Geokomponenty - płyty ażurowe i pochodne	0,5		0,8		0,8		0,9		0,9		11,9	II
Geokomponenty - nowoczesne systemy kratkowe (np. geoSYSTEM)*	0,9		0,7		0,9		0,9		0,9		13,8	I
Geotworzywa całkowicie chłonne	0,6		0,6		0,3	d) ¹	0,9		0,6		9,3	IV
Transport wody do zbiorników lub niecek chłonnych	0,9		0,1	b) ¹	0,9		0,5		0,1	g) ¹	7,6	VI
Rowy oraz muldy podłużne	0,5		0,6		0,8		0,5		0,3		7,9	V

a)¹ niewielka powierzchnia czynna; b)¹ wymóg eksploatacji już istniejącej infrastruktury; c)¹ możliwe zasypywanie porów elementami ruchu ulicznego - minimalizacja ruchu silnikowego znacznie zmniejsza ryzyko uszczelnienia porów; d)¹ wymóg rewitalizacji nawierzchni co kilka lat; e)¹ problem zespolenia z nawierzchnią - krawężniki; f)¹ brak pogorszenia aspektów wizualnych wraz z polepszeniem trwałości prowadzi do zwiększonej noty praktycznej; g)¹ brak w pobliżu naturalnych niecek; proponowane rozwiązanie określone zostało kolorem fioletowym

Ostatnim z proponowanych do klasyfikacji obszarów są miejsca o niewielkiej powierzchni z dala od kanalizacji deszczowej. Najlepsze wyniki osiągają modernizacje transportowe - 13,1 punkta (Tab. 7.4.5). Możliwość posiadania lub dzierżawienia takich terenów przez firmy prywatne, ogranicza wprowadzanie zmian, a nawet może być bardzo utrudniona lub wręcz niemożliwa. W przypadku, gdy wykonanie robót wglębnych będzie niewykonalne, woda opadowa powinna przynajmniej trafiać do obszarów chłonnych powierzchniowo, w postaci niewielkiej rozległości kanałów odpływowych. Zmienność poszczególnych parametrów przed wprowadzeniem wag przedstawiona została w załączniku (Zał.5).

Mimo wspomnianych dużych zalet takich rozwiązań, że jeśli to możliwe w miejscach, gdzie woda opadowa nie jest odprowadzana systemowo oraz w miejscach o nieprzepuszczalnej nawierzchni, powinien istnieć standardowy system kanalizacji. Stanowi on podstawę zagospodarowania wód opadowych w mieście. Następnie odprowadzenie wody opadowej może być poprawiane infiltracyjnie.

Tab. 7.4.5. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu "0" (na podstawie Lejcuś i in. 2017)

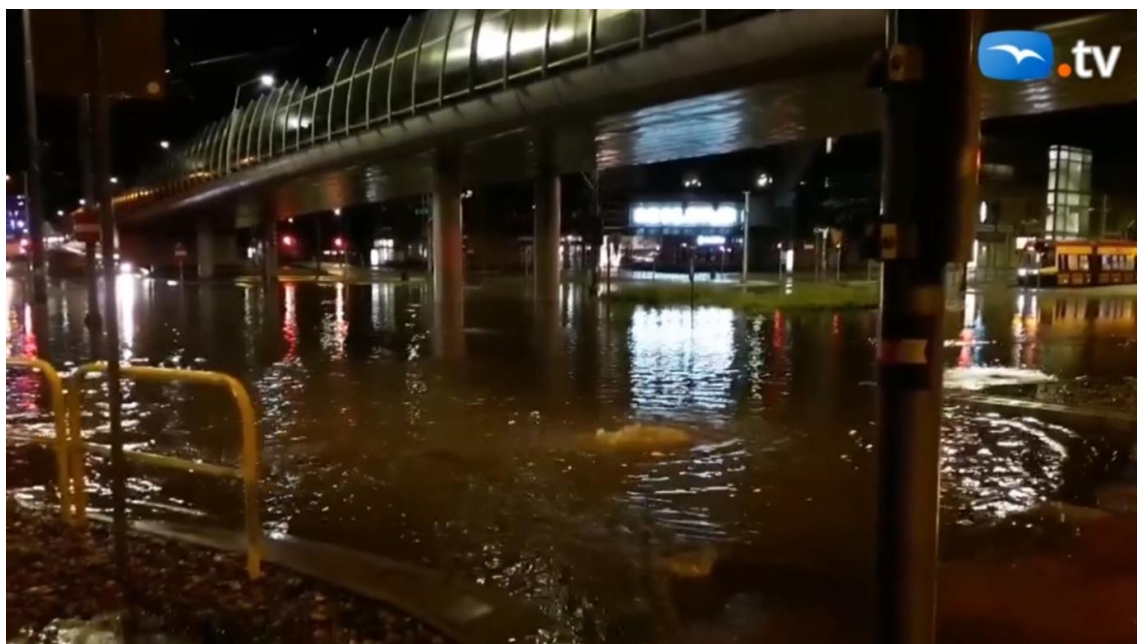
Parametry hierarchizacji	Teoretyczna poprawa jakości odwadniania		Koszty inwestycji		Trwałość inwestycji		Użytkowość miejska		Praktyczne możliwości funkcjonowania inwestycji		Wartość końcowa	Pozycja w hierarchii
	waga: 5		waga: 3		waga: 2		waga: 1		waga: 5			
Możliwe modernizacje	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi	wartość	uwagi		
Zwiększenie powierzchni terenów zieleni	0,6		0,4		0,8		0,7		0,2	e) ⁰	7,5	VII
Konstrukcje dylatacyjno-chłonne	0,1	a) ⁰	0,7		0,8		0,8		0,3		6,2	IX
Powierzchnia z płyt lub kostek	0,2		0,9		0,8		0,8		0,3		7,1	VIII
Geokomponenty - zwiększenie właściwości porowej asfaltu	0,4		0,6		0,2	c) ⁰	0,9		0,6		8,1	V
Geokomponenty - płyty ażurowe i pochodne	0,5		0,8		0,8		0,9		0,9		11,9	III
Geokomponenty - nowoczesne systemy kratkowe (np. geoSYSTEM)*	0,9		0,7		0,9		0,9		0,9		13,8	I
Geotworzywa całkowicie chłonne	0,6		0,6		0,3	d) ⁰	0,9		0,6		9,3	IV
Transport wody do zbiorników lub niecek chłonnych	0,9		0,7	b) ⁰	0,9		0,5		0,6		13,1	II
Rowy oraz muldy podłużne	0,5		0,6		0,8		0,5		0,3		7,9	VI

a) a)⁰ niewielka powierzchnia czynna; b)⁰ wymóg eksploatacji już istniejącej infrastruktury - w tym przypadku istnieje możliwość odprowadzenia wody do nieodległej niecki chłonnej; c)⁰ możliwe zasypywanie porów elementami ruchu ulicznego; d)⁰ wymóg rewitalizacji nawierzchni co kilka lat; e)⁰ problem zespolenia z nawierzchnią - krawężniki; proponowane rozwiązanie określone zostało kolorem fioletowym

8. System w obliczu rzeczywistych warunków środowiskowych

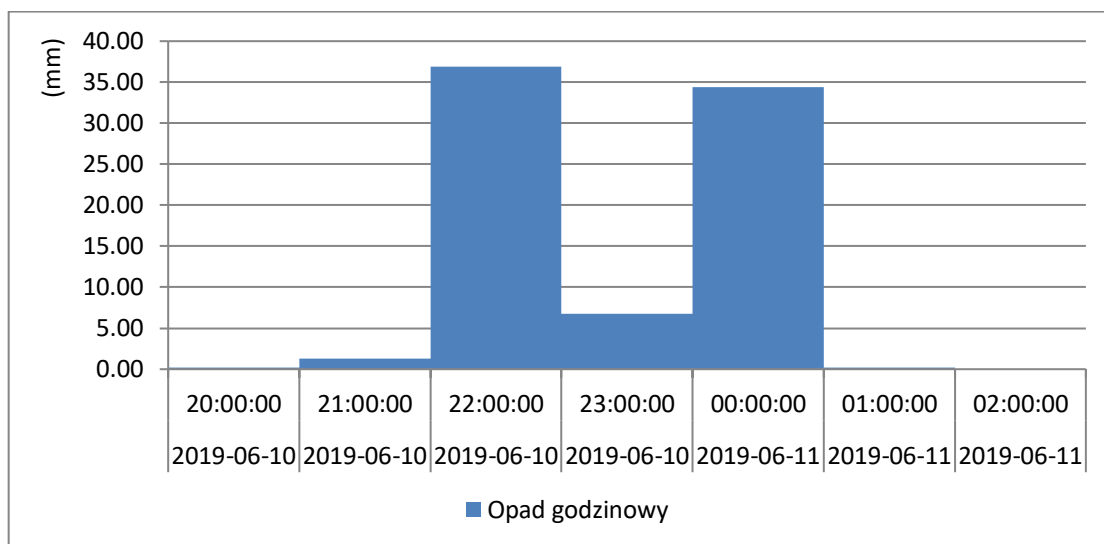
8.1. Konsekwencje opadów nawałnych

Najważniejszym aspektem badań teoretycznych nad odprowadzaniem wody opadowej w mieście jest możliwość ich potwierdzenia w praktyce. Najprostszym, a zarazem najbardziej efektywnym ku temu sposobem jest zaadaptowanie wspomnianych modernizacji, w warunkach rzeczywistego przelania studzienek, podczas którego doszło do faktycznych szkód. Mimo, iż sytuacje takie jak wykazano wcześniej mają miejsce dość często (jedno lub dwa zdarzenia w ciągu roku nawet przy najlepszych warunkach) najważniejszymi z nich są właśnie te zdarzenia, które generują duże straty. Wobec powyższego w dalszej części analizy skupiono się na najbardziej jaskrawym pod tym względem przypadku zanotowanym w nocy z 10 na 11 czerwca 2019 roku. Zalane zostało wtedy najniższe piętro Galerii Bałtyckiej. Nie bez powodu w rozważaniach teoretycznych obszar ten został sklasyfikowany jako szczególnie zagrożony. Wyraźnie odznaczało się wtedy zjawisko "wybijania" wody studzienkami. Zapis video z tego momentu obejrzyć można na stronie trojmiasto.pl. (Ryc.8.1.1).



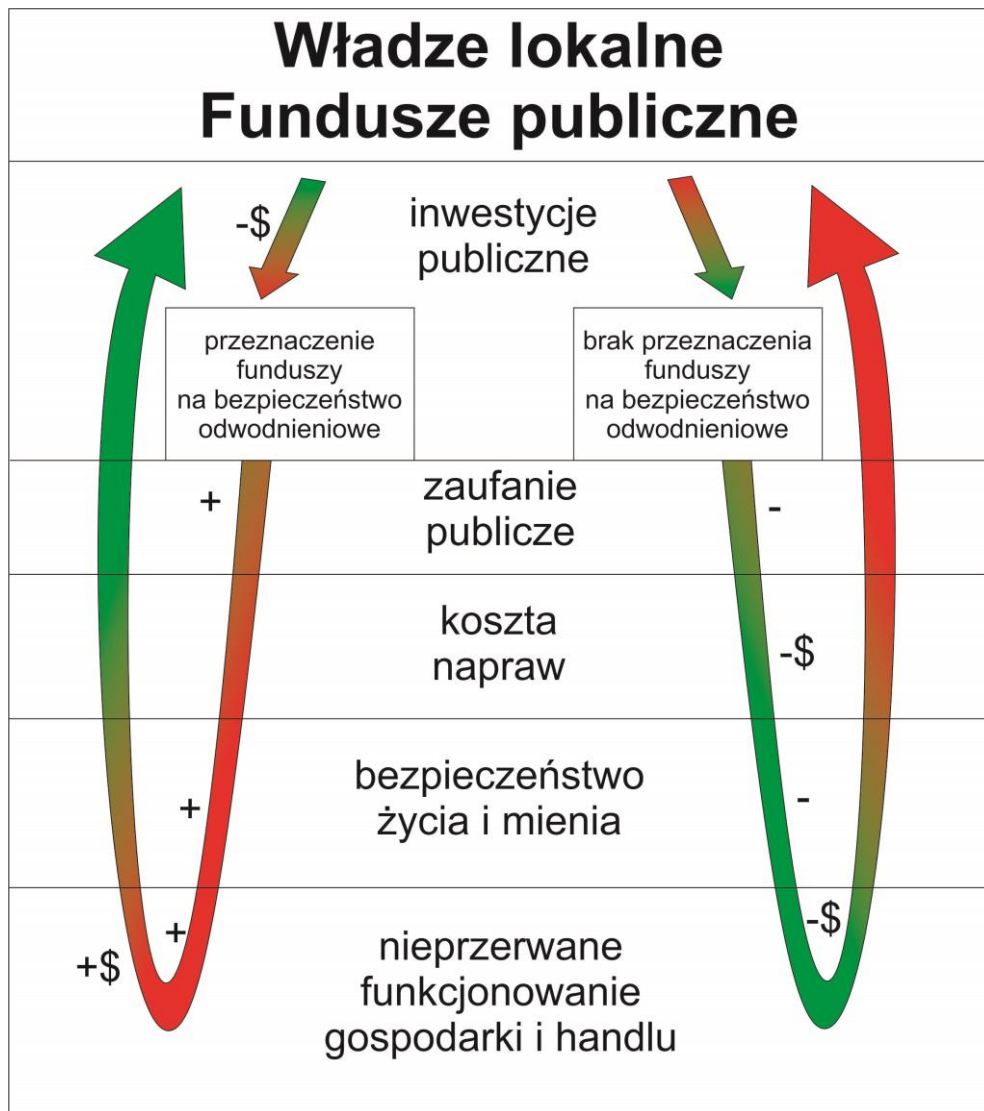
Ryc. 8.1.1. Klatka z filmu zalania przecięcia Alei Grunwaldzkiej i Alei Żołnierzy Wyklętych z nocy 10-11.06.2019 r. (<https://trojmiasto.pl>)

Istotne jest również wyraźne określenie panujących tego dnia warunków pluwialnych. Pozwala to zobrazować skalę opadu nawałnego. Nasilił się on w godzinach 22.00 - 24.00 i dochodził aż do 36 mm w ciągu godziny. Przebieg sum opadów godzinnych od 20.00 10.06.2019 do 2.00 11.06.2019 przedstawia rycina (Ryc.8.1.2).



Ryc. 8.1.2. Rozkład opadu godzinowego od 20.00 10.06.2019 do 2.00 11.06.2019

Do oczywistych skutków takiego rodzaju podtopień należy zdecydowanie doliczyć koszty napraw związanych z przywróceniem funkcjonalności infrastruktury. Dotyczy to zarówno mienia publicznego, jak instalacja tramwajowa oraz prywatnego (najniższe piętro galerii wraz z punktami handlowymi). Należy również pamiętać, iż każdy taki przypadek niesie za sobą konsekwencje długofalowe. Placówki handlowe, jak również swobodny dojazd do nich, umożliwiają funkcjonowanie pewnej części gospodarki miejskiej. Nawet chwilowe ich wyłączenie, niesie za sobą ryzyko zmniejszenia wpływów do budżetu miasta. Po zalaniu może nastąpić trwałe zamknięcie punktu handlowego w przypadku, gdy jego właściciel stwierdzi nieopłacalność dalszej działalności gospodarczej. Poniżej przedstawiono dwutorowy schemat możliwych konsekwencji podjęcia oraz braku działań odnośnie poprawy gospodarki opadami w mieście (Ryc. 8.1.3).



Ryc. 8.1.3. Schemat możliwych konsekwencji podjęcia oraz braku działań odnośnie gospodarki opadami w mieście

8.2. Parametry modelowe w sytuacji incydentu podtopienia

Aby móc przewidywać możliwości poprawy poprzez modernizację, należy w pierwszej kolejności poznać wszystkie aspekty odprowadzenia wody opadowej w rzeczywistym przelaniu. W tym celu niezbędne jest dokonanie porównania ogólnej możliwości systemu podczas incydentu (10/11.06.2019), w podziale na aspekty nierówności krytycznej (Wzór 2.4.2. w rozdziale 2.4).

Pv*V - Objętość odprowadzanego opadu wraz z wartością (sumą opadu w mm)

Jak zostało wykazane w poprzednim podrozdziale, jedynie dwa opady godzinowe tego dnia, spełniają kryterium deszczy nawalnych. Wobec powyższego oba piki traktowane są jako objętość odprowadzanego opadu godzinowego w sytuacji krytycznej. Z racji na rozróżnienie godzinowe modelu, wartości te nie mogą być kumulowane. Ich maksymalny pik wynosi niecałe 37 mm w skali opadu godzinowego.

J*A - Przyjęta jednostka odwadniania wraz z wartością

Z powodu tego, iż problematyczny obszar przewyższa swoją powierzchnią jednostkę odwadniającą - będzie on traktowany jako jej wielokrotność. Podstawowa jednostka odwadniania wynosi 800 m², zaś omawiany obszar zajmuje powierzchnię niecałych 4800 m² (4788 m²). W omawianym więc przypadku teren, z którego należy odprowadzić wodę opadową wyniesie ok. 6 jednostek odwadniających. Obszar ten nie ma jednak wpływu na pozostałe parametry, z racji sprowadzenia wszystkich porównań do obszaru 800 m² (wynik ilorazu jest niezmienny, gdy zarówno licznik jak i mianownik mnożony jest przez tę samą wartość - eg. "17,1<36,9→46%" ≡ "6·17,1<6·36,9→46%"). Warunkuje on jednak liczbę studzienek w jednostce zgodną z ich faktyczną liczbą na analizowanym obszarze.

E*Te - Parowanie wraz z jego tempem

Jak podają Graf i Przybyłek (2019) na obszarze badań, tempo parowania latem osiąga ok. 350 mm w skali półrocza. Nie przekłada się to jednak na znaczne zmiany w zagospodarowaniu wód opadowych. Skala wielkości omawianego zjawiska jest zbyt

niewielka w porównaniu do odpływu wody studzienką lub wody infiltrującej w podłoże, aby w sposób zauważalny wpływać na wyniki (trzy godziny opadu nawałnego do ponad 4000 godzin dla półrocza).

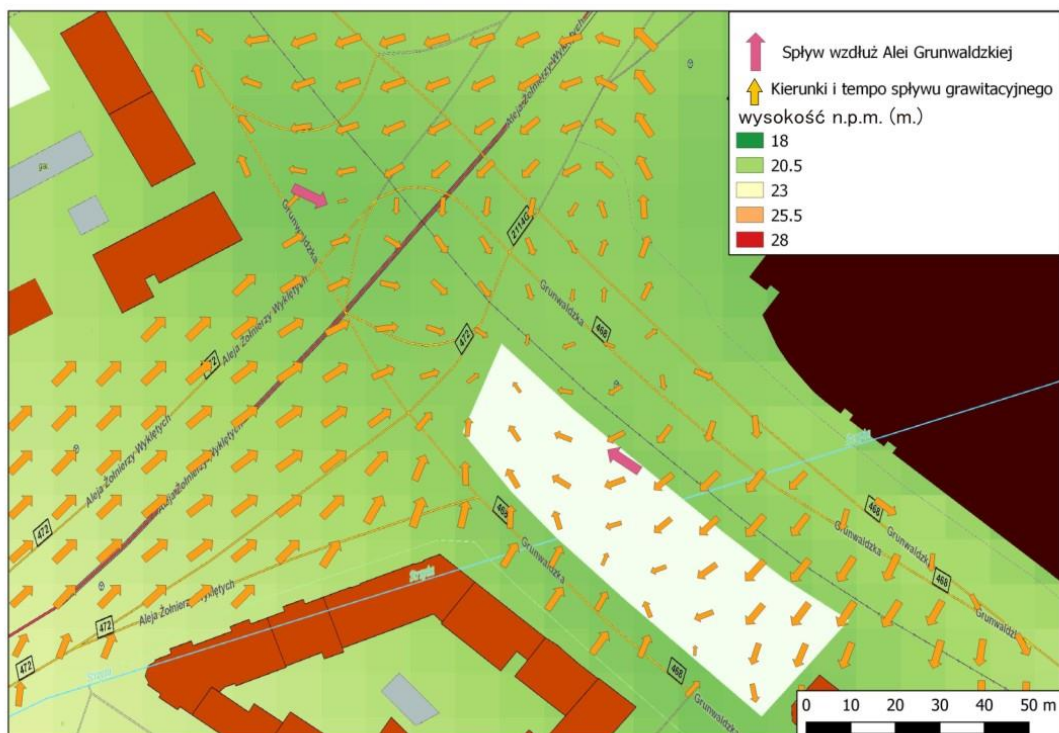
Iw*k - Infiltracja wglębna wraz z tempem w postaci współczynnika k

Parametr ten jest istotny jedynie przy założeniu chłonności podłoża. W omawianym scenariuszu pierwotnym, całość obszaru ulicy jest nieprzepuszczalna. Wobec powyższego możliwości przepływu wody i filtracji wynoszą 0%. Będzie on jednak istotny w dalszych analizach dla badania scenariusza po modernizacji.

S*o - Spadek terenu wraz z kątem nachylenia

Asp*lm - Ekspozycja terenu wraz z wartością azymutu

Wskazane parametry traktowane razem mają znaczny wpływ na jakość zagospodarowania wód opadowych. Mimo, iż sam spływ wody, w porównaniu do systemowego i infiltracyjnego odprowadzania wody - nie różnicuje w znaczny sposób ich wartości, ma duże znaczenie przy wyborze okna teselacji. Parametry te określają bowiem zlewnię odwodnieniową danego obszaru infiltracyjnego. Jest to propozycja autora na obszary, z których na terenach nieprzepuszczalnych woda musi zostać odprowadzona kanalizacją lub infiltracyjnie, bez możliwości migracji na obszar sąsiedni. Takie warunki spełnia skrzyżowanie Alei Grunwaldzkiej i Alei Żołnierzy Wyklętych. Innym istotnym czynnikiem jest w tym przypadku możliwa niwelacja dróg o różnej wysokości tzw. estakad. Jeżeli ekspozycyjne linie spływu zbiegają się w obrębie całej estakady, odprowadzenie wody następuje identycznie jak w przypadku jej braku zaś całość zamyka się w jednej zlewni odwodnieniowej. Jak wykazała analiza przemieszczenia wody piksel po pikselu, lokalne spadki terenu wykazują zbieganie się wód opadowych do centrum w osi NE-SW. Szersza analiza spływu wód arterią drogową w postaci Alei Grunwaldzkiej ukazała natomiast jej dwukierunkowy spływ do centrum omawianego obszaru. Wobec powyższego stwierdzono zawarcie się obszaru badań w jednej zlewni odwodnieniowej nawet mimo istniejącej estakady (Ryc.8.2.1).



Ryc. 8.2.1. Wizualizacja spadków i ekspozycji terenu wraz z kierunkiem spływu wód

Tch*%dr - Stan techniczny systemu wraz z procentową drożnością infrastruktury



Z uwagi na fakt, iż wszystkie studzienki zgodnie z relacją i materiałem video, którego fragment przedstawia rycina (8.1.1), przelały się w jednakowym momencie, jest wielce prawdopodobne, że każda z nich była drożna w podobnym procencie. Gdyby między nimi obserwowane było różne tempo przelania lub inna wysokość wybijanej wody, wtedy należałoby rozpatrywać możliwości pogorszenia przepustowości, w obrębie kanału. Jak wynika również z relacji, występujący kilka dni później opad (13.06.2019), sięgający niecałych 17 mm, nie spowodował przelania, a zatem drożność systemu nie mogła być pogorszona bardziej niż 3%. Pozwala to na potrzeby analizy przyjąć, iż nie zaobserwowano pogorszenia przepustowości ogólnej pod kątem tego parametru. Zmiany w jego obrębie byłyby niepożądane, gdyż oddziaływałyby w sposób negatywny na tempo odbioru wody. Przekłada się to również na brak wzrostu przepustowości krytycznej (nie ma możliwości zwiększenia drożności powyżej 100%).

Ip*q - Natężenie opadu wraz z czasem trwania

Z uwagi na fakt, iż dane mają charakter godzinowy, trudno jest jednoznacznie określić faktyczne natężenie opadu. Wymagane stało się zatem przedstawienie danych kilkutorowo, tak jak w przypadku analiz teoretycznych (rozdzielenie dla 10, 15, 30, 45 oraz 60 minut opadu ciągłego). Pozwoliło to jednak na ukazanie możliwej poprawy odprowadzania wody opadowej przy zastosowaniu modernizacji w różnych warunkach pluwialnych.

Mb*C - Możliwości zwymiarowanego systemu wraz z odniesieniem do parametru C

Jak wykazała analiza (rozdział 6) modelowego parametru C dla różnych typów powierzchni - omawiany obszar stanowi znakomity przykład obszarów centrum miast (C5). Z racji przynależności do tej klasy, możliwości systemu są zdecydowanie większe niż na obrzeżach Gdańska. Przepustowość krytyczna w zależności od natężenia deszczu wynosi od 9,47 do 17,10 mm opadu godzinowego (Tab. 8.2.1). Warto również zaznaczyć, iż wysokość opadu przekracza wszystkie wartości graniczne natężenia, przez co każdy z przypadków należy traktować jako prawdopodobny (36,9 mm > 17,1 mm opadu godzinowego).

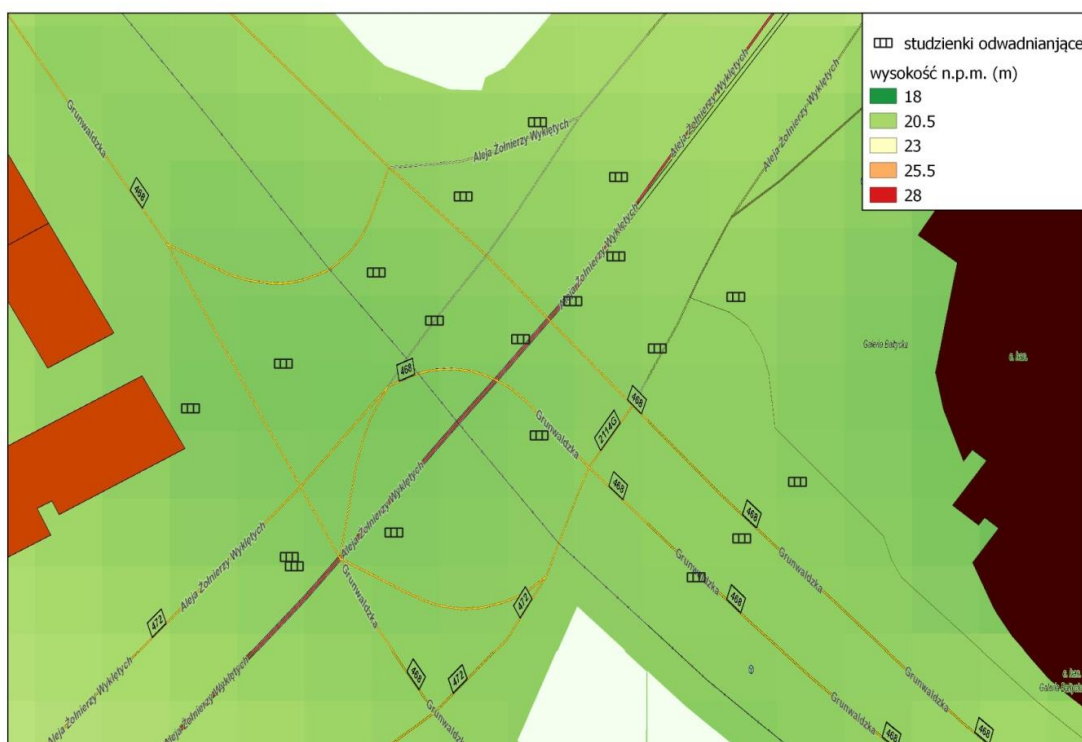
Tab. 8.2.1. Wizualizacja wartości krytycznych przepustowości sytuacji rzeczywistej

3 studzienki C=5	
T(min)	mm·h ⁻¹
10	9,47
15	10,82
30	13,60
45	15,55
60	17,10

Rk*Ls - Rozległość infrastruktury wraz z liczbą studzienek w wielokrotności okna teselacji

Po wyznaczeniu zlewni odwodnieniowej tego obszaru stwierdzono, iż w jej obrębie mieści się 19 studzienek. Przekłada się to na 3,15 studzienki w oknie teselacji. Mimo, iż wartość ta jest nieznacznie wyższa od standardowych 3 studzienek na jednostkę, nie wpłynie ona w sposób znaczący na poprawę jakości odprowadzania wody. Jak wynika z obliczeń przepustowości granicznej dla dodatkowej studzienki

i percentyla (15) położenia wartości rzeczywistej między scenariuszem „3” oraz scenariuszem „4” przepustowość krytyczna może sięgać do 17,95 mm w skali opadu godzinnego. Z wcześniejszych badań wynika, iż wzrost ten spowodowałby zmniejszenie liczby przełań jedynie o sześć w 8439 przypadkach opadu. Jak już zostało wspomniane rozbudowa o dodatkowe studzienki nie jest standardową procedurą i wzbogacenie przepustowości krytycznej o wyliczone 0,85 mm, wymagałoby założenia intencjonalności takiego zabiegu podczas budowy infrastruktury deszczowej. Nawet gdyby taka sytuacja miała miejsce, odchylenie między wartością rzeczywistą, a teoretyczną krytyczną nie osiągnęłoby nawet 5 %. Wobec powyższego, wyliczone wartości teoretyczne są wystarczająco zgodne z rzeczywistością, aby wykorzystać je w dalszych analizach. (Ryc. 8.2.2).



Ryc. 8.2.2. Rozlokowanie studzienek kanalizacji deszczowej na skrzyżowaniu Alei Grunwaldzkiej i Żołnierzy Wyklętych na tle hipsometrii oraz zabudowy

% A_i * k - procentowy udział powierzchni czynnej wraz z wartością współczynnika k

Parametr ten, ze względu na występowanie na obszarze badań powierzchni nieprzepuszczalnej, nie bierze udziału w analizie przed modernizacją. Będzie on jednak najważniejszym aspektem poprawy jakości w obliczu zmian w infrastrukturze.

Warto nadmienić, iż w omawianym przypadku wartości przepustowości maksymalnej nie przekraczają wysokości deszczu nawalnego. W efekcie każdy taki incydent skutkować będzie przelaniem studzienek i potencjalnym zagrożeniem życia i mienia mieszkańców miasta. Ukazuje to jak ważna jest adaptacja takich obszarów do warunków pluwialnych. Należy przy tym pamiętać, że prognozy klimatyczne wskazują coraz bardziej nieprzewidywalny rozwój warunków opadowych. Ignorowanie tego zagrożenia może powodować incydenty związane z zalewaniem ulic znacznie częściej.

8.3. Możliwości ograniczenia strat w rzeczywistych warunkach pluwialnych

Jednym z możliwych rozwiązań kwestii silnego zagrożenia podtopieniami opadowymi skrzyżowania przy Galerii Bałtyckiej, jest zastosowanie płyt ażurowych w nieprzepuszczalnej części nawierzchni. Wybrano ją z powodu dość niskich kosztów modernizacji oraz wysokiej skuteczności w porównaniu do pozostałych rozwiązań (rozdział 7). Skuteczność tego rozwiązania przedstawiają zdjęcia autora dokonane podczas opadu w dzielnicy Jelitkowo. Można na nich zaobserwować jakość odprowadzania wody w porównaniu z innym powszechnym typem nawierzchni (Ryc. 8.3.1). Mimo, iż podstawowe kostki ażurowe wykorzystywane są głównie na parkingach - ich nowoczesne odpowiedniki są w stanie przyjąć na siebie znacznie większy ciężar a co za tym idzie większy nacisk. W zależności od użytych materiałów oraz technologii ich produkcji ich wytrzymałość sięga nawet tradycyjnych dróg asfaltowych (Almássy, Joó 2009). Mogą być więc stosowane jako podłoże pod ciągły ruch uliczny. Należy mieć jednak na uwadze, iż wraz ze wzrostem wytrzymałości wzrastają również koszty ich budowy. Omawiane skrzyżowanie nie jest jednak narażone na ciągły ruch transportu ciężarowego, przez co proponowane rozwiązanie nie będzie wiązało się z drastycznym wzrostem kosztów modernizacji.



Ryc. 8.3.1. Wizualizacja skuteczności działania płyt ażurowych w obliczu opadu (Jelitkowo/Gdańsk 04.01.2020)

Odnosząc omawianą modernizację do zastosowanej nierówności krytycznej, parametrami, których wpływ ulega zmianie są jedynie:

Iw*k - Infiltracja wglębna wraz z tempem w postaci współczynnika k

W przypadku infiltracji wody opadowej w warstwach przypowierzchniowych, tempo infiltracji ma duże znaczenie. Jak wynika z budowy geologicznej, obszar ten pod infrastrukturą drogową pokrywają piaski i żwiry stożków napływowych, co przekłada się na ogólne tempo infiltracji ok. 10^{-4} - 10^{-3} m·s⁻¹ (Sygała, Bukowska 2015). Wobec tego wprowadzenie modernizacji pozwoliłoby na niemal stukrotną poprawę przepustowości w skali opadu godzinowego. Z przyczyn możliwości wystąpienia na tym obszarze przewarstwień utworów trudno przepuszczalnych (szczególnie w jego południowo-zachodniej części) obraz pełnej przepuszczalności jest kompilacją poszczególnych wartości jego współczynnika. Jest to nieuniknione w przypadku modernizacji obszaru zajmującego powierzchnię o różnej budowie geologicznej. Po analizach wartości współczynnika k oraz zalegających gruntów, wyznaczono najmniejsze wartości występujące w jej obrębie, które oscylują wokół $5 \cdot 10^{-4}$ m·s⁻¹. Z racji na potrzebę określenia wartości krytycznych, wartość ta jest reprezentatywna dla całości obszaru. Są

to jednak jedynie składowe całości możliwości przepustowych systemu i nie należy mylić ich bezpośrednio z całościowym zagospodarowaniem wody opadowej. Należy mieć też świadomość, iż w przypadku zmian nawierzchni w pozostałej jedynie części skrzyżowania (gdzie dominują utwory łatwo przepuszczalne), przepustowość będzie o co najmniej jeden lub dwa rzędy wielkości większa, co pozwoli skuteczniej odprowadzić wodę opadową nawet przy opadach nawałnych (Kotwas 2013). Problemów interpretacyjnych konkretnej granicy współczynnika k powoduje również wykonywana nowelizacja SMGP Gdańsk. Autor polegał więc na danych archiwalnych.

% $A_i \cdot k$ - procentowy udział powierzchni czynnej wraz ze zmiennością wartości współczynnika k

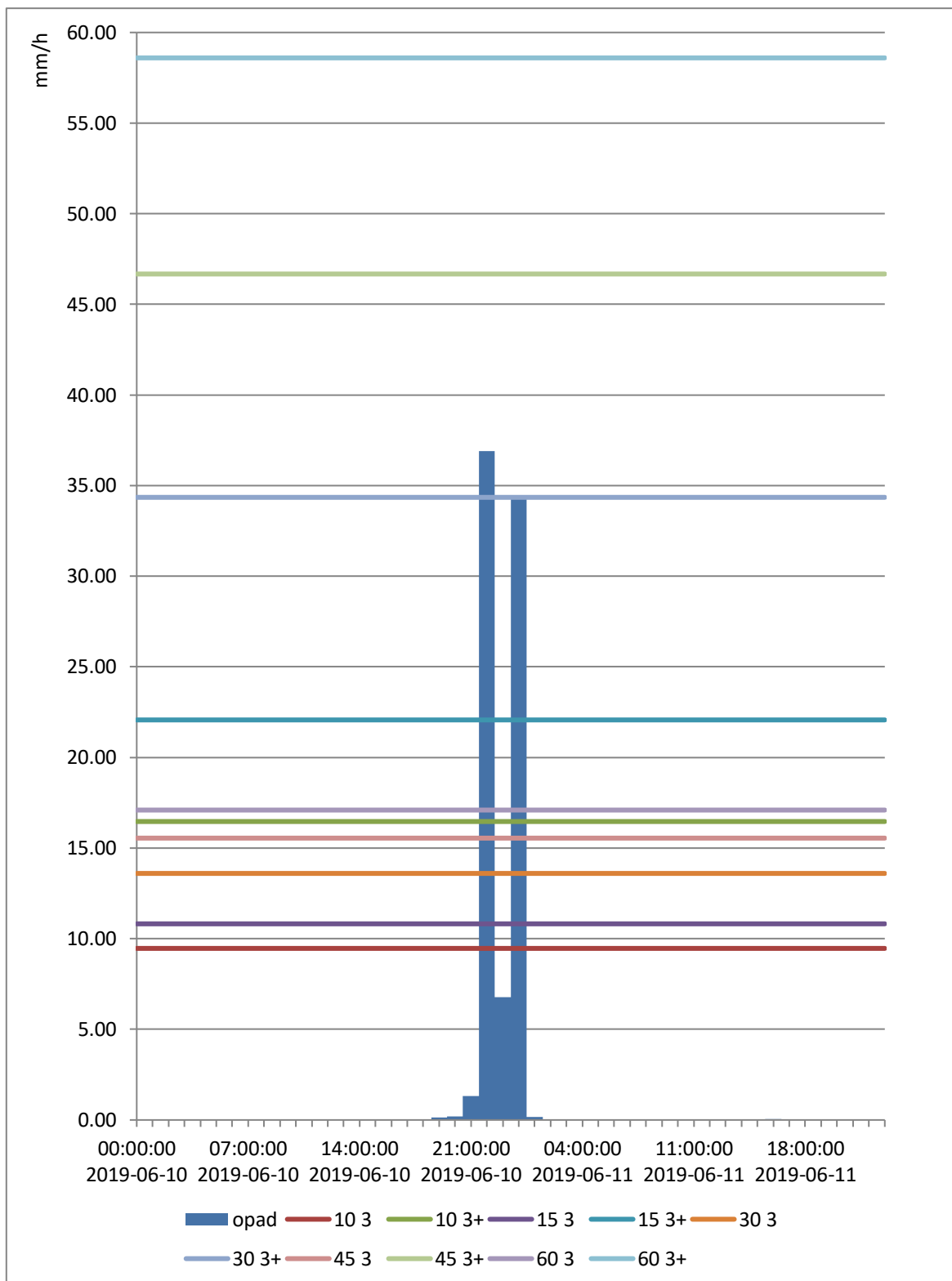
Należy mieć świadomość, iż żadne z realnych rozwiązań modernizacyjnych nie pozwolą na 100% zmianę nawierzchni na przepuszczalną. W przypadku proponowanego rozwiązania (kostki ażurowej) powierzchnia czynna wynosi od 45 do 50 %. Nawiązując jednak do tak znacznej poprawy przepustowości ogólnej dla infiltracji wgłębnej, nawet zmiana połowy powierzchni nieprzepuszczalnej w czynną, spowoduje znaczny wzrost przepustowości ogólnej.

Dla opadu w skali godzinowej ogólna możliwość odprowadzenia wody wzrośnie z 17,1 do aż 58,6 mm. Nawet w przypadku deszczy ekstremalnie ulewnych (10 min w skali godzinowej), wartość ta wyniesie 16,47 mm w porównaniu do 9,47 mm dla odprowadzenia wody jedynie systemem kanalizacji. Pełne zestawienie przepustowości krytycznych dla różnych czasów trwania deszczy godzinnych przedstawia Tab. 8.3.1.

Tab. 8.3.1. Przepustowości krytyczne dla scenariuszy „3” oraz „3+” w obliczu różnych czasów trwania opadu godzinowego w sytuacji rzeczywistej

C5	przepustowość krytyczna (mm·h ⁻¹)	
T↓S→	3	3+
10	9,47	16,47
15	10,82	22,07
30	13,60	34,35
45	15,55	46,67
60	17,10	58,60

Porównując sytuację przed i po modernizacji, łatwo dojść do wniosku, iż jest ona w stanie przeciwdziałać przelaniu studzienek w omawianej sytuacji, jeżeli czas trwania deszczu nawałnego (o jednakowej objętości w stosunku do opadu godzinowego) przekroczy 30 min. (Ryc.8.3.2).



Ryc. 8.3.2. Możliwości modernizacji skrzyżowania na tle rzeczywistego opadu

Warto również nadmienić, iż występujące w tym przypadku wysokości opadu są jednymi z najwyższych w całym okresie badawczym. Przy zastosowaniu w omawianym przypadku proponowanych rozwiązań, dla opadu trwającego 60 min., jedynie raz dla

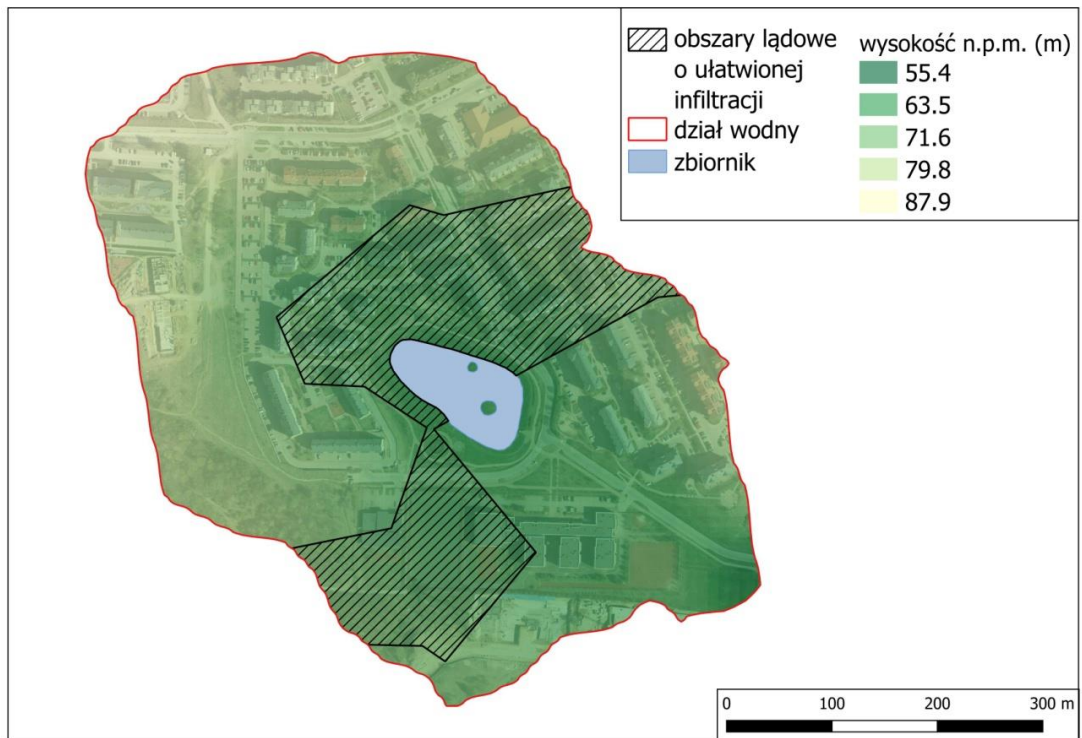
całych pięciu lat nastąpiłoby przelanie studzienek (wysokość deszczu powyżej 70 mm). Nawet zakładając skrajnie niekorzystny scenariusz, w którym każdy deszcz w skali godzinnej trwałby 10 min., przy proponowanej modernizacji przelania nastąpiłyby jedynie w ośmiu przypadkach. Teoretyczny wzrost bezpieczeństwa, poparty badaniami w sytuacji rzeczywistej, wyniósłby w sytuacji niekorzystnej 58% (z 19 do 8 przypadków), zaś w korzystnej 86% (z siedmiu przypadków do jednego). Gdyby budowa geologiczna obszaru wskazywała na obecność jedynie utworów łatwo przepuszczalnych po modernizacji żadne przelanie by nie nastąpiło. W takiej sytuacji przepustowość krytyczna przekroczyłaby najwyższy zmierzony opad okresu badawczego i wyniosła powyżej 80 mm opadu w skali godzinowej.

Po dokonaniu omawianej analizy, logicznym staje się wniosek, iż taka zmiana nawierzchni pozwoli na skuteczne zmniejszenie liczby podobnych incydentów w przyszłości.

8.4. Możliwości ekstrapolacji rozwiązań na obszar zlewni

Zgodnie z ideą płynącą z proponowanych rozwiązań infiltracyjnych, zakłada się ograniczenie wpływu wody opadowej na infrastrukturę miasta w mikroskali. Jednocześnie przekłada się to na poprawę bezpieczeństwa w tych miejscach, poprzez zmniejszenie objętości wody, której nie jest w stanie odprowadzić system. Należy mieć jednak świadomość, iż retencja wody w miejscu opadu, jednocześnie zmniejsza również jej spływ powierzchniowy. Przekłada się to bezpośrednio na poprawę bezpieczeństwa obszarów przyległych. Sytuacja ta jest dalej iterowana dla każdego następnego przyległego okna terytorialnego, w obszarze, dla którego woda opadowa spływa do jednego punktu, de facto do pojedynczej zlewni.

Jak wynika z analiz przepustowości systemu oraz liczby przełań kanalizacji zamieszczonej w poprzednich rozdziałach, można na tej podstawie ekstrapolować wnioski dla całej zlewni. Odnosi się to w szczególności do sztucznego zwiększania retencji zlewni w postaci zbiorników retencyjnych. Można zatem wysnuć następujący wniosek, że wykorzystanie modernizacji infiltracyjnych na małych powierzchniach, spowoduje zmniejszenie objętości wody przelewowej na tych obszarach. Pozwoli to na ograniczenie potencjalnego wpływu, jaki woda ta będzie miała na infrastrukturę miasta, w wypadku wystąpienia powodzi lub podtopienia miejskiego. Dlatego też pomocne byłoby stosowanie symulacji wspomnianych modernizacji, jako działania wstępnego do wielkopowierzchniowego wymiarowania infrastruktury przeciwpowodziowej np.: w postaci zbiorników retencyjnych. Wprowadzenie chłonności powierzchni szczelnych na obszarach najbardziej problemowych za pomocą modernizacji infiltracyjnych, może dać możliwość implementacji mniejszych zbiorników lub w najbardziej sprzyjających warunkach, całkowicie ominąć potrzebę ich budowy. Aby jednak potwierdzić te stwierdzenia w praktyce, należy przeprowadzić wspomniane już analizy na całej powierzchni zlewni; uwzględniając jej możliwości infiltracyjne, odprowadzanie wody systemem kanalizacji oraz pojemność samego zbiornika. Do przeprowadzenia tejże analizy wybrano zbiornik Jeleniogórska zlokalizowany w południowej części obszaru badań (Ryc. 8.4.1).



Ryc. 8.4.1. Zlewnia zbiornika retencyjnego Jeleniogórska wraz z hipsometrią oraz obszarami ułatwionej infiltracji na tle ortofotomapy

Jak wynika z przeprowadzonych badań, całość zlewni jest w stanie przyjąć ok. 14,5 mm opadu godzinnego. Zawiera się w tym zarówno objętość wody w zbiorniku, objętość wody infiltracyjnej retencjonowana w już istniejących obszarach chłonnych oraz objętość wody odprowadzana systemem kanalizacji. Przekłada się to na wartości rzędu ok. 3750 m³ w skali opadu godzinnego (Tab. 8.4.1).

Tab. 8.4.1. Możliwości retencyjne zlewni zbiornika Jeleniogórska wraz z perspektywą ich zwiększenia. Kolorem pomarańczowym oznaczony jest stan odprowadzania wody przed modernizacją zaś zielonym po jej zastosowaniu

w przypadku opadu trwającego 60 min	przed przelaniem zbiornika		
Z tego obszaru woda odprowadzana jest średnio jedną studzienką na 800 m ²	objętość (m ³)	mm opadu godzinnego	Poprawa odprowadzania wody w przypadku modernizacji
woda retencjonowana w zbiorniku	ok. 2460	ok. 9,5	nd.
woda odbierana przez system kanalizacji deszczowej	ok. 860	ok. 3,3	nd.
woda odbierana przez zbiornik, kanalizacje oraz istniejące powierzchnie przepuszczalne	ok. 3750	ok. 14,5	nd.
woda odprowadzana zwiększona z zastosowaniem podstawowych modernizacji technicznych	ok. 4240	ok. 16,3	o ok. 13 %
woda odprowadzana zwiększona z zastosowaniem nowoczesnych modernizacji łączących kilka rozwiązań	ok. 5330	ok. 20,5	o ok. 42 %

Głównym problemem w zagospodarowaniu wody opadowej w tym obszarze są przewarstwienia glin w znacznej części zlewni między powierzchnią, a pierwszą warstwą wodonośną. Pozwala to jedynie na częściowe zastosowanie podstawowych modernizacji technicznych in situ. Zakładając zastosowanie komponentów geoSYSTEM na obszarach zabetonowanych, możliwe jest zwiększenie przepustowości systemu do 16,3 mm opadu godzinnego. Przekłada się to na poprawę jakości odprowadzania wody o ok. 13%. Gdyby jednak zastosować większość proponowanych modernizacji jednocześnie możliwe jest zwiększenie przepustowości całej zlewni do 20,5 mm opadu godzinnego, a co za tym idzie poprawę bezpieczeństwa przed podtopieniami o ok. 42%. Oczywiście przy założeniu równoległego transferu wody i jej infiltrację.

Analizując rzeczywiste wysokości opadu w okresie badawczym oraz określoną całościową przepustowość zlewni, można wyznaczyć teoretyczną liczbę incydentów niewydolności kanalizacji deszczowej na jej obszarze. W przypadku sytuacji obecnej liczba ta wynosi 10 dla okresu 01.01.2016 - 31.07.2020. Podczas zastosowania pojedynczych modernizacji, liczba ta spadłaby do dziewięciu incydentów, zaś przy modernizacjach łączonych, aż do pięciu przypadków. Przełożyłoby się to na 50% wzrost bezpieczeństwa. Należy mieć jednak na uwadze, iż ze względu na stosunkowo

dużą zlewnię, jak na zastosowanie analizy przepustowości systemów, oraz możliwe lokalne różnice w nachyleniu terenu, podane wartości mogą być zaniżone w porównaniu do rzeczywistości.

Jako, iż zbiornik ma stałą objętość wynoszącą 2460 m³, podczas wyjątkowo wysokich opadów, może nastąpić jego całkowite wypełnienie. Prowadzi to do wyłączenia jego funkcji retencyjnych na pozostałą część epizodu deszczowego. W takiej sytuacji do zagospodarowania pozostałej części opadu służą jedynie system kanalizacji oraz powierzchnie chłonne. Jako, iż możliwości przepustowe systemu (o rozpiętości najczęściej jednej studzienki na 800 m²) są mniejsze niż możliwości retencyjne zbiornika, przelaniu zbiornika zawsze będzie towarzyszyła niewydolność systemu kanalizacji deszczowej. Prowadzi to do sytuacji, iż wówczas zagospodarowanie wody opadowej możliwe będzie jedynie dzięki infiltracji wody na obszarach chłonnych. Przekłada się to na radykalne zmniejszenie przepustowości systemu sięgające jedynie 1,7 mm opadu godzinnego (Tab. 8.4.2).

Tab. 8.4.2. Możliwości retencyjne zlewni zbiornika Jeleniogórska po jego wypełnieniu wraz z perspektywą ich zwiększenia. Kolorem pomarańczowym oznaczony jest stan odprowadzania wody przed modernizacją zaś zielonym po jej zastosowaniu

w przypadku opadu trwającego 60 min	po przelaniu zbiornika i kanalizacji		
Z tego obszaru woda odprowadzana jest średnio jedną studzienką na 800 m ²	objętość (m ³)	mm opadu godzinnego	Poprawa odprowadzania wody w przypadku modernizacji
woda retencjonowana w zbiorniku	0	0	nd
woda odbierana przez system kanalizacji deszczowej	0	0	nd
woda odbierana przez zbiornik, kanalizację oraz istniejące powierzchnie przepuszczalne	ok. 440	ok. 1,7	nd
woda odprowadzana zwiększona z zastosowaniem podstawowych modernizacji technicznych	ok. 910	ok. 3,5	o ok. 105 %
woda odprowadzana zwiększona z zastosowaniem nowoczesnych modernizacji łączących kilka rozwiązań	ok. 2000	ok. 7,7	o ok. 353 %

Gdyby jednak na obszarze zlewni zastosowano podstawowe jednorodne modernizacje ułatwiające infiltrację przepustowość systemu zwiększyłaby się o 105% do 3,5 mm opadu godzinnego. Jeszcze lepsze rezultaty byłyby osiągalne stosując

równoległe różne modernizacje. W tym przypadku poprawa odprowadzania wody sięgnęłaby ponad 350%, wynosząc aż 7,7 mm opadu godzinowego. Zakładając jednak, iż obecne przepustowości zlewni są wystarczające, zasadnym jest również ustalenie właściwej objętości zbiornika przy zastosowaniu określonych modernizacji.

Jak wynika z przeprowadzonych analiz, przy zastosowaniu modernizacji podstawowych, do uzyskania tej samej przepustowości zlewni, wystarczyłby zbiornik o pojemności jedynie 1970 m³. Przekładałoby się to na jedynie 80% jego obecnej objętości. Gdyby jednak zastosowano szerokie spektrum rozwiązań, jego pojemność mogłaby zostać zmniejszona aż do 880 m³, czyli 36 % stanu obecnego (Tab. 8.4.3).

Tab. 8.4.3. Możliwości zmniejszenia objętości zbiornika przy zachowaniu jednakowej przepustowości zlewni

wymagana objętość zbiornika aby zachować jego obecną retencję	objętość (m ³)	procent objętości zbiornika
bez zastosowania modernizacji	ok. 2460	100%
przy zastosowaniu podstawowych modernizacji technicznych	ok. 1970	80%
przy zastosowaniu nowoczesnych modernizacji łączących kilka rozwiązań	ok. 880	36%

Przedstawione wyżej wyniki nawiązują bezpośrednio do części postawionego na początku podrozdziału wniosku brzmiącego: "Wprowadzenie chłonności powierzchni szczelnych na obszarach najbardziej problemowych za pomocą modernizacji infiltracyjnych, może dać możliwość implementacji mniejszych zbiorników lub w najbardziej sprzyjających warunkach, całkowicie ominąć potrzebę ich budowy".

Z uwagi na przytoczoną analizę wniosek ten jest zasadny dla większych powierzchni, w postaci zlewni danego zbiornika. Należy mieć też na uwadze, iż zlewnia zbiornika Jeleniogórska, leży w stosunkowo mało zabetonowanej części Gdańska w porównaniu do jego centrum. Wobec tego na jej powierzchni obecnie znajdują się już obszary ułatwiające infiltrację wody. Dodatkowo część tej zlewni leży na obszarach, w których występują przewarstwienia glin między powierzchnią, a pierwszą warstwą wodonośną, co utrudnia odprowadzania wody metodami infiltracyjnymi. Celowo jednak wybrano zlewnię zbiornika z dużą ilością destymulant do wprowadzania takich modernizacji. Dzięki temu możliwe było wykazanie zasadności ich wprowadzenia, nawet w obliczu niesprzyjających warunków. Podobne analizy dla zbiornika zlokalizowanego w bardziej zurbanizowanej zlewni, pozwoliłoby uzyskać korzystniejsze rezultaty, niejednokrotnie prowadzące do możliwości całkowitego pominięcia budowy zbiornika retencyjnego, na rzecz modernizacji infiltracyjnych.

9. Ocena możliwości minimalizacji częstotliwości występowania podtopień opadowych na przykładzie Gdańska

W pracy postawiono tezę, że **zwiększenie odwadniania kanalizacji deszczowej przy pomocy odprowadzania opadów metodami infiltracyjnymi, pozwoli skutecznie zredukować liczbę podtopień opadowych miasta**. Kolejne rozwiązania problemów badawczych miały na celu udowodnienie tej tezy. Pozwoliły również na zebranie najważniejszych wniosków płynących z pracy, w podziale na stan systemu odprowadzania wody opadowej oraz możliwości jego ewaluacji.

Stan systemu przed wprowadzeniem modernizacji

Najczęściej pojawiającym się typem powierzchni na obszarze badań są tereny określane jako C2 (tereny mieszkalne) i C5 (obszary usługowe i przemysłowe - centra miast), charakteryzujące się dobrą i średnią przepustowością docelową przy projektowaniu sieci kanalizacji deszczowej. **Możliwości przepustowe** systemu przy opadzie godzinnym dla najczęstszego typu powierzchni, mieszczą się w granicach 12,60 do 17,10 mm opadu godzinowego - dane dla 3 studzienek na 800 m² (scenariusz „3”). W przypadku mniejszej ich liczby, przepustowość zmniejsza się niemal czterokrotnie. Dla scenariusza "2" wynoszą one odpowiednio 8,40 oraz 11,40 mm, zaś dla scenariusza "1" jedynie 4,20 i 5,70 mm. Szacunkowy czas trwania **zjawiska opad-odprowadzenie wody** dla sytuacji przed modernizacją, wynosi ok. 70 do ok. 200 minut, w zależności od liczby wpustów w jednostce. W okresie badawczym dla najlepszego scenariusza przed modernizacją ("3"), **częstotliwość przelań** wyniosła od 7 do 52, w zależności od powierzchni oraz natężenia deszczu. Dla jednej studzienki w oknie - przelania dochodziły do 307 przypadków. W miejscach poza kanalizacją deszczową wystąpiło 8439 przypadków zalegania wody opadowej.

Stan systemu po modernizacji

Jednym ze sposobów ograniczenia skutków zalegania wody opadowej jest jej wsiąkanie w miejscu opadu. Istnieje wiele możliwości zwiększenia tempa odprowadzania wody za pomocą infiltracji z powierzchni chłonnej. Do najwydajniejszych z nich (w zależności od obszaru) należą płyty ażurowe, asfalt porowy oraz geotworzywa chłonne, z czego najwięcej zalet wydają się mieć właśnie

plyty. Wykorzystanie modernizacji infiltracyjnych pozwoli na znaczne zwiększenie możliwości **przepustowych systemu** odprowadzania wody. Dla scenariusza "3+" będą one wynosiły 29,20 oraz 33,70 mm, dla najbardziej problematycznych powierzchni, co jest ponad dwukrotnie większą wartością w porównaniu do możliwości przepustowych, w analogicznym do niego scenariuszu "3". Rozbieżność ta jest odwrotnie proporcjonalna do liczby wpustów w jednostce. Dla scenariusza "2+" przyjmuje wartości 25,00 i 28,00 mm, zaś dla "1+" 20,80 i 22,30 mm. W przypadku jednej studzienki w oknie wzrost ten jest więc prawie czterokrotny. Po proponowanych modernizacjach czas **zjawiska opad-odprowadzenie wody** spada z 70-200 minut, do odpowiednio 36-50 minut, w zależności od liczby studzienek w oknie teselacji. Przy najlepszej pod względem zagospodarowania wody opadowej sytuacji trzech studzienek w jednostce, zastosowanie infrastruktury infiltracyjnej pozwoli zmniejszyć **liczbę przelań** do 45 % jej pierwotnej wartości. Wprowadzenie do obszaru **dotatkowej studzienki** jest nie tylko drogie, ale i znacznie mniej skuteczne, w porównaniu do proponowanych w pracy modernizacji infiltracyjnych. W przypadku opadu sześćdziesięciminutowego w scenariuszu "3+" zostanie średnio jedynie ok. 31% przelań, zaś w "4" aż ok. 75%. Pokazuje to znacznie większą skuteczność modernizacji infiltracyjnych nad tymi modyfikującymi system kanalizacji deszczowej. Ta prawidłowość utrzymuje się dla całego obszaru badań (100% skuteczności), poza tunelem pod Martwą Wisłą, gdzie skuteczność metod infiltracyjnych jest nieco mniejsza, lecz mimo to potwierdzana aż w 80 % przypadków.

Możliwa poprawa bezpieczeństwa

W celu określenia możliwości poprawy bezpieczeństwa miasta w kontekście podtopień opadowych, autor niniejszej pracy zaadaptował matematyczny model nierówności krytycznej do warunków zagospodarowania wód pochodzących z opadu. **Adaptacyjny model nierówności krytycznej** pozwala na procentowe określenie poprawy bezpieczeństwa, w odniesieniu do liczby przelań kanalizacji w spektrum uwarunkowań mających wpływ na to zjawisko. W przypadku wprowadzenia modernizacji, **przyrost bezpieczeństwa** dla wszystkich kryteriów wyniesie średnio 75 %. Potwierdza to również symulacja implementacji infrastruktury infiltracyjnej, w obliczu rzeczywistego opadu nawalnego w nocy z 10.06.2019 na 11.06.2019 r. Zaobserwowano wtedy intensywne przelanie studzienek odprowadzających wodę, co skutkowało znacznymi

stratami w położonej w sąsiedztwie galerii. Zastosowanie na tym obszarze modernizacji infiltracyjnych zapobiegłoby przelaniu oraz pozwoliło **uniknąć skutków** tego podtopienia. W skali zaś całego okresu badawczego, poprawa bezpieczeństwa tego obszaru wynosiłaby ok. 65%. Potwierdza to, iż proponowane modernizacje mogą w znaczący sposób minimalizować sytuacje niebezpieczne oraz poprawić bezpieczeństwo życia i mienia mieszkańców. Mimo, iż analizy przeprowadzane były w mikroskali (okna teselacji), dodatkowe badania możliwości implementacji infiltracji na tereny zlewni, wykazały **możliwość ekstrapolacji** wniosków płynących z pracy na większe obszary.

Reasumując przedstawione wnioski, autor może z dużą dozą prawdopodobieństwa potwierdzić zawartą w pracy tezę. Należy jednak pamiętać, iż każdy z problematycznych obszarów należy rozpatrywać osobno, dobierając odpowiednią modernizację. Istotny oraz pocieszający jest fakt, iż według badań każdy obszar narażony na podtopienia, może ulec skutecznej przebudowie, poprawiającej jakość gospodarowania wodami opadowymi.

W dobie ciągle zmieniających się charakterystyk klimatycznych, problem deszczy nawalnych może się nasilać. Należy mieć świadomość, iż takie inwestycje nie powstają z dnia na dzień. Każda przebudowa miejska niesie za sobą czas, który należy poświęcić na wszystkie jej elementy, od projektu i przetargu, przez przygotowanie podłoża, na realizacji kończąc.

Elementy krajobrazu miejskiego, które dziś są jedynie intensyfikatorami odprowadzania wody, za kilka lub kilkanaście lat mogą być niezbędne dla funkcjonowania aglomeracji. Stąd potrzeba jak najszybszego podjęcia działań w tej kwestii przez instytucje publiczne. Stawiając na szali życie i mienie mieszkańców miasta, każda nawet najmniejsza poprawa zastanego stanu rzeczy będzie prowadziła do poprawy bezpieczeństwa. Szczególnie ważna jest potencjalna zmiana mentalności w tej dziedzinie. Niniejsza praca może być więc przyczynkiem do zwrócenia uwagi opinii publicznej na zaistniały problem oraz powinna zainicjować dalsze badania w tej kwestii.

Spis Literatury:

Almássy, K., Joó, A. L., 2009, Special materials in the road building—Grids and netts application terms for improving the pavement structures, *Építőanyag*, Budapest.

Bielecka K., Weinerowska-Bords K., Szydłowski M., 2013, Analiza czasowej i przestrzennej zmienności opadów w zlewni potoku Strzyża w Gdańsku, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, Gdańsk.

Bochenek Z., 2004 Zastosowanie różnych metod określania zmian pokrycia terenu na obszarach miejskich z wykorzystaniem zdjęć satelitarnych, *Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji*, Warszawa.

Bryndal, T. 2015. Local flash floods in Central Europe: a case study of Poland. *Norsk Geografisk Tidsskrift—Norwegian Journal of Geography*.

Burszta-Adamiak E. Kotowski A. , Licznar P. , Oktawiec M., Siekanowicz-Grochowina K., 2018, Empiryczna weryfikacja formuły Błaszczyka do obliczania wartości natężenia deszczu miarodajnego, *Ochrona Środowiska, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Oddział Dolnośląski*, Wrocław.

Burszta-Adamik E. ,Łomotowski J., 2006, Odprowadzanie wód opadowych na terenach o rozproszonej zabudowie, *Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich*, Kraków.

Büttner G., 2014, *CORINE Land Cover and Land Cover Change Products, Land Use and Land Cover Mapping in Europe*, Springer, Berlin.

Byungsun Y., Dong K.L., 2021 *Planning Strategy for the Reduction of Runoff Using Urban Green Space, Sustainability*, Basel.

Cai X., Cao H., Fang X., Sun J., Yu Y., 2021, a View for Atmospheric Unpredictability, *Frontiers in Earth Science, Frontiers Media*, Pekin.

CBDG, 2019a, *Geologia inżynierska - głębokość do pierwszego nawierconego zwierciadła wód gruntowych*, PIG, Warszawa.

CBDG, 2019b, *Geologia inżynierska - grunty i skały na głębokości 1 m p.p.t.* , PIG, Warszawa.

- CBDG, 2022, Hydrogeologia – Główny Zbiorniki Wód Podziemnych, PIG, Warszawa.
- Chatzidaki E., Ventura F., 2010, Adaptation to climate change and mitigation strategies in cultivated and natural environments, Italian Journal of Agrometeorology, Florence.
- Cieśliński R., Raškiewicz J., 2007, Ewolucja Hydrograficzna Jezior (Ptasi Raj i Karaś (Polska Północna), Badania Fizjograficzne nad Polską Zachodnią, AMUR, Poznań.
- Czochański J. T., 2001, Struktura Użytkowania terenu w: Opracowanie ekofizjograficzne do planu zagospodarowania przestrzennego województwa pomorskiego, Gdańsk.
- Ćwiklińska J., 2007, Grupy interesu w semantycznej przestrzeni publicznej, International Journal of Management and Economics, Warszawa.
- Dancewicz A., Kazimierczak B., Kotowski A., 2011 Bezpieczne wymiarowanie kanalizacji na podstawie lokalnych modeli opadów, Czasopismo Techniczne. Środowisko WPK, Kraków.
- Danowski M., 2017, Nawierzchnie drenażowe - asfalt porowaty (drenażowy), Drogownictwo, Warszawa.
- Drewnowski J., Tuszyńska A., 2016 Historia sanitacji i rozwój systemów kanalizacyjnych dużych miast. Część I, Inżynieria Morska i Geotechnika, Gdańsk.
- Drwal J., 2001, Stosunki Wodne w: Opracowanie ekofizjograficzne do planu zagospodarowania przestrzennego województwa pomorskiego, Gdańsk.
- Dymaczewski Z, Maciejewska M., 2021, Historia rozwoju systemów kanalizacyjnych w Polsce i na świecie. Cz. 2, Technologia Wody, Kostrzyn.
- Fac-Beneda J., 2011 Młodoglacjalny System Hydrograficzny, Wydawnictwo Uniwersytetu Gdańskiego, Gdańsk.
- Frankowski Z. (Red), 2007, Baza danych geologiczno-inżynierskich wraz z opracowaniem atlasu geologiczno-inżynierskiego aglomeracji trójmiejskiej Gdańsk-Sopot-Gdynia, Gdańsk/Warszawa.

Fortuniak K., Pawlak W., Siedlecki M., Zieliński M., 2016, Międzydobowa zmienność parowania terenowego w obszarach zurbanizowanych i różnych typach roślinności paranaturalnej, *Acta Geographica Lodziensia*, Łódzkie Towarzystwo Naukowe, Łódź.

GDDiKA 2013 Szczegółowe Specyfikacje Techniczne W: Specyfikacja istotnych warunków zamówienia, Warszawa.

Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, 2006, Kanalizacja Deszczowa D 03.02.01 w: Specyfikacje Techniczne, Warszawa.

Gil D. M., Golewski G. L., 2017 Wpływ dodatku pyłu krzemionkowego (SF) i krzemionkowych popiołów lotnych (FA) na krytyczny współczynnik intensywności naprężeń betonu w: *Materiały Budowlane*, Sigma-Not, Lublin.

Glinicka A., 2005 Doświadczalna analiza wyboczenia niesprężystego kształtowników o przekrojach rurowych czworobocznych w: *Drogi i Mosty*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa.

Górczyńska A., Kolczyńska N., 2012, Partnerstwo publiczno-prywatne w finansowaniu inwestycji w różnych obszarach sfery użyteczności publicznej, *Zarządzanie i Finanse*, Gdańsk.

Graf R., Przybyłek, J., 2019, Application of the WetSpas simulation model for determining conditions governing the recharge of shallow groundwater in the Poznań Upland, Poland.

Gruchot A.T., 2003, Orientacyjne wartości współczynnika filtracji gruntów naturalnych, UR, Kraków.

Jarosz D., 2014, Historia Powodzi w Polsce 1945-1989. Prolegomena do badań. Polska 1944/45-1989: Studia i Materiały, Instytut Historii PAN, Warszawa.

Jarvis R.S., 1976 Stream Orientation Structures in Drainage Networks, *Journal of Geology*, University of Chicago, Chicago.

Jermołowicz P., 2017, Grunty Organiczne, *Magazyn Autostrady*, Katowice.

Joo J., Lee J., Kim J.H., Jun H., Jo D., 2014, Inter-Event Time Definition Setting Procedure for Urban Drainage Systems, *Water*, MDPI, Basel.

Karlsson G., Johannesson M., 2012, The Decision Rules of Cost-Effectiveness Analysis, Pharmaco Economics, Springer, Berlin.

Kasza S., Romaszewski A., Kopański Z., Uracz W., Furmanik F., Dyl S., Tabak J., 2018, Problemy analityczne i ograniczenia systemów informatycznych, Journal of Clinical Healthcare, Kraków.

Kazimierczak B., Kotowski A. 2012, Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.

Kondracki J., 1977, Regiony Fizycznogeograficzne Polski, Wydawnictwo uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa.

Kossakowski P., 2014, Nawierzchnie z betonowej kostki brukowej – zagadnienia materiałowe i eksploatacyjne, Przegląd Budowlany, Warszawa.

Kotwas A., 2013, Ocena wpływu wód gruntowych na jakość rzeki Bzury i zbiorników "Arturówek" w Łodzi, Praca magisterska, Wydział Biologii i Ochrony Środowiska, Uniwersytet Łódzki, Łódź.

Kożuchowski K., 2011, Klimat Polski, Nowe Spojrzenie, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

Królikowski A., Królikowska J., 2012 Wody Opadowe: odprowadzanie, zagospodarowanie, podczyszczenie i wykorzystanie. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Józefosław.

Lach R., Misiun C., Skrzypczyk L., 2002, Technologiczna granica dokładności opracowania ortofotomap na podstawie ortorektifikacji wysokorozdzielczych zdjęć satelitarnych IKONOS, Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji, Zarząd Główny Stowarzyszenia Geodetów Polskich, Gdańsk.

Lafrentz-Polska, 2013 Specyfikacja istotnych warunków zamówienia, Poznań.

Lejcuś K., Burszta-Adamiak E., Dąbrowska J., Wróblewska K., Orzeszyna H., Śpitalniak M., Misiewicz J., 2017, Katalog dobrych praktyk – zasady zrównoważonego

gospodarowania wodami opadowymi pochodzącymi z nawierzchni pasów drogowych, Wydział Inżynierii Miejskiej, Wrocław.

Ling H. I., Yang S., 2006 Unified Sand Model Based on the Critical State and Generalized Plasticity w: Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Reston.

Lundqvist J., Falkenmark M., 2010, Adaptation to Rainfall Variability and Unpredictability: New Dimensions of Old Challenges and Opportunities, International Journal of Water Resources Development, Routledge, London.

Magruk A., 2012, Hybrydy metod badawczych w studiach przyszłości, Ekonomia i Zarządzanie, Politechnika Białostocka, Białystok.

Masłowski A., 2020, Jak wyznaczyć miarodajne natężenie deszczu (dane opadowe) w Polsce, Poradnik Projektanta, Poznań.

Miętus M. (red.), 2022, Klimat Polski 2021, Biuletyn Monitoringu Klimatu Polski, IMGW, Gdynia.

Mironik K., Młodzik A., Cieśliński R., 2019 Wykorzystanie znormalizowanego różnicowego wskaźnika wegetacji NDVI do oceny tempa zarastania zbiorników przybrzeżnych na przykładzie jeziora Gardno w: Prace Geograficzne, Wydawnictwo Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków.

Mizerski W., 2009, Geologia Polski, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

Mojski J. E., Pikies R., Zaleszkiewicz L., 1977/2013, Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski 1:50 000 (SMGP) Arkusz: Gdańsk, PIG/PIB, Gdańsk.

Mojski J. E., Pikies R., Zaleszkiewicz L., 1977/2020, Objaśnienia do Szczegółowej Mapa Geologicznej Polski 1:50 000 (SMGP) Arkusz: Gdańsk, Warszawa.

Nadobnik J., 2018, Wybrane determinanty towarzyszące powstawaniu organizacji pozarządowych działających w Polsce w sektorze turystyki, rekreacji, sportu i hobby w latach 2006-2017, Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Turystyki i Języków Obcych w Warszawie. Turystyka i Rekreacja, Warszawa.

Najwyższa Izba Kontroli. 2020, Wystąpienie Pokontrolne, Delegatura w Gdańsku, Gdańsk.

Nowakowska-Błaszczyk, 1988, Możliwość wprowadzania wód deszczowych do gruntu, Ochrona Środowiska, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Oddział Dolnośląski, Wrocław.

Olszak I., 2001, Budowa Geologiczna i surowce mineralne w: Opracowanie ekofizjograficzne do planu zagospodarowania przestrzennego województwa pomorskiego, Gdańsk.

Pasikowski S., 2015, Czy wielkość jest niezbędna? o rozmiarze próby w badaniach jakościowych, Przegląd Badań Edukacyjnych, Akademia Pomorska w Słupsku, Słupsk.

Paszowski Z., 2011, Miasto Idealne w Perspektywie Europejskiej i jego związki z urbanistyką współczesną, Universitatis, Kraków.

Piechurski F.G., 2003, Ocena możliwości wykonania renowacji przykanalików i przyłączy wodociągowych w technologiach bezwykopowych. Cz. 1, Instal, Ośrodek Informacji "Technika instalacyjna w budownictwie", Warszawa.

Piskorski M. (red.), 2016, Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Miasta Gdańska, Prezydent Miasta Gdańska, Gdańsk.

Pruszkowska-Caceres M., 2016 - przekaz ustny.

Pszczółka, M., Edel, R., Górecka, E., Papkow, I, 2015, Ocena uszkodzeń studni i wpustów ulicznych w Gdańsku, Przegląd Komunikacyjny, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej, Wrocław.

Richling A., Ostaszewska K., (red.), 2006, Geografia fizyczna Polski, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

Romanello M.T., 2002, Perception of Urban Varieties. Preliminary Studies from the South Italy w: Handbook of Perceptual Dialectology, John Benjamins Publishing Company, Amsterdam

Rouse J.W., 1978, Monitoring the vernal advancement and retrogradation (green wave effect) of natural vegetation, Remote Sensing Center, Texas University.

Scholz M., Grabowiecki P., 2007, Review of permeable pavement systems, Building and Environment, Elsevier, Amsterdam.

Siedlecka M., Suchocka M., 2017, Wodoprzepuszczalne nawierzchnie a zrównoważony rozwój terenów miejskich, Drogownictwo, Warszawa.

Stupnicka E., Stempień-Sałek M., 2020, Geologia regionalna Polski, Wydawnictwo uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa.

Suwara T., 2016, Wybrane aspekty odwodnienia dróg, Drogownictwo, Warszawa.

Sygała, A., Bukowska, M., 2015, Wpływ temperatury na porowatość i przepuszczalność skał osadowych, Przegląd Górniczy, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Górnictwa, Katowice.

Szczęch I., 2007, Wielokryterialna ocena atrakcyjności reguł decyzyjnych i asocjacyjnych, Streszczenie rozprawy doktorskiej, Politechnika Poznańska, Poznań.

Szruba M., 2019, Odwodnienie i zagospodarowanie wód opadowych w miastach, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, Kraków.

Śliwiński B., 2018, Encyklopedia Gdańska "Gedanopedia", Muzeum Gdańska, Gdańsk.

Trapp J. A., 2001, Warunki klimatyczne w: Opracowanie ekofizjograficzne do planu zagospodarowania przestrzennego województwa pomorskiego, Gdańsk.

Wang J. H., 2018, Lifecycle cost and performance analysis for repair of concrete tunnels w: Eco-Efficient Repair and Rehabilitation of Concrete Infrastructures, Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, Elsevier, Amsterdam.

Wang Y., Veltkamp D.J., Kowalski B.R., 1991, Multivariate Instrument Standardization, Laboratory of Chemometrics and Center of Process Analytical Chemistry, University of Washington, Washington.

Wardas M., Pawlikowski M., Szota R., Czaplinski T., Chrapkiewicz D., Figiel J., 2004, Sezonowe zmiany koncentracji żelaza i manganu w osadach dennych studzienek

wodościekowych na obszarze miasta Krakowa, Roczniki Państwowego Zakładu Higieny, Warszawa.

Webb R.W., Fassnacht S.R., Gooseff M.N., 2017, Hydrologic flow path development varies by aspect during spring snowmelt in complex subalpine terrain, The Cryosphere, European Geosciences Union, Monachium.

Witkowski P., 2018, Bezstykowa nawierzchnia betonowa, Budownictwo, Technologie, Architektura, Kraków.

Woś A., 1993 Regiony klimatyczne polski w świetle częstości występowania różnych typów pogody, Zeszyty Instytutu Geografii i Przestrzennego Zagospodarowania PAN, PAN, Warszawa.

Woś A., 1999, Klimat Polski, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

Yang W., Xia X., 2013 Prediction of mining subsidence under thin bedrocks and thick unconsolidated layers based on field measurement and artificial neural networks, Computers & Geosciences, Elsevier, Amsterdam.

Zarząd Dróg Powiatowych w Przemyślu, 2018, Sączki Podłużne w: Szczegółowe Specyfikacje Techniczne, Na zlecenie GDDKiA, Przemyśl.

Zhou, Q., Panduro, T.E., Thorsen, B.J., Arnbjerg-Nielsen K., 2013 Adaption to Extreme Rainfall with Open Urban Drainage System: An Integrated Hydrological Cost-Benefit Analysis. Environmental Management, Springer, Berlin.

Spis baz danych:

Centralna baza danych geologicznych Państwowego Instytutu Geologicznego - Państwowego Instytutu Badawczego.

Spis niepublikowanych materiałów i baz danych:

Geobaza Katedry/Zakładu GIS UG.

Geobaza Zakładu Hydrologii UG.

Baza danych opadowych fundacji "Agencja Regionalnego Monitoringu Atmosfery Gdańsk-Gdynia-Sopot".

Spis stron internetowych:

<http://www.gdmel.pl/zbiorniki-retencyjne/lista-zbiornikow-retencyjnych> (dostęp: 28.01.2023).

<https://www.poznan.pl/mim/komunikacja/news,1185/pierwsze-ulice-maja-juz-azurowe-nawierzchnie,189650.html> (dostęp: 28.01.2023).

<https://clc.gios.gov.pl> (dostęp: 28.01.2023).

<https://land.copernicus.eu> (dostęp: 28.01.2023)

<https://www.gdmel.pl> (dostęp: 28.01.2023).

<https://structurae.net> (dostęp: 28.01.2023)

<https://mk-markaz.pl/znaczniki/plyty-azurowe> (dostęp: 28.01.2023).

<https://www.geoproduct.pl> (dostęp: 28.01.2023).

<https://trojmiasto.pl> (dostęp: 28.01.2023).

Spis tabel:

Tab. 1.3.1. Wykaz używanych baz danych wraz z przykładowym sposobem ich wykorzystania23

Tab. 2.1. Postępowanie badawcze wraz z aspektami zawartymi w poszczególnych krokach.....26

Tab. 2.1.1. Klasyfikacja wartości NDVI według kryterium C29

Tab. 2.1.2. Klasyfikacja typów CLC względem kryterium C wraz z uśrednionymi wartościami NDVI30

Tab. 2.2.1. Zróznicowanie powierzchniowe ogólnych klas parametru C modelu Błazczyka35

Tab. 2.2.2. Wyjaśnienie symboli wykorzystanych w macierzach przepustowości37

Tab. 2.3.1. Schemat reguły nadrzędnej kryterium klasyfikacji modernizacji43

Tab. 2.3.2. Zestawienie aspektów modernizacji w regułach decyzyjnych.....	43
Tab. 2.4.1. Podział parametrów ze względu na naturalność.....	50
Tab. 3.1.1. Objasnienia do legendy Ryc. 3.1.1 - kompilacja danych geologiczno- inżynieryjskich.	54
Tab. 3.2.1. Zmienność średniej rocznej temperatury powietrza według dekad w wieloleciu 1951-2021 (na podstawie Miętus 2022).....	59
Tab. 3.3.1. Morfometria najważniejszych cieków obszaru badań.....	64
Tab. 3.3.2. Morfometria najważniejszych jezior obszaru badań.....	64
Tab. 3.4.1. Objasnienia typów użytkowania wg kodów Corine Land Cover Level 3 wraz z procentowym udziałem na obszarze badań.....	69
Tab. 3.4.2. Objasnienia numerów i typów użytkowania wg kodów Urban Atlas wraz z procentowym udziałem na obszarze badań.....	71
Tab. 5.1.1. Scenariusze badawcze.....	84
Tab. 5.1.2. Warunki wstępne analizy różnic między scenariuszami.....	85
Tab. 6.1.1. Klasyfikacja terenów według częstości opadów w modelu Błaszczyka ...	100
Tab. 6.1.2. Macierz przepustowości jednostki odwadniającej o różnych typach zabudowy (C) dla opadu 60 min przy mniejszej od 3 liczbie studzienek	102
Tab. 6.1.3. Macierz zunifikowanych przepustowości jednostki odwadniającej o różnych typach zabudowy [C] dla różnych czasów trwania opadu przy trzech studzienkach ...	103
Tab. 6.1.4. Macierz wielokrotna zunifikowanych przepustowości jednostki odwadniającej o różnych typach C dla różnych czasów trwania opadu przy poszczególnej liczbie studzienek	103
Tab. 6.2.1. Liczba przelań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza „3”	109
Tab. 6.2.2. Liczba przelań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza "2"	110
Tab. 6.2.3. Liczba przelań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza "1"	111
Tab. 6.2.4. Liczba przelań w okresie badawczym 01.01.2016-31.07.2020 dla scenariusza "0"	112

Tab. 7.1.1. Przepustowości krytyczne dla poszczególnych scenariuszy obejmujących modernizacje infiltracyjne dla poszczególnych typów powierzchni w obszarze (800m ²) dla różnych warunków pluwialnych	115
Tab. 7.2.1. Liczba przełań w scenariuszach "3" oraz "3+" wraz z procentem wartości niezmiennych	120
Tab. 7.2.2. Liczba przełań w scenariuszach "2" oraz "2+" wraz z procentem wartości niezmiennych	121
Tab. 7.2.3. Liczba przełań w scenariuszach "1" oraz "1+" wraz z procentem wartości niezmiennych	121
Tab. 7.2.4. Liczba przełań w scenariuszach "0" oraz "0+" wraz z procentem wartości niezmiennych	122
Tab. 7.3.1. Liczba przełań w scenariuszu „3” oraz scenariuszu „4” wraz z procentem wartości niezmiennych	123
Tab. 7.3.2. Liczba przełań w scenariuszach "3", "3+" oraz "4" wraz z procentem wartości niezmiennych oraz porównaniem wartości modernizacyjnych	124
Tab. 7.4.1. Typy obszarów predestynowanych do podtopień	127
Tab. 7.4.2. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu „3” (na podstawie Lejcuś i in. 2017).....	129
Tab. 7.4.3. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu "2" (na podstawie Lejcuś i in. 2017).....	131
Tab. 7.4.4. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu "1" (na podstawie Lejcuś i in. 2017).....	133
Tab. 7.4.5. Klasyfikacja możliwych modernizacji w scenariuszu "0" (na podstawie Lejcuś i in. 2017).....	135
Tab. 8.2.1. Wizualizacja wartości krytycznych przepustowości sytuacji rzeczywistej	142
Tab. 8.3.1. Przepustowości krytyczne dla scenariuszy „3” oraz „3+” w obliczu różnych czasów trwania opadu godzinnego w sytuacji rzeczywistej.....	147
Tab. 8.4.1. Możliwości retencyjne zlewni zbiornika Jeleniogórska wraz z perspektywą ich zwiększenia. Kolorem pomarańczowym oznaczony jest stan odprowadzania wody przed modernizacją zaś zielonym po jej zastosowaniu	152

Tab. 8.4.2. Możliwości retencyjne zlewni zbiornika Jeleniogórska po jego wypełnieniu wraz z perspektywą ich zwiększenia. Kolorem pomarańczowym oznaczony jest stan odprowadzania wody przed modernizacją zaś zielonym po jej zastosowaniu	153
Tab. 8.4.3. Możliwości zmniejszenia objętości zbiornika przy zachowaniu jednakowej przepustowości zlewni.....	154
Spis rycin:	
Ryc. 1.1.1. Schemat etapów badawczych.....	15
Ryc. 1.1.2. Lokalizacja obszaru badań. A) Obszar badań na tle województwa; B) Obszar badań w odniesieniu do granic administracyjnych i mezoregionów; C) Obszar badań w dużej skali.	18
Ryc. 2.3.1. Wizualizacja symulacji przepływu wody piksel po pikselu dla wycinku rastra	39
Ryc. 2.3.2. Wizualizacja dokładności wektora kierunku spływu wody w zależności od skali	40
Ryc. 3.1.1. Budowa geologiczna obszaru badań wraz z numerami serii geologii inżynierskiej (na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych) z wyłączeniem terenów stale pokrytych wodą	54
Ryc. 3.1.2. Szacunkowa przepuszczalność gruntów pod ewentualną zabudową antropogeniczną (budynki, ulice itp.) na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych oraz Gruchot (2003).....	56
Ryc. 3.1.3. Ukształtowanie terenu (na podstawie NMT niepublikowanej geobazy GIS UG).....	57
Ryc. 3.1.4. Profile terenu: A - Przekrój od dzielnicy Jasień do dzielnicy Brzeźno, B - Przekrój od dzielnicy Jasień do dzielnicy Orunia, C - Przekrój od dzielnicy Jasień do dzielnicy Stogi.....	58
Ryc. 3.2.1. Warunki pluwialne Gdańska w latach 2016 (A), 2017 (B), 2018 (C), 2019 (D) oraz pierwszym półroczu 2020 (E) (na podstawie niepublikowanej bazy danych Armaag)	62
Ryc. 3.3.1. Wody powierzchniowe (na podstawie niepublikowanej geobazy GIS UG)..	65
Ryc. 3.3.2. Główne zbiorniki wód podziemnych (na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych).....	66
Ryc. 3.3.3. Głębokość zalegania zwierciadła wód podziemnych (na podstawie danych Centralnej bazy danych geologicznych).....	67

Ryc. 3.4.1. Użytkowanie terenu wg Corine Land Cover Level 3 (objaśnienia typów w Tab. 3.4.1).....	68
Ryc. 3.4.2. Użytkowanie terenu wg Urban Atlas (objaśnienia numerów oraz typów w Tab. 3.4.2).....	71
Ryc. 4.1.1. Schemat części składowych wpustu kanalizacji deszczowej.....	74
Ryc. 4.1.2. Zwymiarowanie pojedynczej studzienki kanalizacji deszczowej zgodne z wytycznymi Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych (2006)	75
Ryc. 4.2.1. Schemat rzutu z góry płyty azurowej (https://mk-markaz.pl/znaczniki/plyty-azurowe)	79
Ryc. 5.1.1. Przykładowa lokalizacja obszaru o cechach analizy różnic między scenariuszami	86
Ryc. 5.2.1. Wizualizacja scenariusza "3" wraz z lokalizacją studzienek i przyłączy. Kolorem pomarańczowym oznaczono estakadę Alei Żołnierzy Wyklętych uniesioną nad gruntem na podstawie danych dyrektywy INSPIRE	87
Ryc. 5.2.2. Schemat oznaczeń przyłączy.....	88
Ryc. 5.2.3. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "3" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	88
Ryc. 5.2.4. Wizualizacja scenariusza "2" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy na podstawie danych dyrektywy INSPIRE.....	89
Ryc. 5.2.5. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "2" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	89
Ryc. 5.2.6. Wizualizacja scenariusza "1" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy na podstawie danych dyrektywy INSPIRE.....	90
Ryc. 5.2.7. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "1" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	91
Ryc. 5.2.8. Wizualizacja scenariusza „0” wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy (w tym przypadku poza obszarem badawczym) na podstawie danych dyrektywy INSPIRE	92

Ryc. 5.2.9. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "0" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	92
Ryc. 5.3.1. Wizualizacja scenariusza "3+" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy. Kolorem pomarańczowym oznaczono estakadę Alei Żołnierzy Wyklętych uniesioną nad gruntem. Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy.....	94
Ryc. 5.3.2. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "3+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	94
Ryc. 5.3.3. Wizualizacja scenariusza "2+" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy. Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy INSPIRE.....	95
Ryc. 5.3.4. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "2+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	96
Ryc. 5.3.5. Wizualizacja scenariusza "1+" wraz z lokalizacją studzienek oraz przyłączy. Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy INSPIRE.....	96
Ryc. 5.3.6. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "1+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	97
Ryc. 5.3.7. Wizualizacja scenariusza "0+" wraz z lokalizacją studzienek i przyłączy (tu poza obszarem badawczym). Kolorem niebieskim oznaczono zakres możliwej modernizacji na podstawie danych dyrektywy INSPIRE.....	98
Ryc. 5.3.8. Schemat czasu migracji wody w scenariuszu "0+" od początku opadu do odprowadzenia wody z terenu na podstawie założeń wstępnych z pominięciem czasu transportu w małej skali.....	98
Ryc. 6.1.1. Szacunkowe zasięgi poszczególnych typów obszarów względem kryterium C.....	101
Ryc. 6.1.2. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu „3” wraz z trendem przestrzennym.....	104
Ryc. 6.1.3. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu „2” wraz z trendem przestrzennym.....	105

Ryc. 6.1.4. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "1" wraz z trendem przestrzennym	105
Ryc. 6.2.1. Przepustowość dla wybranych punktów spektrum w roku 2017 dla scenariuszy przed modernizacją.....	108
Ryc. 6.2.2. Liczba przelań w spektrum scenariusza „3” wraz z trendem przestrzennym	110
Ryc. 6.2.3. Liczba przelań w spektrum scenariusza "2" wraz z trendem przestrzennym	111
Ryc. 6.2.4. Liczba przelań w spektrum scenariusza "1" wraz z trendem przestrzennym	112
Ryc. 6.2.5. Łączna liczba przelań w latach 2016-2019 w podziale na miesiące	113
Ryc. 6.2.6. Liczba przelań w okresie badawczym w latach wraz z średnią maksymalnych opadów w latach 2016-2017 oraz 2018-2019.....	114
Ryc. 7.1.1. Przepustowość dla wybranych punktów spektrum w roku 2017 dla scenariuszy przed i po modernizacji infiltracyjnej.....	116
Ryc. 7.1.2. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "3+" wraz z trendem przestrzennym	117
Ryc. 7.1.3. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "2+" wraz z trendem przestrzennym	118
Ryc. 7.1.4. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "1+" wraz z trendem przestrzennym	118
Ryc. 7.1.5. Przepustowość krytyczna spektrum w scenariuszu "0+" wraz z trendem przestrzennym	119
Ryc. 7.3.1. Przepustowość dla wybranych punktów spektrum w roku 2017 dla scenariuszy przy modernizacjach systemowych i infiltracyjnych	125
Ryc. 7.3.2. Wizualizacja procentowej szansy poprawy bezpieczeństwa przy uwzględnieniu modernizacji infiltracyjnych w porównaniu do systemowych.....	126
Ryc. 8.1.1. Klatka z filmu zalania przecięcia Alei Grunwaldzkiej i Alei Żołnierzy Wyklętych z nocy 10-11.06.2019 r. (https://trojmiasto.pl)	136
Ryc. 8.1.2. Rozkład opadu godzinowego od 20.00 10.06.2019 do 2.00 11.06.2019	137
Ryc. 8.1.3. Schemat możliwych konsekwencji podjęcia oraz braku działań odnośnie gospodarki opadami w mieście	138
Ryc. 8.2.1. Wizualizacja spadków i ekspozycji terenu wraz z kierunkiem spływu wód	141

Ryc. 8.2.2. Rozlokowanie studzienek kanalizacji deszczowej na skrzyżowaniu Alei Grunwaldzkiej i Żołnierzy Wyklętych na tle hipsometrii oraz zabudowy.....	143
Ryc. 8.3.1. Wizualizacja skuteczności działania płyt ażurowych w obliczu opadu (Jelitkowo/Gdańsk 04.01.2020).....	146
Ryc. 8.3.2. Możliwości modernizacji skrzyżowania na tle rzeczywistego opadu	148
Ryc. 8.4.1. Zlewnia zbiornika retencyjnego Jeleniogórska wraz z hipsometrią oraz obszarami ułatwionej infiltracji na tle ortofotomapy	151

Spis równań:

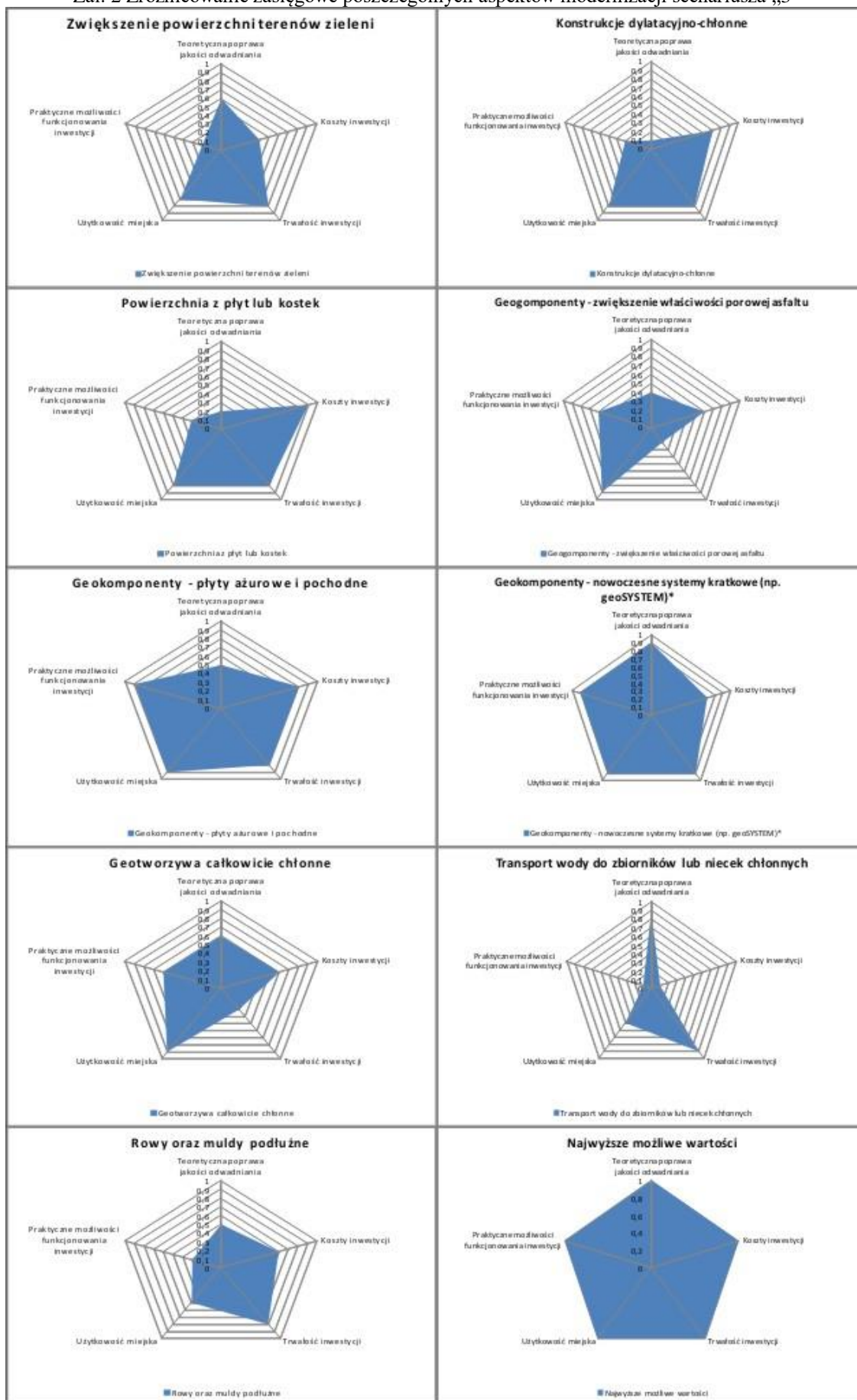
2.1.1 Analiza znormalizowanego różnicowego wskaźnika wegetacji NDVI
2.1.2 Procentowa wartość powierzchni klas NDVI
2.2.1 Model Błaszczyka
2.2.2 Uproszczona postać modelu Błaszczyka
2.3.1 Ujednolicenie wartości współczynnika ka filtracji dla profilu gruntu
2.3.2 Przekształcenie wzoru prędkości w stosunku do czasu
2.3.3 Klasyfikacja modernizacji
2.4.1 Ogólna postać nierówności wartości krytycznej
2.4.2 Zaadaptowana teoretyczna postać nierówności krytycznej
2.4.3 Warunkowanie wyznacznika przelań parametrem grupy IV
2.4.4 Zależność procentowa liczby przelań w kontekście modernizacji
2.4.5 Procentowy przyrost bezpieczeństwa miasta pod kątem odprowadzania wody opadowej

Załączniki:

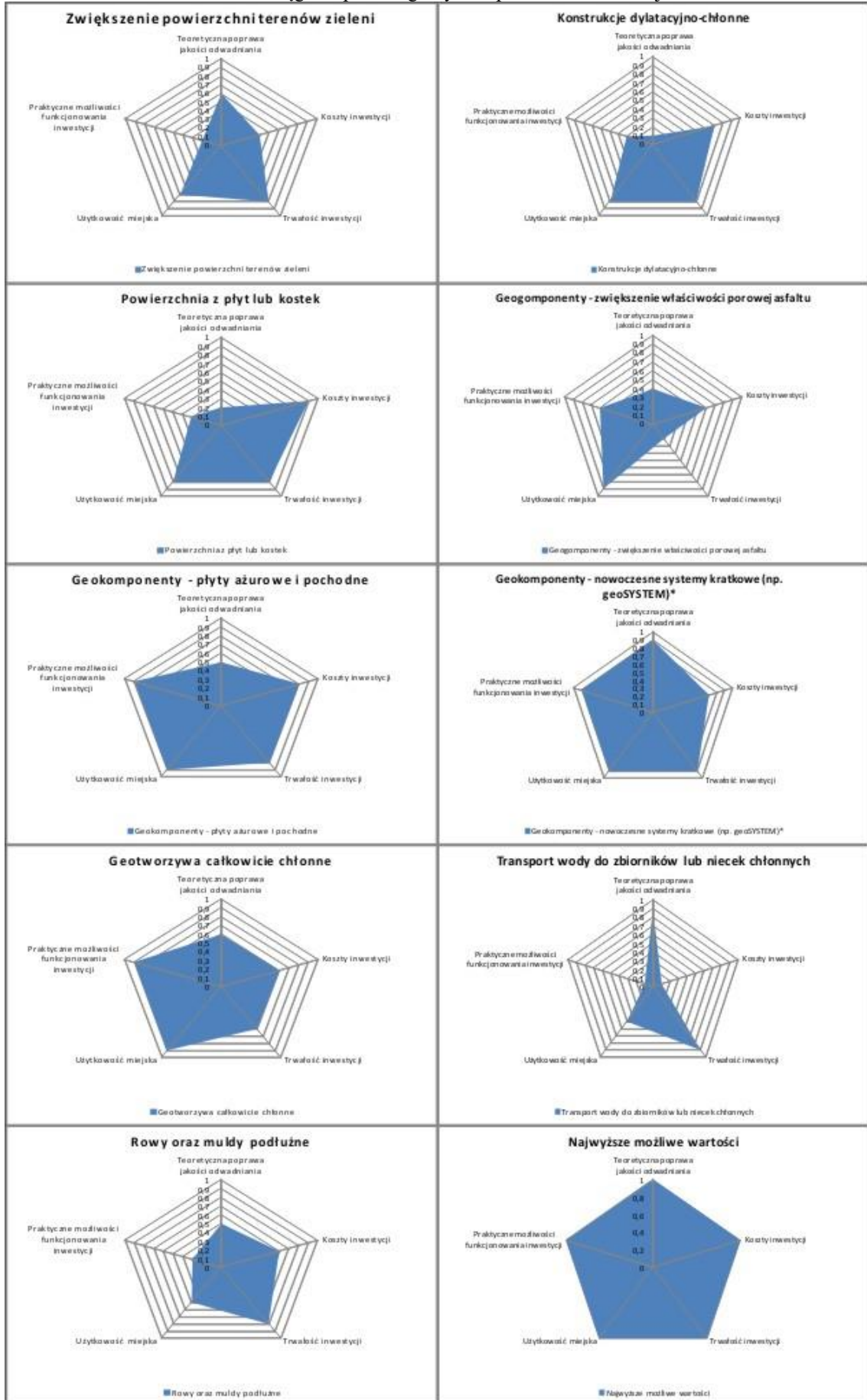
Zał. 1. Raport analizy statystyk poszczególnych typów pokrycia względem NDVI

CODE_00	_count_1	_mean_1	_median	_min	_max	_range_1
311	5030,000	0,510	0,528	-0,048	0,642	0,690
313	16276,000	0,456	0,471	-0,128	0,638	0,766
324	763,000	0,415	0,443	0,094	0,599	0,506
243	5693,000	0,369	0,402	-0,104	0,602	0,706
231	3554,000	0,374	0,400	-0,021	0,623	0,644
141	6317,000	0,368	0,390	-0,092	0,595	0,687
211	40029,000	0,364	0,388	-0,096	0,641	0,737
242	12225,000	0,365	0,375	-0,109	0,609	0,717
142	3267,000	0,361	0,375	-0,121	0,611	0,733
411	697,000	0,322	0,348	-0,052	0,532	0,584
333	255,000	0,322	0,338	-0,057	0,523	0,580
312	8957,000	0,347	0,331	-0,048	0,634	0,682
124	1144,000	0,247	0,289	0,003	0,520	0,517
112	28804,000	0,272	0,265	-0,063	0,595	0,658
133	1226,000	0,251	0,246	-0,005	0,582	0,587
331	1786,000	0,190	0,195	-0,120	0,548	0,668
121	10335,000	0,195	0,172	-0,093	0,593	0,686
111	1551,000	0,179	0,171	-0,047	0,571	0,618
122	566,000	0,186	0,163	0,034	0,497	0,463
123	4374,000	0,187	0,159	-0,081	0,600	0,682
523	270,000	0,058	0,051	-0,058	0,418	0,476
511	5252,000	0,032	-0,032	-0,095	0,591	0,686
512	680,000	0,056	-0,040	-0,092	0,518	0,610

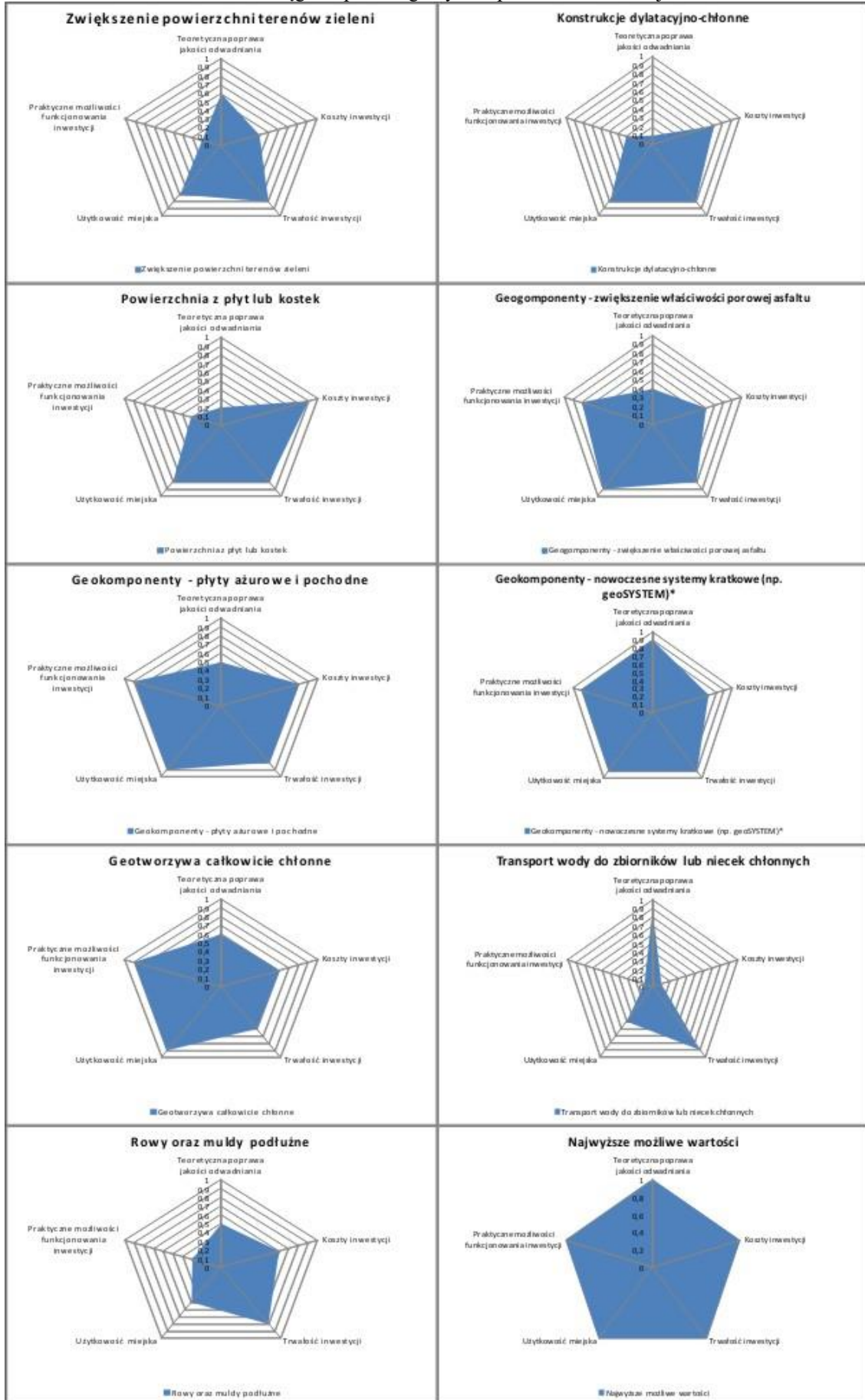
Załącznik 2 Różnicowanie zasięgowe poszczególnych aspektów modernizacji scenariusza „3”



Załącznik 3 Zróżnicowanie zasięgowe poszczególnych aspektów modernizacji scenariusza "2"



Załącznik 4 Różnicowanie zasięgowe poszczególnych aspektów modernizacji scenariusza "1"



Załącznik 5 Różnicowanie zasięgowe poszczególnych aspektów modernizacji scenariusza "0"

