



Analiza przeciążeń kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu wywołanych zmianami klimatu

Andrzej Kotowski, Bartosz Kaźmierczak, Monika Nowakowska
Politechnika Wroclawska

1. Wstęp

Bezpieczne działanie systemów kanalizacyjnych ma na celu zapewnienie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu, który definiuje się jako przystosowanie systemu do przyjęcia prognozowanych strumieni wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej częstości wystąpienia ich wylania na powierzchnię terenu. Przykładowo, na terenach mieszkaniowych norma PN-EN 752:2008 ogranicza częstość wylewów z kanałów deszczowych do 1 raz na 20 lat [10, 19]. Z powodu globalnych zmian klimatycznych będzie zmieniać się wysokość i intensywność opadów regionalnych. Stąd też w przyszłości wystąpi więcej zdarzeń ekstremalnych opadów, które mogą powodować powodzie, a więc szkody zwłaszcza na obszarach zurbanizowanych. Kwantyfikacja problemu, jak również odpowiednie planowanie zaradcze, w celu zminimalizowania negatywnych skutków takich zdarzeń w horyzoncie czasowym 2100 roku, są więc już dziś pilnie potrzebne.

W istniejących czy nowoprojektowanych systemach kanalizacyjnych zaleca się obecnie weryfikację częstości wylewów z kanałów na drodze symulacji hydrodynamicznych, przy różnych scenariuszach obciążenia zlewni opadami. Scenariuszami tymi mogą być zmierzone serie intensywnych opadów z wielolecia, które są na ogół trudnodostępne, bądź częściej opady modelowe Eulera typu II, tworzone z lokalnych krzywych intensywności (IDF – *Intensity-Duration Frequency*) bądź

wysokości (DDF – *Depth-Duration Frequency*) opadów [4, 12, 21, 22, 24]. Modele hydrodynamiczne do opisu działania systemów odwodnień terenów umożliwiają bowiem uwzględnienie zmiennych w czasie i przestrzeni rzeczywistych spływów wód opadowych (ilościowo i jakościowo), a także zmiennego i nieustalonego przepływu ścieków w kanałach [8, 20, 26, 30, 31].

Biorąc pod uwagę obecną wiedzę na temat trendów zmian klimatu do 2100 roku, dostosowanie typowych scenariuszy opadów do projektowania i modelowania działania odwodnień terenów (wg obecnych standardów PN-EN 752:2008 i DWA-A118:2006) można dokonać poprzez zwiększenie intensywności opadów o obecnych częstościach występowania, lub zmniejszając ich obecne częstości występowania. Oznacza to w pierwszym przypadku, wg pracy [28], że, dzisiejsze intensywności opadów należałoby zwiększyć od ok. 1,2 przy $C = 1$ rok do ok. 1,5 przy $C = 10$ lat. W drugim przypadku, częstości występowania dzisiejszych opadów należałoby zmniejszyć około 2 razy. Trendy takie stwierdzono w wielu regionach Europy [16, 17, 23, 27], a także potwierdzono w badaniach we Wrocławiu [7]. Na tej podstawie zostały zmienione wytyczne do identyfikacji przyszłych przeciążeń hydraulicznych w miejskich systemach kanalizacyjnych we Flandrii [28] czy w Północnej Nadrenii-Westfalii [1], a także zaproponowane dla Wrocławia [13]. Przykładowo, dla terenów mieszkaniowych przyjęto scenariusz opadów o częstości występowania $C = 5$ lat, zamiast dotychczasowego $C = 3$ lata (wg DWA-A118:2006), do weryfikacji braku nadpiętrzeń do poziomu terenu w kanałach dla zachowania dopuszczalnej obecnie częstości wylewów – 1 raz na 20 lat (wg PN-EN 752:2008), także w przyszłości.

W pracach [8, 14], na drodze symulacji hydrodynamicznych w programie SWMM 5.0 (Storm Water Management Model) wykazano, że kanalizacja deszczowa na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu nie spełnia standardów PN-EN 752:2008 i DWA-A118:2006 odnośnie występowania nadpiętrzeń i wylewów dla $C = 3$ lata. Badania wykonane były przy założeniu swobodnego odpływu z kolektora deszczowego do Odry. W niniejszej pracy, dokonano oceny działania przedmiotowej kanalizacji przy prognozowanym wzroście obciążenia zlewni opadami w przyszłości. Mianowicie, przyjęto scenariusz opadów o częstości występowania $C = 5$ lat do weryfikacji przyszłych nadpiętrzeń do poziomu terenu i określenia na tej podstawie objętości wylewów z kanałów, które należy

zretencjonować. Dodatkowo uwzględniono przypadki podtopienia i zatopienia odpływu z kolektora deszczowego przez wody w Odrze, które zależą od spiętrzenia na jazach elektrowni wodnych w Śródmiejskim Węźle Wodnym Wrocławia (ŚWVW).

ŚWVW w swojej obecnej postaci został uformowany w 1925 roku. Składa się z dwóch stopni piętrzących: górnego i dolnego [15]. Stopień górny, bardzo rozbudowany, tworzą m.in. jazy „Maciej” i „Klara”. Rzędna normalnego poziomu piętrzenia (NPP) wynosiła 115,37 m n.p.m. (wzgl. Kronsztad) – dla jazu „Macieja” i 115,52 m n.p.m. - dla jazu „Klara”. Stopień dolny tworzą m.in. jazy Elektrowni Południowej „Wrocław I” oraz Elektrowni Północnej „Wrocław II”. Do przebudowy w 1959 roku, stopień dolny piętrzył wodę Odry do rzędnej 114,69 m n.p.m. Po przebudowie, piętrzenie (NPP) jazów Elektrowni podniesiono o 0,96 m, tj. do rzędnej 115,65 m n.p.m. (powyżej poziomu piętrzenia jazów „Maciej” i „Klara”). Amplituda rocznych wahań tzw. wody górnej na jazach elektrowni wodnych wynosi 0,80 m: od 115,90 (max) do 115,10 m n.p.m. (min), co wynika głównie ze zmiennych potrzeb energetycznych, a także żeglugowych (tabela 1).

Tabela 1. Roczne charakterystyki stanów wód w Odrze na jazach elektrowni wodnych ŚWVW w okresie: 1.04.2007–31.03.2008 r.

Table 1. Yearly characteristics of water states in the Odra River on weirs of ŚWVW water power stations in the period of: 1.04.2007–31.03.2008.

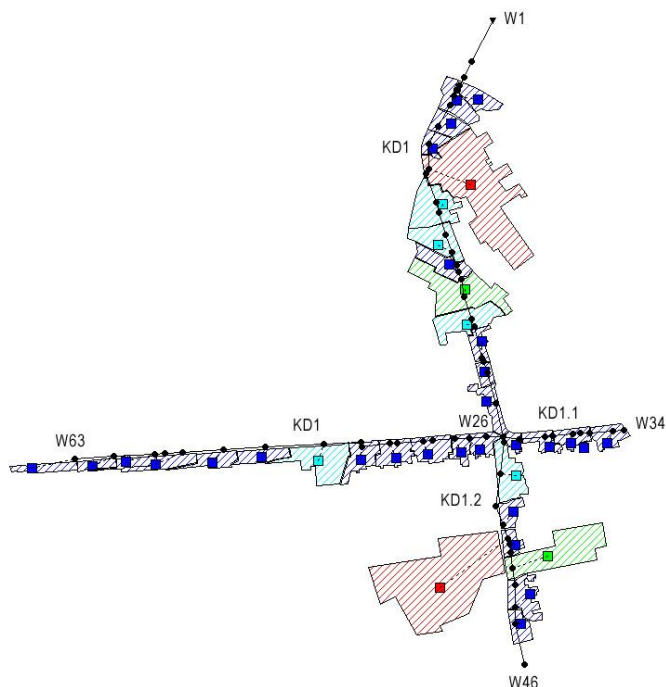
Wodowskaz - godzina pomiaru	Maksimum	Minimum	Średnia	Amplituda	Odchylenie standardowe	Mediana
	m n.p.m. (m n.Kronsztad 86)			m	m	m n.p.m.
Woda górna - godz. 8	115,90	115,10	115,56	0,80	0,11	115,60
Woda górna - godz. 15	115,75	115,10	115,56	0,65	0,10	115,60
Woda dolna - godz. 8	111,30	109,90	110,27	1,40	0,16	110,30
Woda dolna - godz. 15	111,40	109,90	110,26	1,50	0,17	110,25

Stany wody w Odrze na wysokości wylotu kolektora deszczowego z przedmiotowego osiedla, utrzymywane są w ciągu roku na w miarę stabilnym poziomie: od 116,20 (max) do 115,40 m n.p.m. (min). Dno

wylotu kolektora (o średnicy 0,60 m) położone jest na rzędnej 115,88 m n.p.m. Tak więc, okresowo występuje podtopienie kolektora na wylocie do Odry - o 0,32 m. Stan alarmowy dla wody powodziowej kształtuje się na poziomie 117,40 m n.p.m. Wówczas występuje zatopienie wylotu – z napiętrzeniem 1,52 m względem dna kolektora.

2. Przedmiot i metoda badań

Osiedle Rakowiec położone jest w centralnej części Wrocławia. Od północnego-wschodu graniczy z terenem rozlewiszkowym Odry, a od zachodu i południa z rzeką Oławą. Zajmuje powierzchnię około 40 ha, przy czym do kanalizacji deszczowej trafiają spływy wód opadowych z powierzchni około 10 ha (rys. 1). Na zagospodarowanie przestrzenne osiedla składa się głównie pasmowa zabudowa mieszkaniowa oraz ogrody działkowe i boiska sportowe – położone w nieckach terenowych.



Rys. 1. Schemat zlewni kanalizacji deszczowej osiedla Rakowiec

Fig. 1. The scheme of drainage area of rainwater sewerage on Rakowiec estate

Kanały deszczowe, zbudowane z rur betonowych o średnicach 0,3, 0,5 i 0,6 m, mają łączną długość 1809 m. Na sieci zlokalizowane są 62 studzienki kanalizacyjne i umocniony wylot do Odry. Kolektor deszczowy KD1 ma długość 1305 m (rys. 1). Rozpoczyna się w węźle W63 – w ulicy Na Niskich Łąkach i przebiega do węzła W26, a następnie wzdłuż ulicy Rakowieckiej i dalej pod wałem przeciwpowodziowym do węzła W1 – wylotu do rzeki Odry. Kanał boczny KD1.1 ma długość 170 m i przebiega od węzła W34 do W26 – w ulicy Na Niskich Łąkach. Kanał boczny KD1.2, o długości 334 m, przebiega od węzła W46 do W26 – w ulicy Rakowieckiej. W obrębie osiedla regularnie, do kilku razy w roku, mieszkańcy stwierdzają zastój wód opadowych na jezdniach wymienionych ulic.

W programie SWMM 5.0 zlewnia cząstkowa jest reprezentowana przez prostokąt o zadanej powierzchni i szerokości hydraulicznej. Rozróżnia się zasadniczo dwa rodzaje powierzchni: przepuszczalną – na której występuje infiltracja, oraz nieprzepuszczalną – bez infiltracji. W opisie zlewni cząstkowej niezbędne jest określenie udziału powierzchni nieprzepuszczalnej w łącznej powierzchni zlewni (stopnia uszczelnienia) oraz współczynników charakteryzujących straty hydrologiczne – różne dla obu rodzajów powierzchni. W szczególności należy rozróżnić powierzchnie: przepuszczalne – z retencją powierzchniową, oraz nieprzepuszczalne – z retencją i bez retencji powierzchniowej. Spływ wody opadowej liczony jest oddzielnie dla każdej z powierzchni, a następnie sumowany. Odpływ ze zlewni cząstkowej do węzła obliczeniowego sieci obliczany jest z zastosowaniem modelu zbiornika nieliniowego – z układu równań:

$$\begin{cases} Q = W \frac{(h - h_p)^{5/3}}{n_p} i_p^{1/2} \\ \frac{dV}{dt} = F \frac{dh}{dt} = FI - Q \end{cases} \quad (1)$$

gdzie:

Q – strumień objętości odpływu ze zlewni, m^3/s ,

W – szerokość hydrauliczna zlewni, m,

h – wysokość opadu, m,

h_p – wysokość retencji powierzchniowej, m

n_p – zastępczy współczynnik szorstkości powierzchni zlewni, $\text{s/m}^{1/3}$,

i_p – średni spadek powierzchni zlewni, -

V – objętość wody opadowej ($V = Fh$), m^3 ,

t – czas, s,

F – uszczelniona powierzchnia zlewni (z uwzględnieniem współczynnika spływu), m^2 ,

I – efektywna intensywność opadu (z uwzględnieniem strat), m/s.

Tworzenie modelu hydrodynamicznego kanalizacji w programie SWMM rozpoczęto od budowy grafu obliczeniowego sieci w oparciu o dane inwentaryzacyjne kanałów oraz ustalone parametry podzlewni cząstkowych. Z uwagi na fakt, że wszystkie kanały są betonowe, przyjęto współczynnik szorstkości Manninga na poziomie $n = 0,013 \text{ s/m}^{1/3}$ [3, 8, 9, 10]. Zlewnię kanalizacji deszczowej, o powierzchni 10,1 ha, podzielono na 37 podzlewni cząstkowych, o powierzchniach $F_i \in [0,014; 1,96]$ ha (rys. 1), uwzględniając wszystkie średnice kanałów [25, 29]. Dla stopnia uszczelnienia powierzchni cząstkowych $\psi_i \in [0,25; 1,0]$, powierzchnia zredukowana (szczelna) zlewni wynosi 6,1 ha. Następnie, dla poszczególnych podzlewni cząstkowych określono ich szerokość hydrauliczną $W_i \in [4; 66]$ m oraz średni spadek powierzchni $i_p \in [0,1; 0,8]\%$. Dla powierzchni nieprzepuszczalnych (w zależności od stanu technicznego ulic) przyjęto wysokość retencji powierzchniowej $h_p \in \{1,5; 3,0\}$ mm i zastępczy współczynnik szorstkości $n_p \in \{0,015; 0,020\} \text{ s/m}^{1/3}$, a dla powierzchni przepuszczalnych - $h_p = 6,0$ mm i $n_p = 0,30 \text{ s/m}^{1/3}$. Odnośnie parametrów infiltracji (dla powierzchni przepuszczalnych), do modelu Hortona przyjęto: początkową intensywność infiltracji 75 mm/h, końcową 10 mm/h oraz stałą recesji $4,0 \text{ h}^{-1}$. Założono, że czas schnięcia w pełni nasyconego gruntu wynosi 7 dni – na podstawie danych literaturowych [8, 18].

Jako obciążenie zlewni zastosowano opady modelowe Eulera typu II, zalecane do modelowania kanalizacji m.in. w Niemczech [4, 21, 22], a także w Polsce [8, 10, 13]. Model Eulera oparty jest na spostrzeżeniu, iż największa 5-cio minutowa intensywność deszczu występuje na końcu trzeciej części czasu trwania opadu. Czas trwania opadu modelowego (t) powinien co najmniej dwukrotnie przewyższać czas przepływu (t_p) ścieków w kolektorze. Z badań symulacyjnych wykonanych w mo-

nografii [8] wynika, że w warunkach hydrologicznych Wrocławia, wydłużanie czasu trwania opadu modelowego do czterokrotnej wartości czasu przepływu powodować może istotny wzrost objętości wylewów z sieci. Średnią prędkość przepływu ścieków w kolektorze deszczowym KD1 (o długości 1305 m) określono na 0,7 m/s, co wynika z małych, a w części kanałów mniejszych od minimalnych (wg formuły $1/D$) spadków dna. Stąd, czas przepływu ścieków w kolektorze oszacowano na poziomie $t_p = 30$ min. Na tej podstawie przyjęto opady modelowe Eulera o $t = 4t_p = 120$ min. Do ich tworzenia zastosowano probabilistyczny model na maksymalną wysokość (h w mm) opadów we Wrocławiu – o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 1/C \in [1; 0,01]$ i czasie trwania $t \in [5; 4320]$ minut, postaci (DDF) [11, 12]:

$$h = -4,58 + 7,41t^{0,242} + (97,11t^{0,0222} - 98,68)(-\ln p)^{0,809} \quad (2)$$

Pierwszym etapem do identyfikacji przeciążeń kanałów w przyszłości powinna być symulacja działania istniejącej kanalizacji odnośnie nadpiętrzeń. Jak już wspomniano, dla zlewni w zabudowie mieszkaniowej, zgodnie z dotychczasowymi zaleceniami wg DWA-A118:2006 [4], należało obciążyć kanalizację deszczem o częstości występowania $C = 3$ lata. Obecnie zaleca się, aby symulacje dotyczyły przyszłych scenariuszy obciążenia kanalizacji. Dla zlewni mieszkaniowej są to dzisiejsze opady o $C = 5$ lat - do weryfikacji braku nadpiętrzeń [1, 13]. Parametrami kryterialnymi do wykazania konieczności dostosowania badanego systemu odwodnienia do zmian klimatycznych mogą być: objętość właściwa wylewów (OWW) i stopień zatopienia studzienek (SZS). OWW (w m^3/ha) dotyczy obliczonej objętości wylań z kanałów (V w m^3) względem uszczelnionej powierzchni zlewni (F w ha) [13, 23]:

$$OWW = \sum V / \sum F \quad (3)$$

SZS ujmuje stosunek liczby zalanych studzienek kanalizacyjnych (N_z) do ogólnej liczby studzienek (N) danego systemu:

$$SZS = \sum N_z / \sum N \quad (4)$$

Wg [23], wartości parametrów: $OWW > 13 \text{ m}^3/\text{ha}$ i $SZS > 0,3$ wskazują na wysoką potrzebę dostosowania (przebudowy) systemu kanalizacyjnego do zmian klimatu.

Jako kryterium wystąpienia istotnego wylania z danego węzła sieci (wpustu deszczowego lub studzienki), przyjęto wypływ o objętości $> 10 \text{ m}^3$, jako mogący powodować lokalne spiętrzenia wody na jezdniach (powyżej wysokości krawężników), prowadzące już do utrudnień komunikacyjnych czy wtargnięcia wody na tereny przyległych posesji i do piwnic budynków.

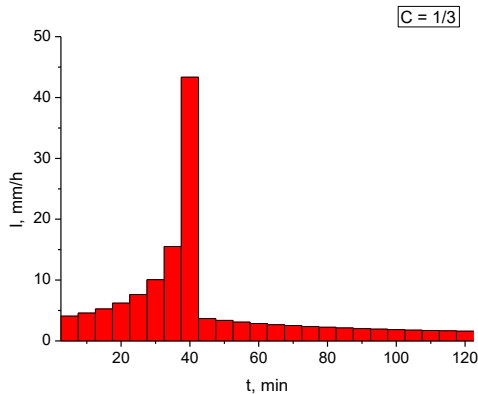
3. Symulacje dla opadów o częstości występowania trzy razy w roku ($C = 0,33$)

Teżę, że badana kanalizacja deszczowa nie spełnia wymagań normy PN-EN 752:2008 odnośnie dopuszczalnej częstości wylewów z kanałów, można wykazać w badaniach symulacyjnych już przy opadach występujących statystycznie kilka razy w roku. Zostanie to udowodnione dla opadów modelowych występujących trzy razy w roku ($C = 0,33$), zarówno w warunkach swobodnego odpływu z kolektora deszczowego KD1, jak i przy podtopieniu oraz zatopieniu odpływu przez wody Odry.

Dotychczas opracowane probabilistyczne modele opadów maksymalnych (DDF bądź IDF) nie nadają się do oceny zjawisk powodowanych przez deszcze występujące częściej niż raz w roku, np. wylewów z kanałów [8, 14] czy częstości działania przelewów burzowych w ciągu roku [5]. Przykładowo, ogólnopolski model opadów maksymalnych Bogdanowicz-Stachy z 1998 r. [2] ma zastosowanie dla częstości występowania deszczów $C \geq 2$ lata, a modele probabilistyczne opracowane dla Wrocławia w 2010 r. - np. postaci (2) - dla $C \geq 1$ rok [11, 12]. Do symulacji działania kanalizacji, dla opadów zdarzających się kilka razy w roku nadaje się natomiast, sformułowany w pracy [6], model fizyczny na maksymalną wysokość opadów (h w mm) we Wrocławiu – dla częstości występowania $C \in [0,1; 1]$ rok i czasu trwania $t \in [5; 360]$ min, o postaci (DDF):

$$h = -4,58 + 7,41t^{0,242} + 1,47t^{0,330} \ln C \quad (5)$$

Na podstawie (5) sporządzono opad modelowy Eulera typu II o częstotliwości występowania $C = 0,33$ roku i czasie trwania $t = 120$ min, przedstawiony na rysunku 2.



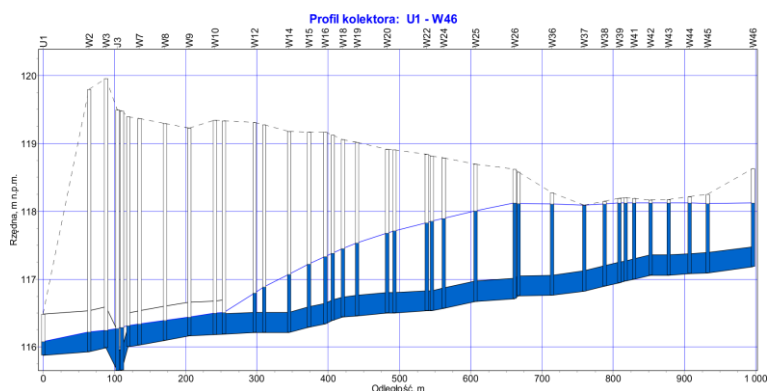
Rys. 2. Histogram deszczu Eulera typu II o $C = 0,33$ roku i $t = 120$ min dla Wrocławia

Fig. 2. Histogram of Euler type II precipitation with $C = 0,33$ of a year and $t = 120$ min for Wrocław

Opracowany opad modelowy (rys. 2) charakteryzuje się maksymalną intensywnością $I = 43,3$ mm/h występującą pomiędzy 35-tą a 40-tą minutą. Wysokości opadu $h = 11,2$ mm.

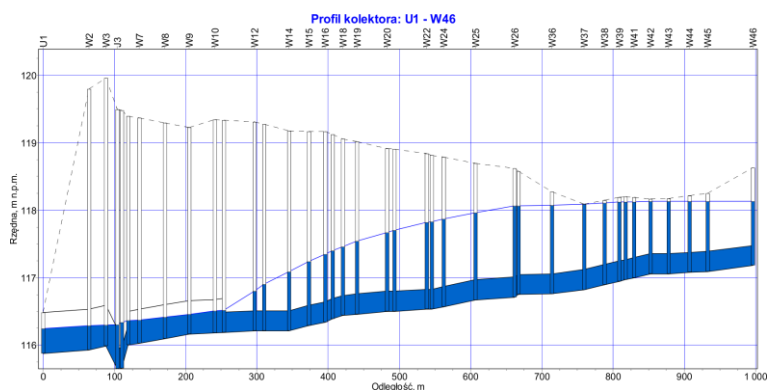
Na rysunku 3 przedstawiono profil kanału KD1.2 i kolektora KD1 (na długości 996 m), działającego w warunkach swobodnego odpływu do odbiornika, w 47. minucie trwania opadu modelowego (tj. występowania największych napięć i przepływów w sieci) o statystycznej częstotliwości występowania trzy razy w roku i czasie trwania 120 min. Strumień objętości przepływu na ostatnim odcinku kolektora wynosi $0,11$ m³/s.

Na długości kolektora występują napięcia powyżej sklepień kanałów, w tym również do poziomu terenu (rys. 3). Wylew ścieków opadowych, o objętości 11 m³ i o czasie trwania $0,17$ h, wystąpił w węźle W37 na kanale bocznym KD1.2. Węzeł ten okazał się być krytycznym dla badanej kanalizacji deszczowej (najniższa rzędna terenu – $118,09$ m n.p.m).



Rys. 3. Profil kanału KD1.2 i kolektora KD1 w 47. minucie trwania opadu modelowego ($C = 0,33$ roku, $t = 120$ min) – swobodny odpływ do odbiornika
Fig. 3. The section of KD1.2 and KD1 in the 47th minute of a model precipitation ($C = 0,33$ of a year, $t = 120$ min) – free outflow into the receiver

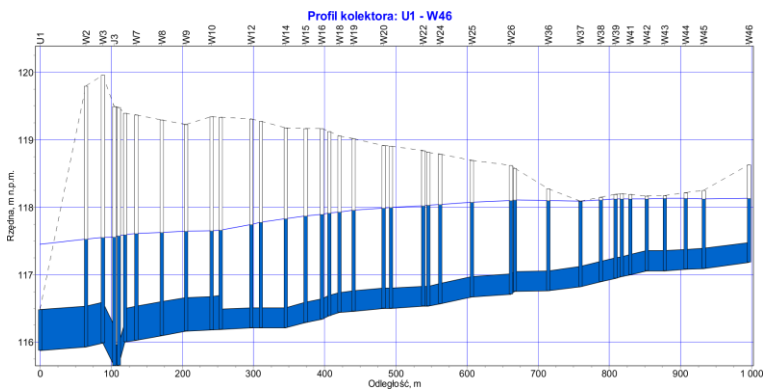
Na rysunku 4 przedstawiono profil kanału KD1.2 i kolektora KD1, w warunkach podtopienia odpływu do odbiornika, w 47. minucie trwania opadu modelowego o statystycznej częstotliwości występowania trzy razy w roku i czasie trwania 120 min.



Rys. 4. Profil kanału KD1.2 i kolektora KD1 w 47. minucie trwania opadu modelowego o $C = 0,33$ roku i $t = 120$ min – podtopiony odpływ do odbiornika
Fig. 4. The section of KD1.2 and KD1 in the 47th minute of a model precipitation ($C = 0,33$ of a year, $t = 120$ min) – partly-sunk outflow into the receiver

Obraz działania kanału deszczowego (rys. 4) odnośnie napięć nie ulega praktycznie zmianom, poza ostatnimi trzema odcinkami kolektora KD1 – działającymi ze swobodnym zwierciadłem o wyższym wypełnieniu kanału (w porównaniu z rys. 3), spowodowanym podtopieniem wylotu przez spiętrzone na jazach wody Odry (do poziomu 116,2 m n.p.m.).

Na rysunku 5 przedstawiono profil kanału KD1.2 i kolektora KD1, w warunkach zatopienia odpływu do odbiornika, w 49. minucie trwania symulacji dla opadu modelowego o $C = 0,33$ roku i $t = 120$ min.



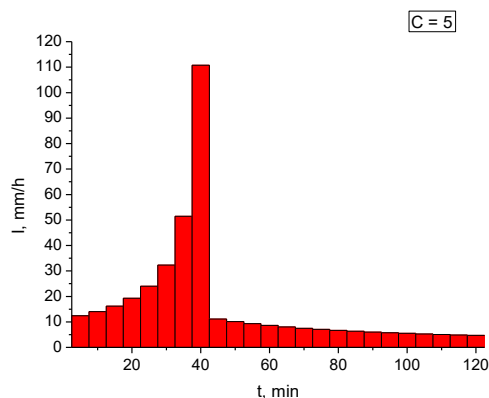
Rys. 5. Profil kanału KD1.2 i kolektora KD1 w 49. minucie trwania opadu modelowego o $C = 0,33$ roku i $t = 120$ min - zatopiony odpływ do odbiornika
Fig. 5. The section of KD1.2 and KD1 in the 49th minute of a model precipitation ($C = 0,33$ of a year, $t = 120$ min) – sunk outflow into the receiver

W przypadku zatopionego odpływu ścieków opadowych z kolektora KD1 do Odry, obraz działania kanału (rys. 5) odnośnie napięć i wylewów ulega już istotnej zmianie. Wszystkie odcinki sieci działają z napięciem od 1,0 do 2,0 m (względem dna). Wymuszone jest to spiętrzeniem wody w Odrze do poziomu stanu alarmowego (117,4 m n.p.m.). Wylew ścieków opadowych w krytycznym węźle W37 wzrasta do objętości 27 m^3 i trwa przez 0,44 h.

Symulacje dla deszczu modelowego występującego cztery razy w roku ($C = 0,25$) i $t = 120$ min nie wykazały już wylewów z węzła W37, zarówno dla warunków swobodnego, podtopionego i zatopionego odpływu z kolektora do odbiornika.

4. Symulacje dla opadów o częstotliwości występowania raz na pięć lat ($C = 5$)

Na podstawie (2) opracowano opad modelowy Eulera typu II o częstotliwości występowania $C = 5$ lat ($p = 0,2$) i czasie trwania $t = 120$ min, przedstawiony na rysunku 6.



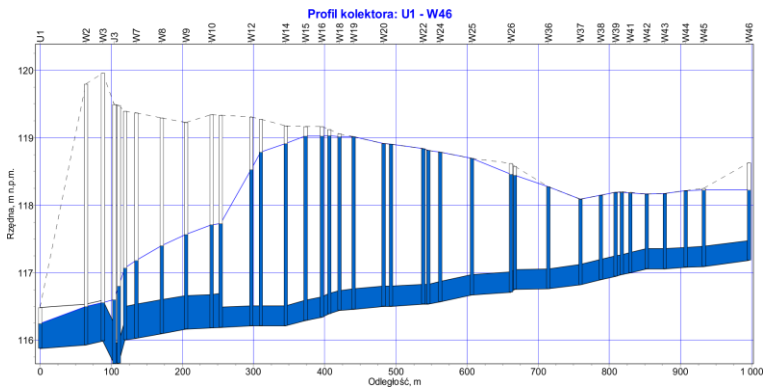
Rys. 6. Histogram deszczu Eulera typu II o $C = 5$ lat i $t = 120$ min dla Wrocławia

Fig. 6. Histogram of Euler type II precipitation with $C = 5$ years and $t = 120$ min for Wrocław

Opracowany opad modelowy (rys. 6) charakteryzuje się maksymalną intensywnością $I = 110,9$ mm/h występującą pomiędzy 35. a 40. minutą. Wysokości opadu $h = 32,7$ mm.

Dla warunków swobodnego odpływu do odbiornika, symulację działania kanału KD1.2 i kolektora KD1 w 40. minucie trwania opadu modelowego, o statystycznej częstotliwości występowania 1 raz na 5 lat i czasie trwania 120 min, przedstawiono na profilu na rysunku 7.

Na znacznej długości kolektora występują duże nadpiętrzenia powyżej sklepień kanałów, w tym wiele do poziomu terenu – wylania (rys. 7). Podobna sytuacja występuje w kanałach bocznych. Strumień objętości przepływu na ostatnim odcinku kolektora wynosi $0,30$ m³/s. Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania deszczu modelowego wylały się z sieci wynosi 677 m³ (tabela 2).



Rys. 7. Profil kanału KD1.2 i kolektora KD1 w 40. minucie trwania opadu modelowego ($C = 5$ lat, $t = 120$ min) – swobodny odpływ do odbiornika
Fig. 7. The section of KD1.2 and KD1 in the 40th minute of a model precipitation ($C = 5$ years, $t = 120$ min) – free outflow into the receiver

Łącznie, wylania zanotowano w 20 węzłach (tabela 2). Ekstremalne objętości wylewów wystąpiły w 4 węzłach – o najniższych rzędnych terenu, w kolejności: W37 (232 m^3), W42 (149 m^3), W57 (94 m^3) i W50 (77 m^3), a znaczne wylewy - o objętości $\geq 10 \text{ m}^3$ stwierdzono w 9. węzłach. Wartości wskaźników: $OWW = 677/6,1 = 111,0 \text{ m}^3/\text{ha}$ oraz $SZS = 20/62 = 0,32$, wskazują na dużą potrzebę dostosowania badanej kanalizacji do zmian klimatu.

Tabela 2. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji dla $C = 5$ lat i $t = 120$ min – swobodny odpływ do odbiornika

Table 2. The breakdown of flooding volumes from the sewerage for $C = 5$ years and $t = 120$ min – free outflow into the receiver

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, m^3
1	W19	0,06	5
2	W20	0,09	4
3	W21	0,11	10
4	W23	0,11	4
5	W24	0,11	4
6	W25	0,10	2
7	W28	0,11	3
8	W29	0,15	12
9	W30	0,16	4

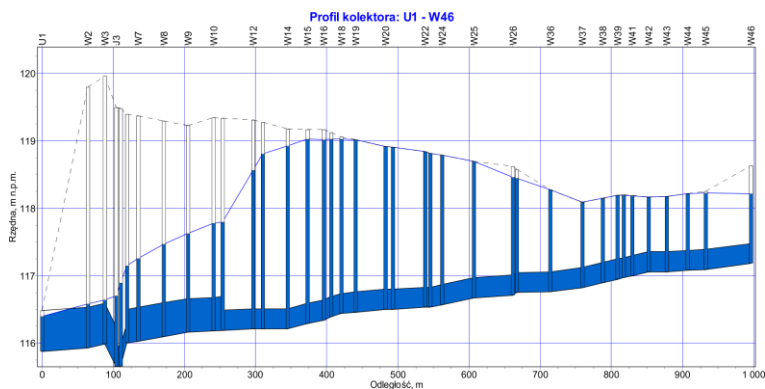
Tabela 2. cd.

Table 2. cont.

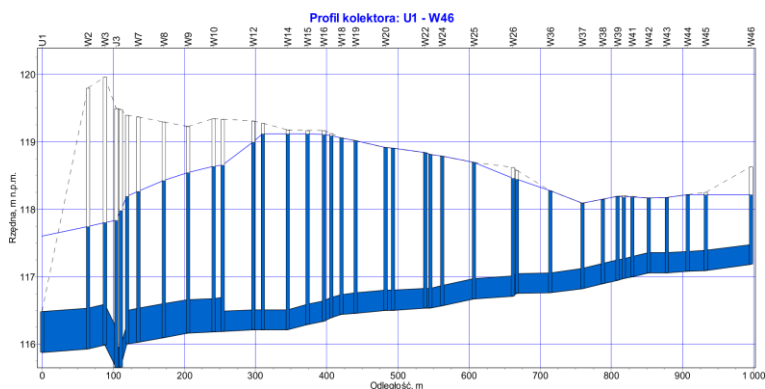
Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, m ³
10	W31	0,19	9
11	W36	0,15	11
12	W37	1,54	232
13	W38	0,29	5
14	W39	0,35	27
15	W42	1,21	149
16	W43	0,24	8
17	W44	0,09	2
18	W50	0,32	77
19	W54	0,15	15
20	W57	0,47	94
Suma objętości wylewów:		677	

Dla warunków podtopionego odpływu z kolektora, działanie kanału KD1.2 i kolektora KD1, w 40. minucie trwania opadu o $C = 5$ lat i $t = 120$ min, podano na rysunku 8. Praktycznie, na całej długości kolektora występują znaczne nadpiętrzenia powyżej sklepień kanałów i wiele do poziomu terenu - wylania (rys. 8). Objętość ścieków, które wylały się z sieci nieznacznie wzrosła - z 677 m^3 do 685 m^3 . Wylania zanotowano w tych samych 20 węzłach. Podobnie, ekstremalne wylewy wystąpiły w 4 węzłach: W37 (237 m^3), W42 (149 m^3), W57 (95 m^3) i W50 (78 m^3), a znaczne wylewy - o objętości $\geq 10 \text{ m}^3$ stwierdzono w 9 węzłach. Wartości wskaźników: $OWW = 685/6,1 = 112,3 \text{ m}^3/\text{ha}$ oraz $SZS = 20/62 = 0,32$.

W warunkach zatopienia odpływu z kolektora, działanie kanalizacji w 40. minucie trwania opadu o $C = 5$ lat i $t = 120$ min, przedstawiono na rysunku 9. Na całej długości kolektora występują już znaczne napiętrzenia, a do poziomu terenu i wylania występują również w tych samych 20 węzłach (tabela 2). Objętość wylewów z sieci znacznie wzrosła – do 747 m^3 . Ekstremalne wylewy wystąpiły również w 4 węzłach: W37 (263 m^3), W42 (149 m^3), W57 (100 m^3) i W50 (89 m^3), a znaczne wylewy – o objętości $\geq 10 \text{ m}^3$ stwierdzono już w 11 węzłach. Wartości wskaźników $OWW = 747/6,1 = 122,5 \text{ m}^3/\text{ha}$ i $SZS = 20/62 = 0,32$ potwierdzają również potrzebę dostosowania badanej sieci do zmian klimatu.



Rys. 8. Profil kanału KD1.2 i kolektora KD1 w 40. minucie trwania opadu modelowego o $C = 5$ lat i $t = 120$ min - podtopiony odpływ do odbiornika
Fig. 8. The section of KD1.2 and KD1 in the 40th minute of a model precipitation ($C = 5$ years, $t = 120$ min) – partly-sunk outflow into the receiver



Rys. 9. Profil kanału KD1.2 i kolektora KD1 w 40. minucie trwania opadu modelowego o $C = 5$ lat i $t = 120$ min - zatopiony odpływ do odbiornika
Fig. 9. The section of KD1.2 and KD1 in the 40th minute of a model precipitation ($C = 5$ years, $t = 120$ min) – sunk outflow into the receiver

5. Podsumowanie i wnioski

W pracy dokonano oceny niezawodności działania kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu, przy obecnym, jak i prognozowanym w przyszłości, obciążeniu zlewni opadami.

W symulacjach, w programie SWMM 5.0 przy zastosowaniu opadów modelowych Eulera typu II w warunkach hydrologicznych Wrocławia, wykazano, że wylewy z kanałów występują już dla obecnych deszczy o częstości występowania 3 razy w roku. Przedmiotowa kanalizacja deszczowa ma więc zbyt małą przepustowość, co wynika głównie ze zbyt małych średnic i spadków kanałów.

Dla scenariusza obciążenia zlewni opadami o częstości występowania raz na 5 lat, dla której nie powinny wystąpić przeciążenia kanałów w przyszłości, wykazano znaczną objętość wlewów z sieci: od 677 do 747 m³ – w zależności od warunków hydraulicznych odpływu do Odry. Objętość właściwa wylewów (*OWW*) wynosi od 111,0 do 122,5 m³ na hektar powierzchni szczelnej, a stopień zatopienia studzienek (*SZS*) kanalizacyjnych wynosi 0,32. Wyniki dokonanej oceny wskazują jednoznacznie na pilną potrzebę modernizacji przedmiotowej kanalizacji w dostosowaniu do wymagań PN-EN 752:2008.

W celu odciążenia hydraulicznego sieci należy rozważyć zastosowanie otwartych zbiorników retencyjnych, zlokalizowanych na terenach zielonych – w rejonach występowania znacznych wylewów z kanałów, które należy zwymiarować dla częstości opadów $C = 5$ lat, wg metodyki podanej w pracach [8, 14].

Badania zrealizowano ze środków Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego przeznaczonych na działalność statutową Wydziału Inżynierii Środowiska Politechniki Wrocławskiej w 2013 r.

Literatura

1. BLFU: *Bemessung von Misch- und Regenwasserkanälen. Teil 1: Klimawandel und möglicher Anpassungsbedarf*. Referat 66 des Bayerischen Landesamtes für Umwelt, Merkblatt Nr. 4.3/3, 2009.
2. **Bogdanowicz E., Stachý J.:** *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*. Materiały badawcze IMGW, Seria Hydrologia i Oceanologia nr 23. Warszawa 1998.
3. **Dąbrowski W.:** *Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko*. Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2004.
4. DWA-A118: *Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen*. DWA, Hennef 2006.

5. **Kaźmierczak B.:** *Modelowanie matematyczne przelewu burzowego z cylindrycznym regulatorem wirowym odpływu*. Rocznik Ochrona Środowiska (Annual Set of Environment Protection). Vol. 15, 2158–2174 (2013).
6. **Kaźmierczak B., Kotowski A.:** *Depth-Duration-Frequency rainfall model for dimensioning and modelling of Wrocław drainage systems*. Environment Protection Engineering. Vol. 38, nr 4, 127–138 (2012).
7. **Kaźmierczak B., Kotowski A.:** *Trendy zmian wysokości i intensywności opadów maksymalnych do modelowania kanalizacji we Wrocławiu*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna. Vol. 87, nr 5, 113–119 (2013).
8. **Kaźmierczak B., Kotowski A.:** *Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym*. Oficyna Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
9. **Kotowski A.:** *Analiza hydrauliczna zjawisk wywołujących zmniejszenie przepływności rurociągów*. Ochrona Środowiska. Vol. 32, nr 1, 27–32 (2010).
10. **Kotowski A.:** *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*. Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2011.
11. **Kotowski A., Kaźmierczak B.:** *Probabilistic models of maximum precipitation for designing sewerage*. Journal of Hydrometeorology. (2013), DOI: 10.1175/JHM-D-13-01.1 (w druku).
12. **Kotowski A., Kaźmierczak B., Danczewicz A.:** *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*. Monografie Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Studia z zakresu inżynierii nr 68. Warszawa 2010.
13. **Kotowski A., Kaźmierczak B., Nowakowska M.:** *Analiza obciążenia systemu odwodnienia terenu w przypadku zwiększenia częstości i intensywności deszczów z powodu zmian klimatu*. Ochrona Środowiska. Vol. 35, nr 1, 25–32 (2013).
14. **Kotowski A., Kaźmierczak B., Wartalski A., Cieślak W.:** *Modelowanie hydrodynamiczne kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna. Vol. 87, nr 3, 113–119 (2013).
15. **Kotowski A., Worsa-Kozak M., Wartalski A., Wartalski J.:** *O prognozowaniu środowiskowych skutków obniżenia piętrzenia w Śródmiejskim Węźle Wodnym Wrocławia*. Problemy Ocen Środowiskowych. Vol. 41, nr 2, 28–36 (2008).
16. **Larsen A.N., Gregorsen I.B., Christensen O.B., Linde J.J., Mikkelsen P.S.:** *Potential future increase in extreme one-hour precipitation events over Europe due to climate change*. Water Science Technology. Vol. 60, 2205–2216 (2009).
17. **Olsson J., Berggren K., Olofsson M., Viklander M.:** *Applying climate model precipitation scenarios for urban hydrological assessment: a case study in Kalmar City Sweden*. Atmospheric Research. Vol. 92, 364–375 (2009).

18. **Pit R.:** *Infiltration through disturbed urban soils and compost-amended soil effects on runoff quality and quantity.* United States Environmental Protection Agency, Washington 1999.
19. PN-EN 752: *Drain and sewer systems outside buildings.* PKN, Warszawa 2008.
20. **Rossman L.A.:** *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0.* United States Environmental Protection Agency, Cincinnati 2010.
21. **Schmitt T.G.:** *Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 "Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen".* DWA, Hennef 2000; Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
22. **Schmitt T.G., Thomas M.:** *Rechnerischer Nachweis der Überstauhäufigkeit auf der Basis von Modellregen und Starkregenserien.* KA - Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall. Vol. 47, nr 1, 63–69 (2000).
23. **Siekman M., Pinnekamp J.:** *Indicator based strategy to adapt urban drainage systems in regard to the consequences caused by climate change.* 12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre (Brazil), 2011.
24. **Skotnicki M., Sowiński M.:** *Analiza wpływu parametrów deszczu syntetycznego na maksymalny przepływ w kanałach deszczowych.* Mat. konf. „INFRAEKO”, Oficyna Wyd. Politechniki Rzeszowskiej 2012, 259–268.
25. **Skotnicki M., Sowiński M.:** *Weryfikacja metody wyznaczania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych na przykładzie wybranej zlewni miejskiej.* Mat. konf. „POLKAN”, Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Lublin 2008.
26. **Słyś D., Stec A.:** *Hydrodynamic modeling of the combined sewage system for the city of Przemyśl.* Environment Protection Engineering. Vol. 38, nr 4, 99–112 (2012).
27. **Staufer P., Leckebusch G., Pinnekamp J.:** *Die Ermittlung der relevanten Niederschlags - charakteristik für die Siedlungsentwässerung im Klimawandel.* KA - Korrespondenz Abwasser, Abfall. Vol. 57, nr 12 (2010).
28. **Willems P.:** *Revision of urban drainage design rules based on extrapolation of design rainfall statistics.* 12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre (Brazil), 2011.
29. **Zawilski M.:** *Integracja zlewni zurbanizowanej w symulacji splywu ścieków opadowych.* Gaz, Woda i Technika Sanitarna. Vol. 84, nr 6, 28–32 (2010).
30. **Zawilski M., Sakson G.:** *Modelowanie splywu ścieków opadowych ze zlewni miejskiej przy wykorzystaniu programu SWMM.* Gaz, Woda i Technika Sanitarna. Vol. 84, nr 11, 32–36 (2010).
31. **Zawilski M., Sakson G.:** *Ocena emisji zawieszin odprowadzanych kanalizacją deszczową z terenów zurbanizowanych.* Ochrona Środowiska. Vol. 35, nr 2, 33–40 (2013).

Analysis of Rainwater Sewerage Systems Overloads on Rakowiec Estate in Wrocław Caused by Climate Changes

Abstract

In the thesis an assessment of operational reliability of a rainwater sewerage system on Rakowiec housing estate in Wrocław was made by the current and predicted drainage area precipitation load. As a result of the conducted hydrodynamic simulations in SWMM 5.0 program with the use of precipitation model of Euler type II it has been proved that it does not meet the requirements of PN-EN 752 standard concerning the frequency of channel outflows. It has been demonstrated that channel outflows are already present for current precipitation with occurrence frequency of 3 times a year. For the scenario of drainage area precipitation load with occurrence frequency of once per 5 years, for which there should not occur channel overloads in the future, significant outflows from the system were demonstrated. The specific volume of outflows ranges from 111 to 122.5 m³ for a hectare of impervious surface (depending on hydraulic conditions on the Odra River estuary), and the degree of flooding amounts to 0.32. The results of the assessment unequivocally indicate that the modernization of the aforementioned sewage system is urgent in order to meet the requirements of PN-EN 752:2008 standard.

In order to hydraulically unload the system it is crucial to consider application of storage reservoirs, located in the areas of significant channel outflows occurrence. The reservoirs should be designed for the precipitation frequency of $C = 5$ years, according to methodology provided in theses [8, 14].

Słowa kluczowe: systemy kanalizacji deszczowej, symulacja hydrodynamiczna, niezawodność kanalizacji deszczowej

Key words: rainwater sewerage systems, hydrodynamic simulation, reliability of rainwater