

Wpłynęło 01.12.2015 r.  
Zrecenzowano 28.01.2016 r.  
Zaakceptowano 10.03.2016 r.  
A – koncepcja  
B – zestawienie danych  
C – analizy statystyczne  
D – interpretacja wyników  
E – przygotowanie maszynopisu  
F – przegląd literatury

## ZASTOSOWANIE PROGRAMU SWMM DO OCENY FUNKCJONOWANIA OCZYSZCZALNI WÓD DESZCZOWYCH

**Jarosław GÓRSKI**<sup>ABDEF</sup>, **Bartosz SZELAĞ**<sup>BDEF</sup>, **Łukasz BĄK**<sup>BDEF</sup>

Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, Katedra Geotechniki, Geomatyki i Gospodarki Odpadami

### Streszczenie

Prognoza jakości i ilości ścieków deszczowych oraz osadów ściekowych jest bardzo złożona ze względu na stochastyczny charakter zjawisk opadowych oraz procesów gromadzenia i zmywania zanieczyszczeń deponowanych na powierzchni zlewni. Ma to szczególnie duże znaczenie w projektowaniu ciągów technologicznych oczyszczalni wód deszczowych (OWD), gdzie przyjęcie błędnych założeń na etapie obliczeń może doprowadzić do nieprawidłowego funkcjonowania poszczególnych obiektów i urządzeń.

Przedstawiona w artykule wstępna ocena funkcjonowania oczyszczalni wód deszczowych przy ul. Witosa w Kielcach, do której dopływają ścieki głównie z terenu pod zabudową jedno- i wielorodzinną, stanowi pierwszy etap badań, mających na celu stworzenie modelu matematycznego analizowanego fragmentu sieci kanalizacyjnej. Model numeryczny oczyszczalni wód deszczowych (OWD) wykonano w programie SWMM (ang. Storm Water Management Model) na podstawie dokumentacji projektowej obiektu oraz wizji terenowej, natomiast model hydrodynamiczny zlewni wraz z siecią kanalizacji deszczowej – na podstawie map topograficznych i zasadniczych. Do obliczeń średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q$ ) wykorzystano 33 zdarzenia opadowe zarejestrowane w latach 2010–2011, podczas których czas trwania deszczu i wysokość warstwy opadu zmieniały się odpowiednio w zakresach  $t_d = 12–1244$  min oraz  $P = 1,8–44,6$  mm. Przeprowadzone symulacje działania OWD wykazały, że gdy średnie jednostkowe natężenie deszczu przyjmowało wartości poniżej  $10 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$ , stopień redukcji zawiesin ogólnych ( $\eta$ ) w osadniku zmieniał się w granicach  $0,78–0,98$ , a gdy  $q = 10–75 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$ , to  $\eta = 0,69–0,88$ .

Wykonane w pracy obliczenia mają charakter wyłącznie szacunkowy, ponieważ model nie został skalibrowany na podstawie rzeczywistych wartości natężenia przepływu ścieków deszczowych oraz stężenia zawiesin ogólnych.

**Słowa kluczowe:** model hydrodynamiczny, program SWMM, ścieki deszczowe, zawiesiny ogólne

**Do cytowania For citation:** Górski J., Szelağ B., Bąk Ł. 2016. Zastosowanie programu SWMM do oceny funkcjonowania oczyszczalni wód deszczowych. Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie. T. 16. Z. 2 (54) s. 17–35.

## WSTĘP

Określenie ładunku zanieczyszczeń w ściekach deszczowych odprowadzanych do odbiornika ma kluczowe znaczenie w wymiarowaniu oczyszczalni wód deszczowych (OWD). Bardzo ważne jest określenie rzeczywistych ilości ścieków deszczowych oraz stężenia zanieczyszczeń dopływających ze zlewni, gdyż to one determinują rodzaj i wielkość zastosowanych urządzeń. Przyjmowanie wartości literaturowych koncentracji zanieczyszczeń bez uwzględnienia charakterystyki odwadnianego terenu, rozkładu opadów atmosferycznych na badanym obszarze czy charakterystyki sieci kanalizacyjnej może prowadzić do znacznych błędów na etapie projektowania oczyszczalni. Prowadzone na terenie Kielc badania jakości ścieków deszczowych i roztopowych potwierdzają dużą zmienność wskaźników zanieczyszczeń, szczególnie w zakresie zawiesin ogólnych, w odniesieniu nie tylko do pory roku, ale także przebiegu danego wezbrania (zjawisko pierwszej fali zanieczyszczeń) [BAK i in. 2012; DĄBKOWSKI i in. 2010; GÓRSKA 2012].

Obowiązujące w Polsce przepisy, dotyczące odprowadzenia wód opadowych i roztopowych ujętych w systemy kanalizacyjne i pochodzących głównie z powierzchni szczełnych, określają dopuszczalne stężenia zawiesin ogólnych (max.  $100 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ ) i węglowodorów ropopochodnych (max.  $15 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ ) w ściekach wprowadzanych do wód lub ziemi [Rozporządzenie... 2014a]. Z kolei wg obowiązującego katalogu odpadów [Rozporządzenie... 2014b] osady i szlamy pochodzące z piaskowników, kolektorów oraz separatorów substancji ropopochodnych traktowane są jako niebezpieczne – kody od 13 05 01\* do 13 05 08\*. Należy pamiętać, że osady odkładają się nie tylko w urządzeniach wchodzących w skład OWD, ale także w poszczególnych obiektach samej sieci kanalizacyjnej, takich jak osadniki wpustów ulicznych czy studzienki kanalizacyjne [KULICZKOWSKI i in. 2005]. Te ostatnie nie są już traktowane jako niebezpieczne – zaklasyfikowano je do grupy 20 03 06 – odpady ze studzienek kanalizacyjnych [Rozporządzenie... 2014b].

W większości przypadków ciąg technologiczny oczyszczalni wód deszczowych składa się z osadnika lub piaskownika (poziomego, pionowego, wirowego) oraz separatora (koalescencyjnego, lamelowego). Minimalna ilość wód opadowych lub roztopowych, którą należy oczyścić, powstaje z opadów o natężeniu co najmniej  $15 \text{ dm}^3 \cdot (\text{s} \cdot \text{ha})^{-1}$  [Rozporządzenie... 2014a], przy czym nie jest sprecyzowane, czy w obliczeniach należy przyjąć stałe czy zmienne natężenie opadu. Jest to niezwykle istotne w określaniu ilości wód dopływających ze zlewni, które mogą zostać odprowadzone bezpośrednio do odbiornika, bez podczyszczania. Dlatego tak ważnym elementem OWD jest komora rozdziału ścieków z przelewem burzowym, którego rodzaj i sposób obliczania w wielu opracowaniach projektowych pozostawia wiele do życzenia.

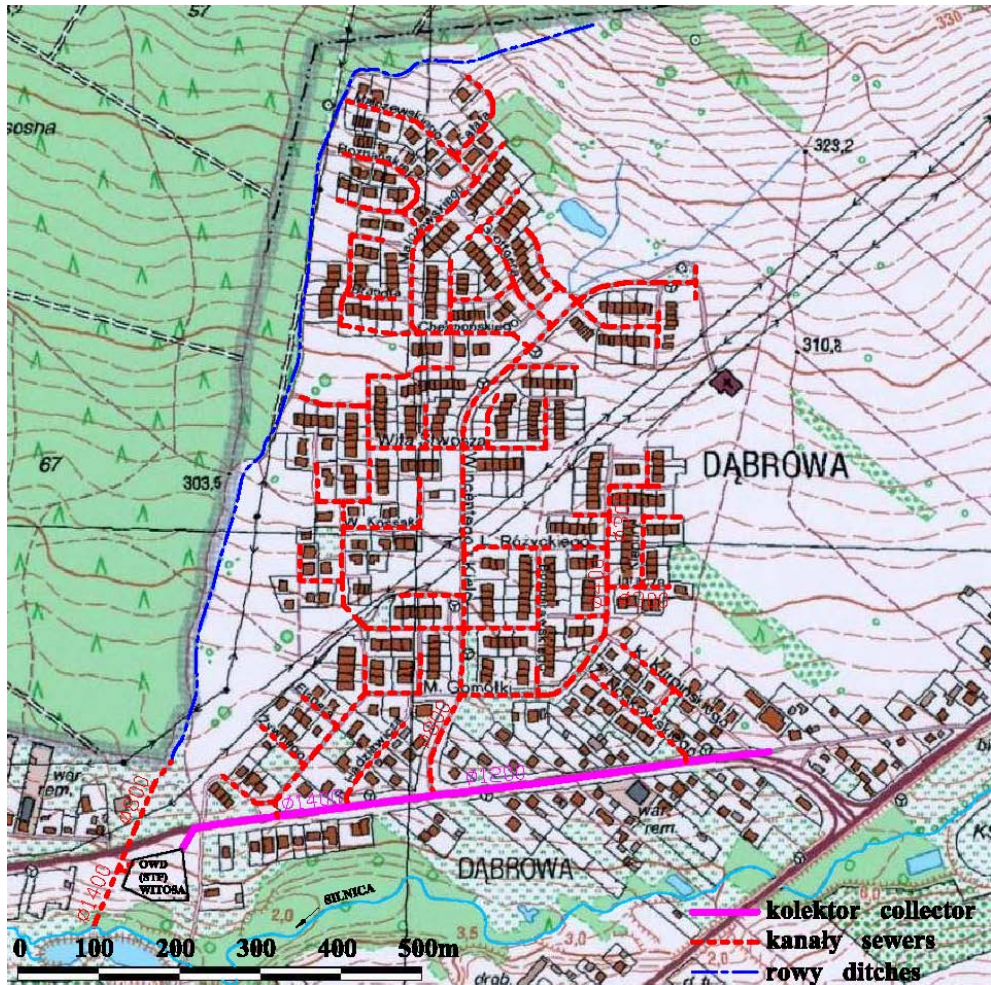
Powszechnie stosowane w Polsce metody obliczania hydrogramów dopływu (granicznych lub stałych natężeń deszczu) są bardzo uproszczonymi narzędziami i nie uwzględniają wielu czynników, takich jak zmienność uwilgotnienia zlewni

w czasie zdarzenia opadowego, długość okresu bezdeszczowego, nierównomierność rozkładu natężenia deszczu, kierunek przemieszczania się frontu opadowego [MROWIEC 2009], których pominięcie może prowadzić do znacznych błędów obliczeniowych [Arbeitsblatt... 2006; BARSZCZ 2012; BŁASZCZYK 1988; OSMÓLSKA-MRÓZ i in. 1984]. Wskazane jest zatem określanie ilości i jakości ścieków deszczowych na drodze modelowania matematycznego [BERETTA i in. 2007; CAMBEZ i in. 2008; HUBER, DICKINSON 1992; MROWIEC, SOBCZYK 2014]. Do modelowania spływu powierzchniowego stosowane są również modele docelowo opracowane dla zlewni typowo rolniczych, niemniej podejmowane są próby ich zastosowania w odniesieniu do zlewni zurbanizowanych [BANASIK 2009; CIEPIEŁOWSKI, DĄBKOWSKI 2006]. Istniejące modele stochastyczne [LIU i in. 2012; SHARIF i in. 2011] mają najczęściej charakter lokalny i definiowane w nich parametry w każdej analizowanej zlewni będą znacznie się różniły. Z kolei modele deterministyczne [HUBER, DICKINSON 1992] umożliwiają ustalenie wpływu poszczególnych parametrów na uzyskiwane wyniki, ale konieczna jest znajomość wielu parametrów wejściowych opisujących procesy gromadzenia się zanieczyszczeń i ich zmywania z powierzchni zlewni. Jednym z takich modeli jest program SWMM (ang. Storm Water Management Model), dający możliwość określenia nie tylko wartości średniego jednostkowego natężenia deszczu, ale także wyznaczania przebiegu zmienności zanieczyszczeń w czasie trwania zdarzenia opadowego [WIDOMSKI i in. 2012].

Celem badań była ocena funkcjonowania istniejącej oczyszczalni wód deszczowych na podstawie wyników symulacji uzyskanych za pomocą stworzonego modelu hydrodynamicznego oczyszczalni wód deszczowych (OWD) oraz obszaru zlewni wraz z siecią kanalizacji deszczowej. Opracowany w programie SWMM model matematyczny posłużył do określenia obciążenia ładunkiem zawieszin ogólnych obiektów oczyszczalni oraz ustalenia ilości ścieków spływających ze zlewni i oczyszczanych bądź zrzucanych przelewem burzowym bezpośrednio do odbiornika.

## **MATERIAŁ I METODY BADAŃ**

Przedmiotowa oczyszczalnia wód deszczowych jest jednym z 47 obiektów istniejących obecnie na terenie miasta Kielce, wchodzącym w skład rozdzielczej sieci kanalizacji deszczowej, złożonej z ok. 235 km kanałów i ok. 35 km rowów otwartych. Analizowana zlewnia kanału Si15 znajduje się w północnej części miasta. Od strony wschodniej i częściowo północnej ograniczona jest rowem otwartym odbierającym wody deszczowe spływające od strony zwartej kompleksu leśnego. Rów ten przechodzi na wysokości ulicy Witosa (południowa granica zlewni) w kanał zamknięty o średnicy  $\varnothing$  800 mm, a po doprowadzeniu ścieków deszczowych z OWD całość kierowana jest do odbiornika (rzeka Silnica w km 11+580) – rysunek 1.



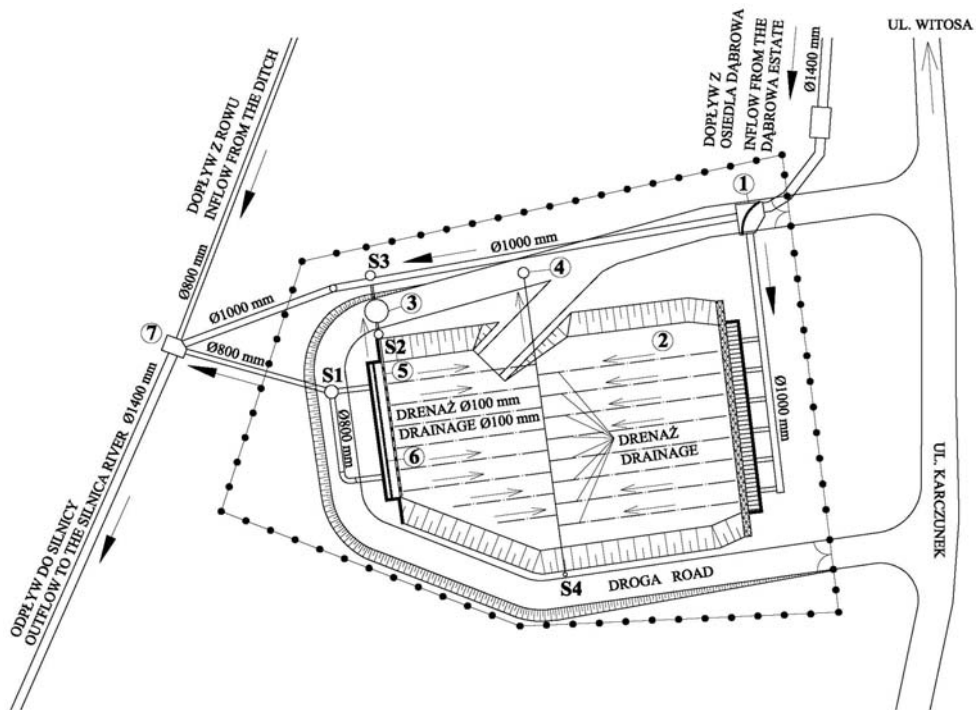
Rys. 1. Lokalizacja kolektora Si15 wraz z układem kanałów bocznych; źródło: opracowanie własne

Fig. 1. The location of Si15 collector with a system of lateral sewers; source: own elaboration

Sieć kanalizacyjna składa się z kolektora głównego ( $\varnothing$  1200 i 1400 mm) o długości ok. 760 m oraz kanałów bocznych ( $\varnothing$  300–800 mm), odbierających obecnie wody deszczowe z terenu osiedla Dąbrowa I, a docelowo również z projektowanego osiedla Dąbrowa II, uwzględnionego w planach zagospodarowanie przestrzennego miasta. Według dokumentacji projektowej [P.P.U.H. Koncept-Plus 2008] zabudowę zlewni, o powierzchni całkowitej 131,7 ha stanowić będzie w perspektywie zabudowa wielorodzinna (4,56%) i jednorodzinna (84,81%) oraz tereny zielone (10,63%). Obecnie istniejąca zabudowa mieszkaniowa obejmuje powierzchnię 36 ha, co stanowi ok. 43,4% odwadnianego obszaru ( $F_{\text{całk.}} = 83$  ha). Najwyższy

punkt na obszarze zlewni leży na wysokości 365,50 m n.p.m., najniższy na wysokości 291,25 m n.p.m., a średni spadek powierzchni wynosi 5,87%.

Ścieki z odwadnianego obszaru trafiają do „OWD Witosy”, położonej przy zbiegu ulic Witosy i Karczunek. Obiekt ten pierwotnie składał się z komory rozdziału kierującej ścieki do wstępnego piaskownika lub bezpośrednio do odbiornika. Z piaskownika ścieki trafiały do drugiej komory rozdzielczej, gdzie następował ich rozdział do dwóch zbiorników otwartych spełniających rolę osadników poziomych. Ilość odłożonych osadów, określona na podstawie kart odbioru odpadów z lat 2002–2006, wyniosła  $0,020 \text{ m}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{miesiąc})^{-1}$  [GÓRSKA 2008]. Obecnie, po przebudowie zrealizowanej w 2009 r., OWD składa się z komory rozdziału, otwartego osadnika poziomego długości 50 m, separatora koalescencyjnego  $\varnothing 3,0 \text{ m}$ , pompowni wód z systemu drenażowego – rysunek 2. [P.P.U.H. Koncept-Plus 2008].

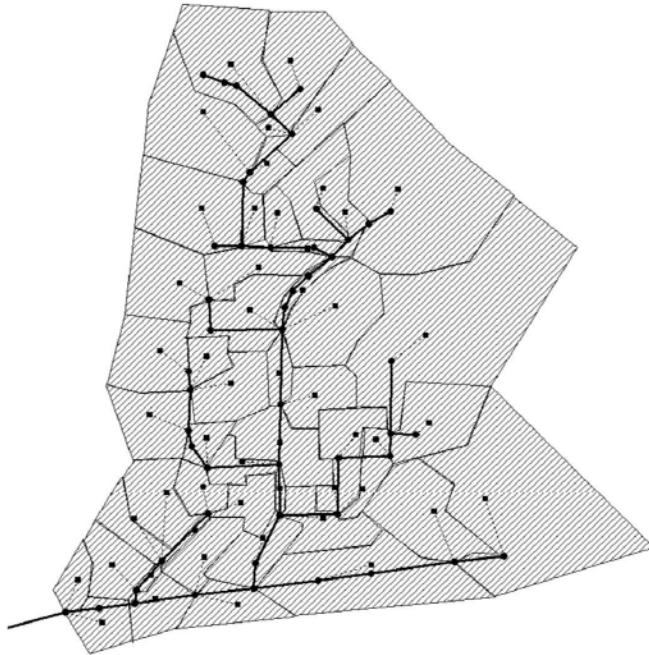


Rys. 2. Schemat oczyszczalni wód deszczowych – OWD Witosy; 1 = komora rozdziału; 2 = osadnik poziomy; 3 = separator koalescencyjny; 4 = przepompownia; 5 = kanał zbierający; 6 = przelew burzowy regulowany; 7 = komora połączeniowa; S1–S3 = studzienki kanalizacyjne;  
źródło: opracowanie własne

Fig. 2. The scheme of stormwater treatment plant – Witosy STP; 1 = separation chamber; 2 = horizontal settling tank; 3 = coalescence separator; 4 = pumping station; 5 = collecting sewer, 6 = regulated stormwater overflow; 7 = connection chamber; S1–S3 = drainage catch pit;  
source: own elaboration

Ścieki deszczowe dopływają kolektorem  $\varnothing$  1400 mm do komory rozdziału z przelewem burzowym, którego wysokość jest regulowana w zakresie 40–65 cm. Następnie dostają się do osadnika sześcioma przewodami PE  $\varnothing$  600 mm, rozmieszczonymi równomiernie na całej szerokości wlotu do osadnika (rys. 2). Zawiesiny ogólne sedimentują w osadniku, a flotujące substancje ropopochodne są kierowane za pomocą specjalnego kanału zbierającego PE  $\varnothing$  200 mm do separatora koalescencyjnego. Oczyszczone ścieki z osadnika i separatora dopływają do komory połączeniowej, do której wprowadzane są również wody czyste spływające z lasu rowem otwartym. Całość odpływa kanałem  $\varnothing$  1400 mm do rzeki Silnicy. Na końcu osadnika wykonano przelew burzowy regulowany, a w celu odwodnienia warstwy osadu podczas czyszczenia obiektu – drenaż z rur PE  $\varnothing$  100 mm, z którego woda jest odprowadzana do przepompowni, a następnie tłoczona do studzienki S3 (rys. 2).

W celu ustalenia projektowanego obciążenia hydraulicznego oczyszczalni wód deszczowych wykonano w programie SWMM 5.0 model hydrodynamiczny zlewni wraz z kanalizacją deszczową. Obliczenia przeprowadzono wyłącznie dla zlewni o istniejącej zabudowie (stan obecny), gdyż na razie brak koncepcji układu sieci kanalizacji deszczowej na obszarze, który będzie w perspektywie rozbudowany. Model zlewni składa się z: 51 zlewni cząstkowych o powierzchniach od 0,14 do 6,50 ha, 76 węzłów i 97 odcinków przewodów (rys. 3).



Rys. 3. Schemat zlewni zurbanizowanej kanału Si15; źródło: opracowanie własne

Fig. 3. The scheme of urbanized catchment of sewer Si15; source: own elaboration

Spadki terenów, szerokości dróg spływu, współczynniki szorstkości terenu oraz udział terenów uszczelnionych w poszczególnych zlewniach ustalono na podstawie map topograficznych, natomiast spadki kanałów, średnice i materiał przewodów przyjęto zgodnie z mapami zasadniczymi. Retencję oraz współczynniki szorstkości terenów uszczelnionych i nieuszczelnionych przyjęto na poziomie odpowiednio 2,5 i 5,0 mm oraz 0,015 i 0,15 m<sup>-1/3</sup>·s. Początkową (maksymalną) i końcową (minimalną) prędkość infiltracji w gruncie (odpowiednio 90 i 15 mm·h<sup>-1</sup>), współczynnik zmniejszania się infiltracji (stała recesji), opisujący dynamikę zjawiska (3,0 h<sup>-1</sup>), a także czas całkowitego wysychania (3 dni), czyli długość okresu bezdeszczowego, przyjęto za BORRISEM i in. [2013]. Opracowany model hydrodynamiczny zlewni i kanalizacji deszczowej nie został skalibrowany, ponieważ nie były prowadzone badania ilości i jakości ścieków deszczowych oraz wysokości opadów w tej zlewni.

Wykonany model oczyszczalni wód deszczowych umożliwił przeprowadzenie symulacji działania poszczególnych jej obiektów w zależności od różnych scenariuszy opadowych. W modelu OWD wydzielono komorę rozdziału ścieków z przelewem burzowym, separator, osadnik oraz poszczególne komory połączeniowe. Spadki podłużne, długości i średnice rurociągów, a także wymiary urządzeń określono na podstawie „Dokumentacji...” [P.P.U.H. Concept-Plus 2008]. Wartości współczynników oporów miejscowych w kanałach przyjęto za IDEL’CHIKIEM [1996]. Osadnik oraz separator zdefiniowano jako zbiorniki retencyjne oraz przyjęto schemat hydrauliczny przelewu o ostrej krawędzi, przy czym wartość współczynnika wydatku przelewu  $\mu$  określono jako 0,415 [ROSSMANN 2004]. Do obliczeń depozycji zanieczyszczeń i ich zmywania z terenu zastosowano modele eksponentialny i wykładniczy opisane odpowiednio równaniami (1) i (2), których parametry przyjęto za BORRISEM i in. [2013].

$$B = C_1 (1 - e^{-C_2 t}) \quad (1)$$

$$W = C_3 q_0^{C_4} B \quad (2)$$

gdzie:

- $B$  = aktualna akumulacja zanieczyszczeń, kg·ha<sup>-1</sup>;
- $C_1$  = maksymalna ilość zanieczyszczeń zgromadzona na powierzchni zlewni, kg·ha<sup>-1</sup>;
- $C_2$  = szybkość depozycji zanieczyszczeń, dni<sup>-1</sup>, przyjęto  $C_2 = 0,1$  dni<sup>-1</sup>;
- $t$  = czas gromadzenia zanieczyszczeń,  $t = 3$  dni;
- $W$  = intensywność zmywania zanieczyszczeń, kg·(ha·s)<sup>-1</sup>;
- $C_3$  = współczynnik szybkości zmywania, przyjęto  $C_3 = 0,12$ ;
- $C_4$  = współczynnik potęgowy, przyjęto  $C_4 = 1,15$ ;
- $q_0$  = intensywność spływu powierzchniowego, mm·h<sup>-1</sup>.



Do oceny funkcjonowania obiektu wykorzystano 2-letnie wyniki opadów prowadzone w latach 2010–2011 na posterunku opadowym zlokalizowanym w odległości ok. 1,3 km od zachodniej granicy badanej zlewni. W celu wydzielenia poszczególnych zdarzeń przyjęto czas separacji równy 6 h oraz minimalną wysokość opadu równą 1,3 mm [LICZNAR, ŁOMOTOWSKI 2005]. Na tej podstawie uzyskano 33 zdarzenia opadowe, podczas których czas trwania deszczu i wysokość warstwy opadu zmieniały się odpowiednio w zakresach  $t_d = 12\text{--}1244$  min i  $P = 1,8\text{--}44,6$  mm (tab. 1).

Pomierzone szeregi opadowe o dużej rozdzielczości (krok czasowy 5 minut) wprowadzono do programu SWMM i wykonano symulacje ciągłe działania sieci kanalizacyjnej za pomocą modelu fali dynamicznej z krokiem czasowym  $dt$  równym 1 min. Dodatkowo dokonano klasyfikacji zdarzeń opadowych na podstawie częstości występowania zrzutu ścieków przelewem burzowym. Do tego celu wykorzystano skalę opisową Chomicza, w której podstawą klasyfikacji jest wyrażenie o postaci [CIEPIEŁOWSKI, DĄBKOWSKI 2006]:

$$P = \alpha_0 \sqrt{t_d} \quad (3)$$

gdzie:

$t_d$  = czas trwania deszczu, min;

$P$  = wydajność deszczu – wysokość warstwy opadu, mm;

$\alpha_0$  = współczynnik wydajności deszczu równy  $\alpha_0 = 2^{0,5k}$ ;

$k$  = numer w skali Chomicza, przypisany kategorii deszczu oznaczonej znakiem literowym.

Na podstawie symulacji wykonanych w programie SWMM chwilowy ładunek zawiesin ogólnych obliczono zgodnie z następującą zależnością:

$$l_i = Q_i s \quad (4)$$

gdzie:

$l_i$  = chwilowy ładunek zawiesin ogólnych,  $\text{kg}\cdot\text{s}^{-1}$ ;

$Q_i$  = natężenie przepływu ścieków uzyskane z symulacji,  $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ;

$s$  = stężenie zawiesin ogólnych uzyskane z symulacji,  $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ .

Masę zawiesin ogólnych (ładunek wyrażony w kg dla przyjętego kroku czasowego) dopływających z analizowanej zlewni określono wg następującego wzoru:

$$M = \sum_{i=1}^n \frac{(l_i + l_{i+1})}{2} \Delta t \quad (5)$$



gdzie:

- $M$  = masa zawiesin ogólnych, kg;
- $\Delta t$  = krok czasowy, równy  $t_{i+1} - t_i$ , s;
- $t_i, t_{i+1}$  = chwilowy ładunek zanieczyszczeń  $i$ -tego oraz  $i+1$  kroku czasowego,  $\text{kg}\cdot\text{s}^{-1}$ .

Z kolei obliczenia objętości ścieków dopływających ze zlewni oraz zrzucanych przelewem burzowym bezpośrednio do odbiornika wyznaczono z zależności:

$$V = \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) \Delta t \quad (6)$$

gdzie:

- $Q_{i+1}$  = natężenie przepływu odpowiednio w czasie  $t_i$  i  $t_{i+1}$ ,  $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ .

Stopień redukcji zawiesin ogólnych  $\eta$  w osadniku ustalono na podstawie krzywej zmienności  $\eta = f(Q_h)$  podanej w pracy IMHOFFA i IMHOFFA [1996], którą aproksymowano z zastosowaniem metody Gaussa–Newtona, uzyskując równanie o postaci:

$$\eta = 1 - aQ_h^b \quad (7)$$

gdzie:

- $Q_h$  = obciążenie hydrauliczne,  $\text{m}^3\cdot\text{h}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}$ , wyrażone jako  $Q_h = Q_{os} \cdot F^{-1}$  ( $Q_{os}$  = natężenie dopływu ścieków do osadnika,  $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ;  $F$  = pole powierzchni osadnika w planie,  $\text{m}^2$ );
- $a$  i  $b$  = parametry empiryczne, wyznaczone numerycznie.

Wartości średnie parametrów  $a$  i  $b$  określono na poziomie 0,115 i 0,337 (odchylenia standardowe równe odpowiednio 0,013 i 0,032). Dla wyznaczonych wartości parametrów równania uzyskano współczynnik determinacji  $R^2$  równy 0,976.

Całkowita masa zawiesin ogólnych dopływająca do oczyszczalni ścieków deszczowych w komorze rozdziału musi spełniać równanie bilansu masy:

$$M_2 = M - M_1 = \int_0^t s Q dt - \int_0^t s (Q - Q_p) dt \quad (8)$$

gdzie:

- $M_2$  = masa zawiesin dopływająca na oczyszczalnię ścieków, kg;
- $M$  = masa zawiesin zmywana ze zlewni, kg;
- $M_1$  = masa zawiesin zrzucana przelewem, kg;
- $Q_p$  = ilość ścieków odpływająca przelewem,  $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ;
- $Q$  = ilość ścieków dopływająca ze zlewni,  $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ .

Masę zawieszin ogólnych, które zostały zatrzymane w osadniku, określono na podstawie równania:

$$M_3 = \int_0^t s \eta (Q - Q_p) dt \quad (9)$$

## WYNIKI BADAŃ I DISKUSJA

Podstawowe charakterystyki zdarzeń opadowych oraz wybrane wyniki symulacji pracy oczyszczalni wód deszczowych (OWD) uzyskane w programie SWMM zestawiono w tabeli 1. i na rysunkach 4–9. Wyniki symulacji hydrodynamicznych w odniesieniu do uzyskanych charakterystyk analizowanych zdarzeń opadowych znacznie się różnią. Przykładowo w warunkach opadu o wysokości  $P = 5,6$  mm i czasie trwania  $t_d = 204$  min ilość osadu zatrzymanego w osadniku wyniosła zaledwie 0,1 kg, podczas gdy w warunkach  $P = 1,9$  mm i  $t_d = 12$  min masa  $M_3$  jest równa 18,2 kg (tab. 1). Należy jednak podkreślić, że w pierwszym przypadku analizowane zdarzenie było poprzedzone dwoma opadami o wysokości 2,7 i 20,6 mm, które wystąpiły po sobie w krótkim czasie (2 tygodnie); sumaryczna ilość osadu  $M_3$  wyniosła wówczas 88,7 kg. Z kolei drugie z analizowanych zdarzeń miało miejsce po miesięcznym okresie bezdeszczowym, w związku z czym ilość zawieszin spłukanych z terenu zlewni, mimo nieznacznej wysokości opadu ( $P = 1,9$  mm), była znacznie większa. Należy też zwrócić uwagę na intensywność przebiegu zjawiska – maksymalne chwilowe natężenie opadu  $I_{\max 10}$  wynosiło odpowiednio 0,02 i 0,13  $\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$ .

Z 33 zdarzeń opadowych przyjętych do obliczeń i przedstawionych w skali Chomicza (rys. 4) wynika, że blisko 64% (21 zdarzeń) stanowiły deszcze sklasyfikowane jako zwykłe ( $k = 0$ ), 24% deszcze silne  $A_0$  – obszar  $k = 1$  (8 zdarzeń), po 6% deszcze ulewne  $A_1$  i  $A_2$  – obszary  $k = 2$  i  $k = 3$  (łącznie 4 zdarzenia).

Analizując wpływ jednostkowego natężenia deszczu na obciążenie hydrauliczne osadnika (rys. 5), stwierdzono, że największa wartość  $Q_h = 9,72 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$  wystąpiła, gdy  $q = 30,84 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$  wywołane opadem o wysokości  $P = 37$  mm i czasie trwania  $t_d = 200$  min (tab. 1). Ogólnie można zauważyć, że na wzrost wartości obciążenia hydraulicznego osadnika wpływa nie tyle jednostkowe natężenie deszczu, co przede wszystkim wysokości warstwy opadów i czas trwania deszczu, a co za tym idzie – dynamika przebiegu zjawiska. Największe wartości  $Q_h$  otrzymano w przypadku opadów ulewnych 1. i 2. stopnia oraz  $I_{sr}$  powyżej 0,09  $\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$  – z wyjątkiem deszczów o niewielkiej wysokości (1,8, 1,9 mm) – tabela 1.

Z rysunku 5. wynika, że nie zawsze średnie natężenie deszczu jest wielkością miarodajną, równie ważne jest maksymalne natężenie opadu. Widoczne jest to także, kiedy rozpatruje się wpływ wysokości warstwy opadu ( $P$ ) na objętość ścieków deszczowych ( $V$ ) zrzucanych przelewem burzowym (rys. 6). Największą objętość

**Tabela 1.** Charakterystyki zdarzeń opadowych oraz parametrów fal uzyskanych z symulacji

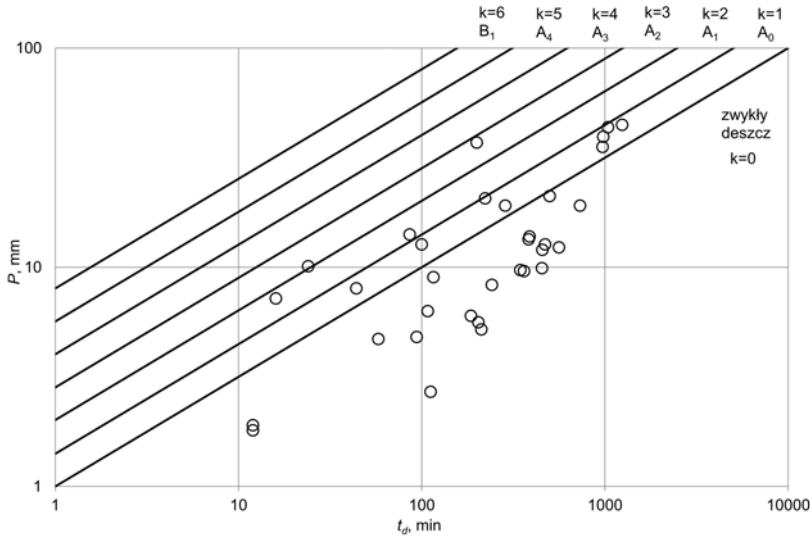
**Table 1.** The characteristics of rainfall events and hydrographs parameters simulated

<i>P</i> mm	<i>t<sub>d</sub></i> min	<i>I<sub>sr</sub></i> mm·min <sup>-1</sup>	<i>I<sub>max10</sub></i> mm·min <sup>-1</sup>	<i>k</i>	<i>q</i> dm <sup>3</sup> ·(ha·s) <sup>-1</sup>	<i>Q<sub>h</sub></i> m·h <sup>-1</sup>	<i>V</i> m <sup>3</sup>	<i>M<sub>1</sub></i> kg	<i>M<sub>3</sub></i> kg
12,7	472	0,027	0,14	0	4,49	4,26	4 601	35,4	29,0
19,1	732	0,026	0,11	0	4,35	4,92	1 125	19,5	101,2
6,3	108	0,058	0,21	0	9,72	4,69	133	2,5	18,0
1,9	12	0,158	0,13	0	26,39	4,03	0	0,0	18,2
13,4	384	0,035	0,23	0	5,82	4,38	164	1,9	44,4
9,7	346	0,028	0,06	0	4,67	3,55	0	0,0	28,3
35,4	972	0,036	0,13	1	6,07	5,48	2 907	13,0	76,3
6,0	186	0,032	0,04	0	5,38	3,96	0	0,0	35,8
14,1	86	0,164	0,41	2	27,33	7,00	2 365	1,1	1,2
20,6	222	0,093	0,29	1	15,47	7,23	2 643	45,2	85,8
2,7	112	0,024	0,11	0	4,02	3,46	0	0,0	2,9
5,6	204	0,027	0,02	0	4,58	3,77	0	0,0	0,1
39,4	980	0,040	0,27	1	6,70	6,47	6 329	20,2	26,4
10,1	24	0,421	0,69	3	70,15	8,28	1 181	48,5	48,4
7,2	16	0,450	0,50	2	75,02	7,40	578	17,3	22,9
9,6	362	0,027	0,25	0	4,42	5,43	300	9,7	36,6
8,0	44	0,182	0,45	1	30,31	6,45	519	22,3	47,6
4,8	94	0,051	0,06	0	8,51	3,56	0	0,0	9,5
19,1	286	0,067	0,46	1	11,13	8,05	2 776	79,7	95,4
12,0	456	0,026	0,18	0	4,39	3,40	0	0,0	132,4
9,9	454	0,022	0,14	0	3,64	3,35	0	0,0	33,5
8,3	242	0,034	0,13	0	5,72	3,74	32	1,3	73,9
21,1	500	0,042	0,29	0	7,03	5,50	1 487	8,0	26,2
12,7	100	0,127	0,29	1	21,17	7,05	1 837	70,0	85,6
37,0	200	0,185	0,97	3	30,84	9,72	8 011	84,4	40,0
4,7	58	0,081	0,26	0	13,51	4,58	73	3,4	23,8
1,8	12	0,150	0,03	0	26,39	3,87	0	0,0	2,0
9,0	116	0,078	0,32	0	12,93	6,84	1 733	2,4	22,7
13,8	388	0,036	0,36	0	5,93	6,15	760	13,6	48,0
43,5	1 040	0,042	0,13	1	6,97	5,22	5 385	12,0	63,6
44,6	1 244	0,036	0,13	1	5,98	5,03	2 844	5,5	46,8
12,3	562	0,022	0,11	0	3,65	4,78	546	9,0	42,5
5,2	212	0,025	0,14	0	4,09	3,72	0	0,0	43,1

Objaśnienia: *q* = średnie jednostkowe natężenie deszczu; *Q<sub>h</sub>* = obciążenie hydrauliczne, obliczone jako *Q<sub>os</sub>·F<sup>-1</sup>*, gdzie: *Q<sub>os</sub>* = natężenie dopływu ścieków do osadnika, *F* = pole powierzchni osadnika; *P* = wysokość warstwy deszczu; *t<sub>d</sub>* = czas trwania deszczu; *I<sub>sr</sub>* = średnie natężenie deszczu wyrażone jako *P·t<sub>d</sub><sup>-1</sup>*; *I<sub>max10</sub>* = maksymalne natężenie deszczu wyrażone jako *P·t<sub>d</sub><sup>-1</sup>*, dla *t<sub>d</sub>* = 10 min; *k* = numer w skali Chomicza do wzoru (3) [CIEPIEŁOWSKI, DĄBKOWSKI 2006]; *V* = objętości ścieków deszczowych zrzucanych przelewem burzowym, *M<sub>1</sub>* = masa zawiesin ogólnych zrzucanych przelewem burzowym, *M<sub>3</sub>* = masa zawiesin ogólnych sedymentujących w osadniku.

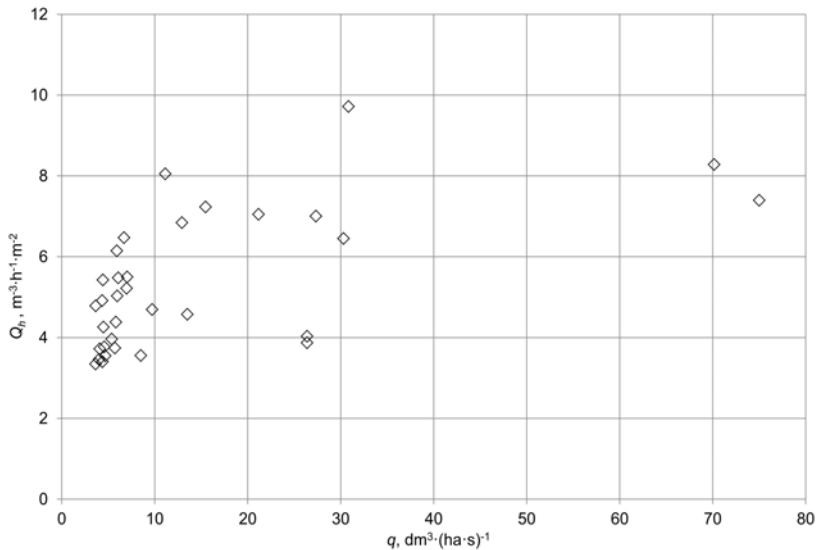
Explanations: *q* = the average rainfall intensity unit; *Q<sub>h</sub>* = hydraulic loading, calculated as *Q<sub>os</sub>·F<sup>-1</sup>*, where *Q<sub>os</sub>* is the intensity of wastewater flowing to the sediment tank, *F* = sediment tank surface area; *P* = depth of precipitation, *t<sub>d</sub>* = rainfall duration, *I<sub>sr</sub>* = the average rainfall intensity *P·t<sub>d</sub><sup>-1</sup>*; *I<sub>max10</sub>* = maximum rainfall intensity *P·t<sub>d</sub><sup>-1</sup>*, for a 10 min *t<sub>d</sub>*; *k* = grade of Chomicz's scale to equation (3) [CIEPIEŁOWSKI, DĄBKOWSKI 2006]; *V* = the volume of rainwater measured after storm overflow, *M<sub>1</sub>* = the mass of TSS measured after storm overflow, *M<sub>3</sub>* = the mass of TSS collected in a catch basin.

Źródło: opracowanie własne. Source: own elaboration.



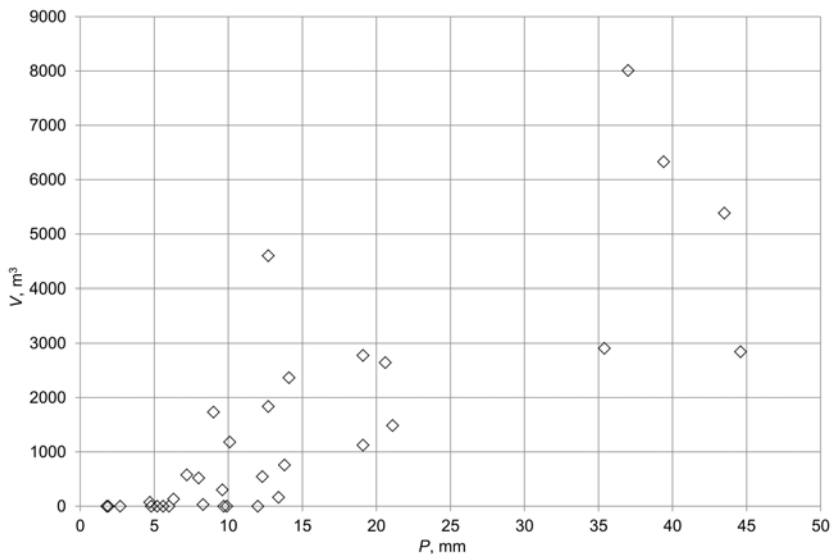
Rys. 4. Klasyfikacja opadów w skali Chomicza wykorzystanych do modelowania;  $A_1$ – $A_4$ ,  $B_1$ ,  $k = 0$ – $6$  = odpowiednio kategorii i numery w skali Chomicza; źródło: opracowanie własne

Fig. 4. The rating of rainfall in Chomicz's scale used for modeling;  $A_1$ – $A_4$ ,  $B_1$ ,  $k = 0$ – $6$  = categories and numbers in Chomicz's scale; source: own elaboration



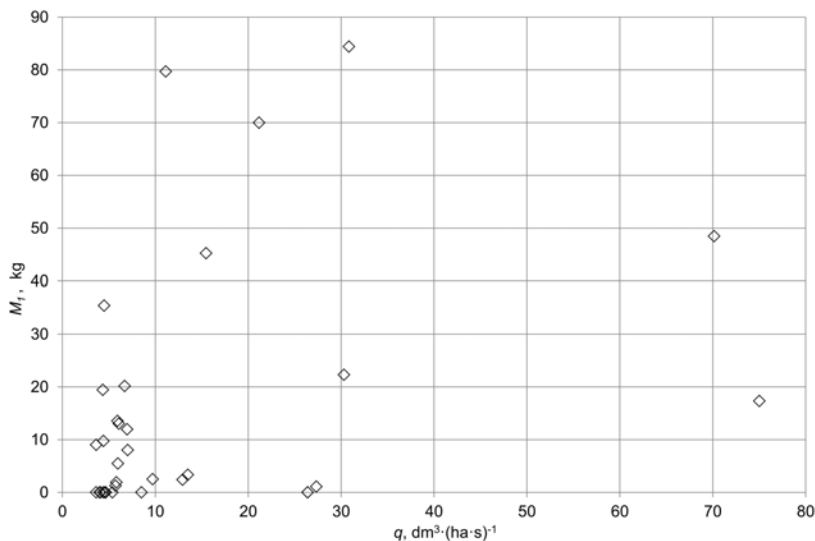
Rys. 5. Wpływ średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q$ ) na obciążenie hydrauliczne osadnika ( $Q_h$ ) wchodzącego w skład oczyszczalni wód deszczowych; źródło: opracowanie własne

Fig. 5. The influence of an average rainfall intensity ( $q$ ) on hydraulic loading ( $Q_h$ ) in a catch basin of a stormwater treatment plant; source: own elaboration



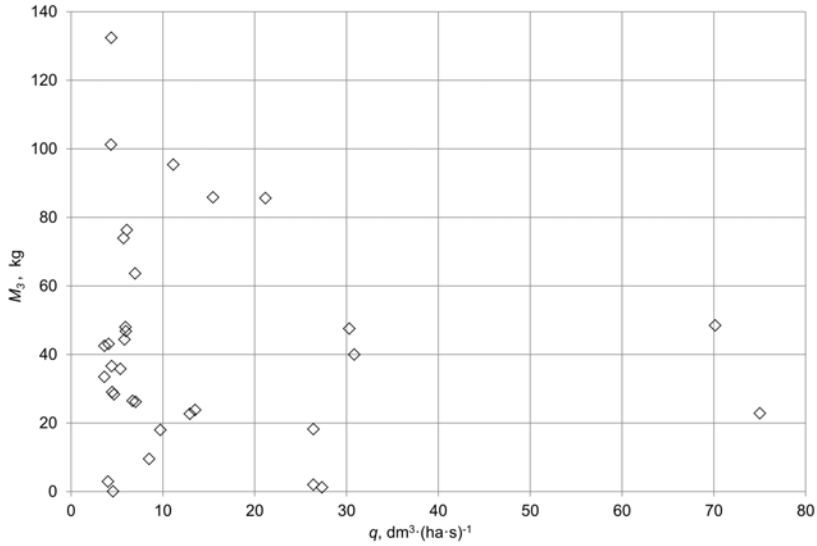
Rys. 6. Wpływ wysokości warstwy opadu ( $P$ ) na objętość ścieków deszczowych zrzucanych przelewem burzowym ( $V$ ); źródło: opracowanie własne

Fig. 6. The influence of depth precipitation ( $P$ ) on the stormwater volume after the storm overflow ( $V$ ); source: own elaboration



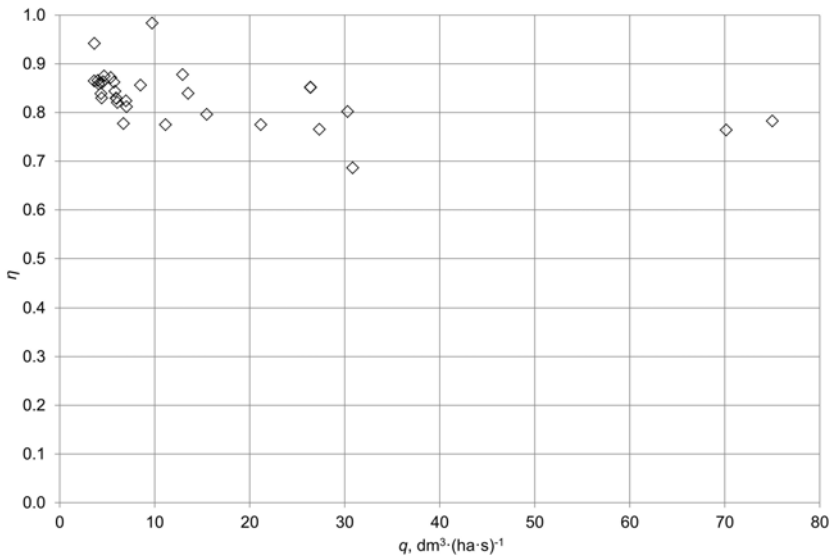
Rys. 7. Wpływ średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q$ ) na masę zawiesin ogólnych ( $M_1$ ) zrzucanych przelewem burzowym; źródło: opracowanie własne

Fig. 7. The influence of an average rainfall intensity ( $q$ ) on total suspended solids mass ( $M_1$ ) after a storm overflow; source: own elaboration



Rys. 8. Wpływ średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q$ ) na masę zawiesin ogólnych ( $M_3$ ) sedymentujących w osadniku; źródło: opracowanie własne

Fig. 8. The influence of average rainfall intensity ( $q$ ) on total suspended solids mass ( $M_3$ ) collected in a sediment tank; source: own elaboration



Rys. 9. Wpływ średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q$ ) na stopień redukcji zawiesin ogólnych w osadniku ( $\eta$ ); źródło: opracowanie własne

Fig. 9. The influence of average rainfall intensity ( $q$ ) on the reduction of total suspended solids in a sediment tank ( $\eta$ ); source: own elaboration

ścieków deszczowych (8011 m<sup>3</sup>, 6329 m<sup>3</sup>, 5385 m<sup>3</sup>, 4601 m<sup>3</sup>) notowano w warunkach deszczów o różnych wysokościach warstwy opadu ( $P$ ), gdy czas trwania deszczu ( $t_d$ ) oraz średnie natężenie ( $I_{sr}$ ) wynosiły odpowiednio: 37 mm, 200 min, 0,185 mm·min<sup>-1</sup>; 39,4 mm, 980 min, 0,040 mm·min<sup>-1</sup>; 43,5 mm, 1040 min, 0,042 mm·min<sup>-1</sup> oraz 12,7 mm, 472 min, 0,027 mm·min<sup>-1</sup> (tab. 1).

Nie zawsze deszcze o dużej wysokości warstwy opadu ( $P = 44,6$  i  $43,5$  mm) oraz długim czasie trwania ( $t_d = 1244$  i  $1040$  min) wywoływały znaczne zrzuty objętości ścieków przelewem burzowym (odpowiednio  $V = 2844$  i  $5385$  m<sup>3</sup>). Przywołane objętości różnią się między sobą prawie dwukrotnie, mimo podobnych wartości średniego natężenia opadu ( $I_{sr} = 0,036$  i  $0,042$  mm·min<sup>-1</sup>).

Z 33 wybranych do analiz zdarzeń opadowych zarejestrowanych w latach 2010–2011 23 spowodowały przelanie się ścieków ponad krawędzią przelewu burzowego (tab. 1). W większości przypadków deszcze o wysokości do 10 mm nie generują zrzutów ścieków ( $V = 0$ ) bądź zrzuty te są niewielkie – nie przekraczają 600 m<sup>3</sup> (40% przypadków) – rysunek 6.

Maksymalnym wartościom średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q$ ): 70,15 i 75,02 dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup>, występującym w warunkach największych zaobserwowanych natężeń średnich opadu  $I_{sr} = 0,421$  i  $0,450$  mm·min<sup>-1</sup> (tab. 1), odpowiada masa zawieszin ogólnych zrzucanych przelewem burzowym ( $M_1$ ) wynosząca odpowiednio 48,5 i 17,3 kg (rys. 7). Nie są to jednak największe wartości masy, gdyż te kształtują się na poziomie ponad 70 kg (max.  $M_1 = 84,4$  kg w warunkach opadu o parametrach:  $q = 30,84$  dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup>,  $P = 37$  mm,  $t_d = 200$  min,  $I_{sr} = 0,185$  mm·min<sup>-1</sup>). W przypadku zarejestrowanych deszczów masa zawieszin zrzucanych przelewem nie przekracza 20 kg, przy czym  $q$  poniżej 13 dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup> – z wyjątkiem opadu o  $P = 19,1$  mm,  $t_d = 286$  min,  $I_{sr} = 0,067$  mm·min<sup>-1</sup>,  $q = 11,13$  dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup>, gdy  $M_1$  wyniosła aż 79,7 kg (rys. 7).

Maksymalna masa zawieszin ogólnych sedymentujących w osadniku ( $M_3 = 132,4$  kg) wystąpiła, gdy średnie jednostkowe natężenie deszczu  $q$  wynosiło 4,39 dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup> – rysunek 8. (opad zwykły wg skali Chomicza – obszar  $k = 0$ , który nie spowodował przelania się strumienia ścieków przez przelew burzowy);  $P = 12$  mm,  $t_d = 456$  min,  $I_{sr} = 0,026$  mm·min<sup>-1</sup>. Kolejne znaczne wartości  $M_3$  (101,2 kg, 95,4 kg, 85,8 kg, 85,6 kg) odnoszą się do deszczów silnych (wg skali Chomicza – obszar  $k = 1$ ) dla  $q$  zmieniającego się w zakresie 4,35–21,17 dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup>. Najmniejsza masa zawieszin ogólnych występowała zarówno, gdy  $q$  miało niewielkie wartości, tj. 4,02 i 4,58 dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup> ( $M_3 = 2,9$  i  $0,1$  kg,  $P = 2,7$  i  $5,6$  mm,  $t_d = 112$  i  $204$  min – deszcze zwykłe), jak również gdy wartości  $q$  były większe, tj. 26,39 i 27,33 dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup> ( $M_3 = 1,2$  i  $2,0$  kg,  $P = 14,1$  i  $1,8$  mm,  $t_d = 86$  i  $12$  min – deszcz ulewny 1. stopnia i zwykły). Całkowita masa zawieszin ogólnych odłożonych w osadniku w czasie trwania wszystkich 33 analizowanych zdarzeń opadowych obliczona na podstawie tabeli 1. wyniosła 1412 kg (lata 2010–2011).

W przypadku niewielkich wartości średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q \leq 10$  dm<sup>3</sup>·(ha·s)<sup>-1</sup>) obliczony stopień redukcji zawieszin ogólnych w osadniku ( $\eta$ )



osiągał największe wartości, zmieniając się w zakresie 0,78–0,98, przy czym na 18 z 21 zdarzeń opadowych mieściły się one w przedziale 0,81–0,88. Z kolei, gdy  $10 < q < 31 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$ , to wartości  $\eta$  wahały się w granicach 0,69–0,88, a w przypadku  $q = 70,15 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$  i  $q = 75,0 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$  – wynosiły odpowiednio 0,76 i 0,78.

## PODSUMOWANIE

W wymiarowaniu obiektów oczyszczalni ścieków deszczowych (OWD) powinno się uwzględniać różne czynniki wpływające na przepustowość poszczególnych urządzeń w ciągu technologicznym, których pominięcie może spowodować pogorszenie jej funkcjonalności, a tym samym sprawności oczyszczania. Stosowanie prostych formuł inżynierskich, takich jak wzór Błaszczyka i ograniczenie się jedynie do obliczenia przepływu maksymalnego na dopływie do OWd, a także przyjmowanie wartości stężenia zanieczyszczeń bez uwzględnienia lokalnego charakteru zlewni może prowadzić do błędów nie tylko w zakresie hydraulicznego zwymiarowania kanałów i urządzeń, ale również poprawności ich działania (np.: stopień oczyszczenia ścieków, krotność działania przelewu burzowego).

W pracy do oceny działania oczyszczalni ścieków zastosowano program SWMM. W ramach przeprowadzonych analiz wyznaczono hydrogramy odpływu ze zlewni oraz zmienność stężenia zawiesin ogólnych. Na tej podstawie wyznaczono objętość ścieków i masę zanieczyszczeń dopływających do oczyszczalni oraz odprowadzanych przelewem burzowym.

Z przyjętych do modelowania hydrodynamicznego 33 zdarzeń opadowych zarejestrowanych w latach 2010–2011, podczas których czas trwania deszczu i wysokość warstwy opadu zmieniały się odpowiednio w zakresach  $t_d = 12\text{--}1244 \text{ min}$  oraz  $P = 1,8\text{--}44,6 \text{ mm}$ , blisko 64% stanowiły deszcze sklasyfikowane jako zwykłe, 24% deszcze silne, po 6% deszcze ulewne 1. i 2. stopnia wg skali Chomicza. W wyniku przeprowadzonych symulacji oszacowano, że w ciągu dwóch lat 23-krotnie wystąpił zrzut ścieków deszczowych przelewem burzowym, a objętość odprowadzanych ścieków zmieniała się od 32 do 8011 m<sup>3</sup>.

Obliczone obciążenie hydrauliczne osadnika ( $Q_h$ ) wynosiło od 3,30 do 9,72 m<sup>3</sup>·h<sup>-1</sup>, przy czym wartość maksymalna wystąpiła, gdy jednostkowe natężenie deszczu  $q = 30,84 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$ , warstwa opadu o wysokości  $P = 37 \text{ mm}$  i czas trwania  $t_d = 200 \text{ min}$ . Na zwiększenie wartości  $Q_h$  osadnika miało wpływ nie tyle średnie jednostkowe natężenie deszczu, co głównie wysokość warstwy opadów ( $P$ ) i czas trwania deszczu ( $t_d$ ), a co za tym idzie – dynamika przebiegu zjawiska.

Obliczona masa zawiesin ogólnych zrzucanych przelewem burzowym ( $M_1$ ) zmieniała się od 1,1 do 84,4 kg. Łączną ich masę z 23 opadów, które wywoływały zrzuty przelewem, oszacowano na blisko 526 kg. Największymi wartościami średniego jednostkowego natężenia deszczu ( $q$ ), występującym w warunkach najwięk-

szych zaobserwowanych wartości natężenia średniego opadu ( $I_{sr}$ ), nie odpowiadała maksymalna masa zawiesin ogólnych zrzucanych przelewem burzowym.

Największa obliczona masa zawiesin ogólnych sedymentujących w osadniku ( $M_3$ ) wynosiła od 85,6 do 132,4 kg, w warunkach  $q$  mieszczącego się w zakresie  $4,35\text{--}21,17 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$  i dotyczyły w większości deszczów silnych. Całkowita masa zawiesin ogólnych odłożonych w osadniku wyniosła według obliczeń 1412 kg (lata 2010–2011).

Przeprowadzone symulacje działania OWD wykazały, że gdy  $q < 10 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$ , to obliczony stopień redukcji zawiesin ogólnych ( $\eta$ ) w osadniku zmieniał się w granicach 0,78–0,98, a w warunkach  $q = 10\text{--}75 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$  wyniósł 0,69–0,88.

Podjęte próby ustalenia zależności między rzeczywistymi charakterystykami opadowymi ( $P$ ,  $I_{sr}$ ,  $t_{db}$ ,  $q$ ) a parametrami działania poszczególnych obiektów technologicznych ( $Q_b$ ,  $V$ ,  $M_1$ ,  $M_3$ ,  $\eta$ ) uzyskanymi z symulacji nie potwierdziły ich jednoznacznie, co wskazuje, że przypuszczalnie determinowane są one zmiennością rozkładu natężenia deszczu w czasie trwania zdarzenia opadowego.

Wykonane w pracy obliczenia mają charakter wyłącznie szacunkowy, ponieważ model nie został skalibrowany na podstawie rzeczywistych ilości ścieków deszczowych, wysokości opadów deszczu i stężenia zawiesin ogólnych.

Praca została wykonana jako część projektu badawczego nr N N305 299040 finansowanego przez Narodowe Centrum Nauki – umowa nr 2990/B/P01/2011/40.

## BIBLIOGRAFIA

- Arbeitsblatt DWA-A 118, 2006. Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef ss. 32.
- BAK Ł., GÓRSKI J., GÓRSKA K., SZELĄG B. 2012. Zawartość zawiesin i metali ciężkich w wybranych falach ścieków deszczowych w zlewni miejskiej [Suspended solids and heavy metals content of selected rainwater waves in an urban catchment area]. *Ochrona Środowiska*. Nr 34(2) s. 49–52.
- BANASIK K. 2009. Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych [Computation of flood hydrographs for small urban catchments]. Warszawa. Wydaw. SGGW. ISBN 978-83-7583-156-6 ss. 40.
- BARSZCZ M. 2012. Znormalizowane rozkłady warstwy opadu w czasie trwania deszczu na obszarze zlewni doświadczalnej w Warszawie [Normalized rainfall depth distributions during rainfalls in the area of experimental catchment in Warsaw]. *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*. T. 12. Z. 3 (39) s. 27–38.
- BERRETTA C., GNECCO J., LANZA L.G., BERNERA P. 2007. An investigation of wash-off controlling parameters at urban and commercial monitoring sites. *Water Science and Technology*. Nr 56(12) s. 77–84.
- BLASZCZYK P. 1988. Metody określania natężeń przepływu ścieków opadowych miarodajnych do wymiarowania kanałów [Determination of storm flow rate for the design of sewers]. *Ochrona Środowiska*. Nr 3–4(36–37) s. 9–14.

- BORRIS M., VIKLANDER M., GUSTAFSSON A.M., MARSALEK J. 2013. Modelling the effects of changes in rainfall event characteristics on TSS loads in urban runoff. *Hydrological Processes*. Vol. 28. Iss. 4 s. 1787–1796.
- CAMBEZ M.J., PINHO J., DAVID L.M. 2008. Using SWMM in continuous modelling of stormwater hydraulics and quality [online]. 11<sup>th</sup> International Conference on Urban Drainage. Edinburgh. Scotland. [Dostęp 03.03.2016]. Dostępny w Internecie: [https://www.researchgate.net/publication/229020623\\_Using\\_SWMM\\_5\\_in\\_the\\_continuous\\_modelling\\_of\\_stormwater\\_hydraulics\\_and\\_quality](https://www.researchgate.net/publication/229020623_Using_SWMM_5_in_the_continuous_modelling_of_stormwater_hydraulics_and_quality).
- CIEPIEŁOWSKI A., DĄBKOWSKI SZ.L. 2006. Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych [Methods for calculating maximum discharges in small catchments]. Bydgoszcz. Projprzem-EKO. ISBN 978-83-92219-41-5 ss. 311.
- DĄBKOWSKI SZ.L., GÓRSKA K., GÓRSKI J., SZELĄG B. 2010. Wstępne wyniki badań ścieków deszczowych w jednym z kanałów w Kielcach [Introductory results of examining precipitation sewage in one of Kielce sewers]. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*. Nr 6 s. 20–24.
- GÓRSKA K. 2008. Badania ilości zawieszin odkładanych w urządzeniach do oczyszczania wód opadowych na terenie m. Kielce. W: *Problemy zagospodarowania wód opadowych* [The quantity research of suspension collected in rainwater treatment devices in the city of Kielce. In: *Problems of rainwater*]. Red. J. Łomotowski. Wrocław. PWroc. s. 331–340.
- GÓRSKA K. 2012. Zmienność ładunków zanieczyszczeń w ściekach deszczowych na przykładzie wybranej zlewni [Variability of pollutants in stormwater in the example of a selected catchment]. Rozprawa doktorska. Maszynopis. Kielce. PŚk ss. 261.
- HUBER W.C., DICKINSON R.E. 1992. *Stormwater Management Model. User's manual. Version 4.0*. Athens. Georgia. Environmental Research Laboratory. U.S. Environmental Protection Agency ss. 76.
- IDEL'CHIK I.E. 1996. *Handbook of hydraulic resistance*. Wyd. 3. New York. Begell House. ISBN 1-56700-074-6 ss. 790.
- IMHOFF K., IMHOFF K.R. 1996. *Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków* [City sewer system and wastewater treatment]. *Poradnik*. Bydgoszcz. Proj-PrzemEKO. ISBN 83-906015-0-8 ss. 450.
- KULICZKOWSKI A., ZWIERZCHOWSKI D., ORMAN Ł.J. 2005. Kielce kickstarts Poland's sewage upgrade. *Tunneling and Trenchless Construction*. Nr 16 s. 28–29.
- LICZNAK P., ŁOMOTOWSKI J. 2005. Analiza średnich natężeń deszczów miarodajnych we Wrocławiu [Analysis of average design storm intensity for the city of Wrocław]. *Ochrona Środowiska*. Nr 1 s. 29–34.
- LIU A., GOONETILLEKE A., EGODAWATTA P. 2012. Taxonomy for rainfall events based on pollutant wash-off potential in urban area. *Ecological Engineering*. Nr 47 s. 110–114.
- MROWIEC M. 2009. Efektywne wymiarowanie i dynamiczna regulacja kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych [Effective dimensioning and dynamic control of sewer reservoirs]. Częstochowa. Wydaw. PCzest. ISBN 8371934246 ss. 166.
- MROWIEC M., SOBCZYK M. 2014. Ekologiczne zagospodarowanie wód opadowych – zielone dachy [Ecological management of rainwaters – green roofs]. *Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie*. T. 14. Z. 4 (48) s. 53–61.
- OSMÓLSKA-MRÓZ B., FIDALA-SZOPE M., KIERZENKOWSKA M. 1984. Obliczeniowe a rzeczywiste natężenia przepływów w kanalizacji deszczowej [Calculation and the actual current flow in stormwater drainage system]. *Ochrona Środowiska*. Nr 434/3–4(20–21) s. 29–32.
- P.P.U.H. Koncept-Plus. 2008. Dokumentacja projektowa. Przebudowa oczyszczalni wód deszczowych przy ul. Witosa w Kielcach. Projekt wykonawczy [Project documentation. Reconstruction of the stormwater treatment, Witosa Street Kielce. Detailed engineering]. Kielce. Maszynopis ss. 23.

- ROSSMANN L.A. 2004. Storm Water Management Model. User's manual. Version 5.0. EPA/600/R-05/040. Cincinnati. National Risk Management Research Laboratory Office of Research and Development. U.S. Environmental Protection Agency ss. 261.
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. (a) w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szkodliwych dla środowiska wodnego. Dz.U. 2014 poz. 1800.
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 grudnia 2014 r. (b) w sprawie katalogu odpadów. Dz.U. 2014 poz. 1923.
- SHARIF S., MASSOUDICH A., KAYHAMIAN M. 2011. Stochastic stormwater quality volume – sizing method with first flush emphasis. Water Environment Research. Nr 83(11) s. 2025–2035.
- WIDOMSKI M., MUSZ A., GAJUK D., ŁAGÓD G. 2012. Numerical modelling in quantitative and qualitative analysis of storm sewage system extension. Ecological Chemistry and Engineering A. Nr 19(4–5) s. 471–481.

*Jarosław GÓRSKI, Bartosz SZELAĞ, Łukasz BĄK*

## THE APPLICATION OF SWMM SOFTWARE FOR THE EVALUATION OF STORMWATER TREATMENT PLANT'S OPERATION

**Key words:** *hydrodynamic modelling, stormwater, SWMM software, total suspended solids*

### S u m m a r y

Due to the stochastic character of precipitation phenomena combined with an accumulation of pollutants in the catchment area and their wash-off, the prediction of stormwater quantity and quality, its sediments is very complex. It is especially important when designing the stormwater treatment plant's (STP) stages of technological lines, because there can be massive calculation errors at selection and functions of particular objects and equipment.

The preliminary evaluation, of stormwater treatment plant in Witosa St., Kielce shown in the above article, where stormwater runs off mainly from housing estates of single and multi-family houses, is the first stage of researches concerning preparation of the mathematical model of analysed part of a sewer system.

The numerical model STP was made by SWMM software and was based on the working plans of the object and field studies, whereas the hydrodynamic modelling with stormwater drainage system were made according to topographic and basics maps. 33 rainfall events were used to measure the amount of average rainfall intensity. They were registered between 2010 and 2011. During that time the rainfall duration and depth of precipitation changed as follows:  $t_d = 12\text{--}1244$  min and  $P = 1.8\text{--}44.6$  mm. The simulations done by STP shown that in case of average rainfall intensity below  $10 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$  the reduction of TSS ( $\eta$ ) in a catch basin would change into 0,78–0,98, for  $q = 10\text{--}75 \text{ dm}^3 \cdot (\text{ha} \cdot \text{s})^{-1}$ , the result was  $\eta = 0,69\text{--}0,88$ .

The calculations carried out at work are only approximate, because the model was not calibrated on the basis of the actual value of the stormwater flow, the rainfall amount and total suspended solids concentrations.

**Adres do korespondencji:** dr inż. Jarosław Górski, Politechnika Świętokrzyska, Katedra Geotechniki, Geomatyki i Gospodarki Odpadami, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce; tel. + 48 41 34-24-374, e-mail: jgorski@tu.kielce.pl