

Maciej MROWIEC

Politechnika Częstochowska, Wydział Inżynierii i Ochrony Środowiska
Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Brzeźnicka 60a, 42-200 Częstochowa

Wyznaczanie objętości zbiorników infiltracyjnych z zastosowaniem wzorów IDF

Prezentowano problematykę wymiarowania zbiorników infiltracyjnych, stosowanych do ograniczania objętości oraz natężeń szczytowych odpływu ścieków opadowych do sieci kanalizacyjnych. Wyróżnione zostały dwie kategorie zbiorników: opróżniane wyłącznie przez infiltrację oraz opróżniane częściowo do kanalizacji i częściowo przez infiltrację. Przedstawiono metodykę wymiarowania obydwu kategorii zbiorników przy wykorzystaniu zależności IDF opracowanej przez IMGW na podstawie 30-letnich obserwacji na 20 pluwiometrach. Opracowane zostały 4 nomogramy dla różnych wartości prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu c , umożliwiające wyznaczenie wymaganej objętości retencyjnej zbiornika w zależności od współczynnika filtracji k oraz stosunku powierzchni infiltracyjnej do powierzchni uszczelnionej. Praktyczne wykorzystanie proponowanej metody zostało wykazane na przykładzie obliczeń urządzeń infiltracyjnych dla rzeczywistej zlewni cząstkowej o całkowitej powierzchni 13 300 m², na którą składały się głównie dachy i parkingi. Na potrzeby weryfikacji uzyskanych wyników obliczeń wykonany został model hydrodynamiczny zlewni w programie SWMM5. Dla wybranych 12 opadów o największych natężeniach, które zostały zarejestrowane w Częstochowie w latach 2007-2008, przeprowadzono symulacje hydrodynamiczne z użyciem modelu fali dynamicznej. Symulacje były wykonywane dla stanu istniejącego oraz dla wariantu, w którym na rozpatrywanej zlewni zbudowanych byłoby 5 niewielkich zbiorników infiltracyjnych oraz jeden zbiornik retencyjny o łącznej objętości czynnej 150 m³. Analizując wpływ projektowanych zbiorników na odciążenie systemu kanalizacyjnego, wzięto pod uwagę trzy parametry: objętość ścieków podtapiających zlewnię, szczytowe natężenie przepływu ścieków na odcinku wylotowym oraz całkowitą objętość ścieków odprowadzoną do kanału w ulicy. Otrzymane wyniki pozwoliły stwierdzić, że przyjęty wariant umożliwia redukcję objętości podtopień o 89%, przy jednoczesnej redukcji objętości ścieków odprowadzanych do układu kanalizacyjnego o 47%. Założony poziom redukcji szczytowego natężenia przepływu do wartości 15 dm³/s nie został dotrzymany w 4 z 12 zdarzeń opadowych, jednak średnia wartość maksymalnych natężeń przepływu była o 67% niższa w przypadku zastosowania urządzeń retencyjnych.

Słowa kluczowe: zbiorniki retencyjne, kanalizacja deszczowa, infiltracja, opady deszczu

Wprowadzenie

Obecne kierunki rozwoju systemów odwodnienia faworyzują rozwiązanie techniczne, umożliwiające utrzymanie zamkniętego obiegu wody w obrębie danej zlewni, głównie poprzez odprowadzenie wód opadowych do gruntu. W ten sposób zmniejszane są nie tylko chwilowe wartości natężeń przepływu, ale także objętości spływu powierzchniowego odprowadzanego bezpośrednio do odbiorników oraz ładunek większości wskaźników zanieczyszczeń [1]. Szczególne zastosowanie mają tu zbiorniki otwarte, które dodatkowo opróżniają się poprzez parowanie,

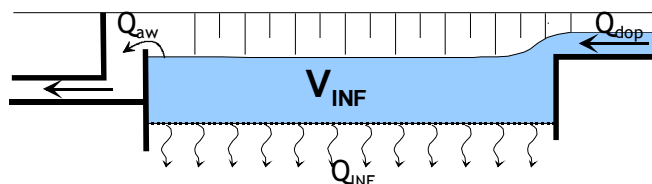
a ponadto mogą zwiększyć wartość estetyczną krajobrazu miejskiego. W praktyce wkomponowanie tego typu urządzeń na istniejącej zlewni zurbanizowanej jest związane z wieloma technicznymi i finansowymi ograniczeniami (np. wysokie ceny gruntów w miastach). Łatwiejszym sposobem jest wykonanie zbiorników podziemnych, nad którymi powierzchnia może być zagospodarowana, najczęściej jako parkingi samochodowe. Do wad podziemnego gromadzenia i infiltracji wód opadowych należy zaliczyć znikomy wpływ procesu parowania wody w bilansie wodnym oraz brak biologicznie aktywnej strefy wierzchniej, co ogranicza możliwości poprawy jakości odprowadzanych do gruntu wód [2]. Istniejące przykłady udanych wdrożeń tego typu systemów nadal traktowane są jako rozwiązania „alternatywne”, co wydaje się podejściem błędnym. Urządzenia infiltracyjne mogą być uznane za rozwiązania podstawowe, stosowane na większości zlewni, wówczas kanalizacja podziemna powinna przyjmować tylko tę objętość ścieków, która nie zdołała wsiąknąć do gruntu.

1. Wymiarowanie zbiorników z komorami infiltracyjnymi

Wymiarowanie zbiorników infiltracyjno-retencyjnych będzie zależało ściśle od tego, czy ich opróżnianie odbywa się:

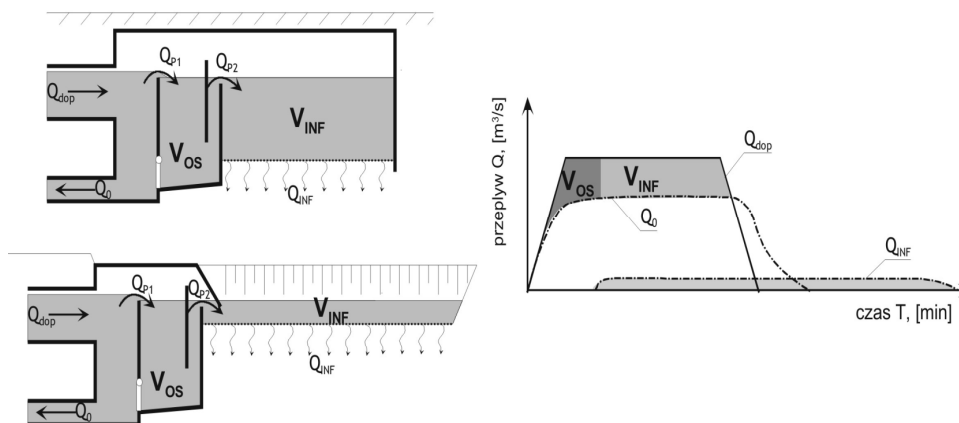
- wyłącznie przez infiltrację,
- przez infiltrację i otwór spustowy.

Pierwsza grupa rozwiązań będzie dotyczyć zagospodarowania wód opadowych z powierzchni, z których spływy nie wymagają podczyszczania przed wprowadzeniem do gruntu, np. z powierzchni dachowych budynków mieszkalnych. Zbiorniki tego typu są zwykle wyposażone w przelew awaryjny, przez który ścieki odprowadzone są do systemu kanalizacyjnego w czasie wyjątkowo intensywnych opadów (rys. 1).



Rys. 1. Schemat zbiornika opróżnianego przez infiltrację, wyposażonego w przelew awaryjny [3]

Druga grupa zbiorników jest stosowana przede wszystkim w przypadkach, gdy dopływające ścieki są oczyszczane do przyjętego granicznego natężenia przepływu (zwykle $15 \text{ dm}^3/\text{s ha}$), natomiast przy większych wartościach możliwy jest zrzut ścieków do komory infiltracyjnej i redukcja objętości ścieków odpływających do kanalizacji (rys. 2). Zbiorniki tego typu mogą być wyposażone w dodatkową komorę osadową o objętości V_{OS} , która zatrzymuje zawieszinę łatwo opadłą, ograniczając zanieczyszczenie komory infiltracyjnej [3].



Rys. 2. Przykłady wykonania zbiorników infiltracyjnych z odpływem do kanalizacji - wg koncepcji autora [3]

1.1. Wymiarowanie zbiorników opróżnianych wyłącznie przez infiltrację

Jeżeli zbiornik jest opróżniany wyłącznie przez infiltrację do gruntu, to równanie bilansu przepływów będzie miało postać [4]:

$$\frac{dh_z}{dt} = \frac{(Q_{dop(t)} - Q_{INF})}{F_{INF}}$$

gdzie:

dh_z - zmiana poziomu napętnienia zbiornika dla przyrostu czasu dt ,

$Q_{dop(t)}$ - dopływ ścieków do zbiornika,

Q_{INF} - natężenie infiltracji,

F_{INF} - pole powierzchni infiltracyjnej zbiornika.

W przypadku zbiorników naturalnych (otwartych) o przepuszczalnych skarpach pole powierzchni F_{INF} zmienia się wraz z napętnieniem. W takich przypadkach do obliczeń należy przyjąć powierzchnię przy połowicznym napętnieniu zbiornika [1]:

$$F_{INF} = \frac{F_{INFmax} + F_{INFmin}}{2}$$

gdzie:

F_{INFmax} - pole powierzchni infiltracyjnej przy napętnieniu maksymalnym,

F_{INFmin} - pole powierzchni infiltracyjnej przy napętnieniu minimalnym (powierzchnia dna zbiornika).

Natężenie infiltracji, zgodnie z wzorem Darcy'ego, można zapisać jako:

$$Q_{INF} = k \cdot F_{INF}$$

gdzie k - współczynnik filtracji gruntu.

W rzeczywistości natężenie infiltracji do suchego gruntu jest większe w początkowej fazie, malejąc stopniowo aż do momentu osiągnięcia stanu całkowitego nasycenia (wszystkie pory gruntu wypełnione wodą). W obliczeniach projektowych (m.in. niemieckich normach DWA) przyjmuje się wariant najbardziej niekorzystny, tzn. że w całym czasie trwania deszczu wartość współczynnika filtracji jest stała i równa wartości zmierzonej dla warunków całkowitego nasycenia [1, 5]. Dodatkowo do obliczeń przyjmowany jest tzw. współczynnik bezpieczeństwa, uwzględniający proces kolmatacji, który będzie zachodzić w strefie filtracyjnej, stąd [6]:

$$Q_{INF} = c_k \cdot k_n \cdot F_{INF}$$

gdzie:

k_n - współczynnik filtracji w strefie nasyconej gruntu, m/s,

c_k - współczynnik bezpieczeństwa, uwzględniający proces kolmatacji podłoża filtracyjnego - zwykle przyjmowany jako równy 0,5, ale w uzasadnionych przypadkach może to być 0,3.

W odniesieniu do powierzchni infiltracyjnej zbiornika istotne jest też ustalenie wzajemnych relacji pomiędzy powierzchnią odwadnianą F_{ZR} a infiltracyjną F_{INF} [7]:

- jeżeli urządzenia do infiltracji są umieszczone pod powierzchnią szczelną (np. pod powierzchnią parkingu), to powierzchnia całkowita $F_{TOT} = F_{ZR}$,
- jeżeli urządzenia do infiltracji są zlokalizowane obok odwadnianych powierzchni szczelnych, to powierzchnia całkowita $F_{TOT} = F_{ZR} + F_{INF}$.

Dla ustalonej wartości F_{TOT} i F_{INF} można obliczyć bezwymiarowy udział powierzchni infiltracyjnej [7]:

$$f_{INF} = \frac{F_{INF}}{F_{TOT}} \quad [-]$$

który jest podstawowym obok współczynnika filtracji k parametrem przy wymiarowaniu zbiorników infiltracyjnych.

Większość metod wymiarowania urządzeń infiltracyjnych (zbiorników, niecek, powierzchni wsiąkowych) opiera się na krzywych IDF (ang. *intensity-duration-frequency*), bazujących na statystycznie opracowanych danych o opadach dla kraju bądź regionu. W Polsce najpowszechniej stosowanym wzorem IDF jest wzór Błaszczyka, natomiast w ostatnim czasie coraz częściej stosowany jest wzór Bogdanowicz i Stachego, opracowany na podstawie ogólnopolskich (20 stacji) danych z lat 1960-1990 [8, 9]. Wzorem tym oblicza się wysokość opadu deszczu P o czasie trwania t_d i prawdopodobieństwie wystąpienia p :

$$P = 1,42 \cdot t_d^{0,33} + \alpha (-\ln p)^{0,548}, \text{ mm}$$

gdzie:

t_d - czas trwania deszczu, min,

p - prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu,

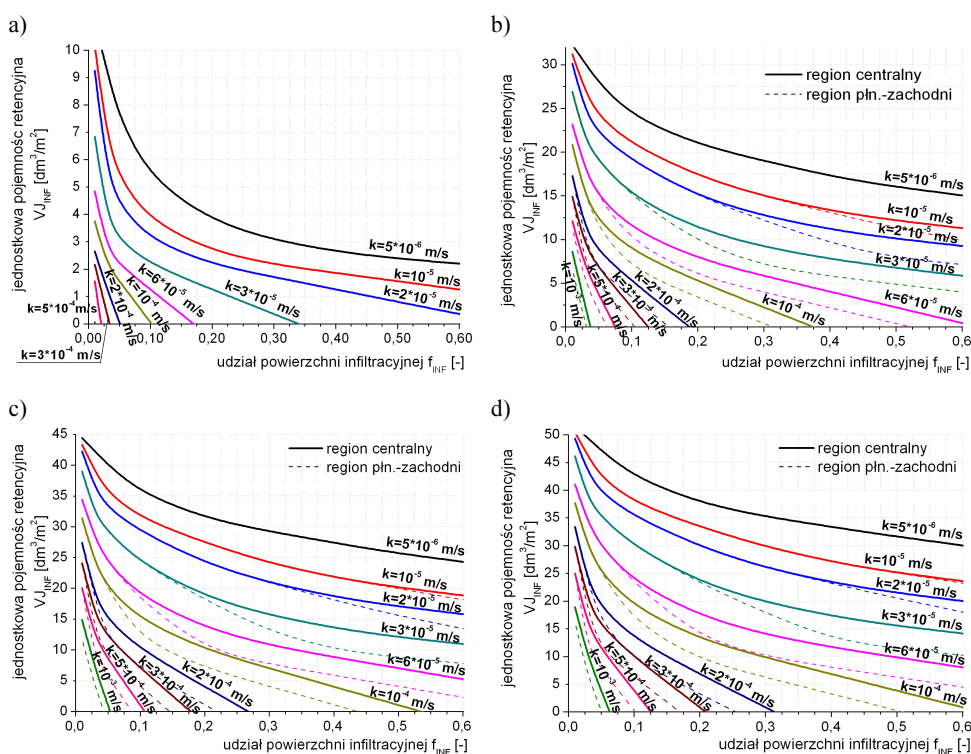
α - współczynnik geograficzny, zależny od położenia miejscowości (tab. 1).

Linia podziału regionalnego przebiega w przybliżeniu w osi miast: Poznań - Toruń - Olsztyn. Region centralny nie obejmuje natomiast obszaru Sudetów i Karpat (przede wszystkim miejscowości położonych na południe od Krakowa i Rzeszowa). Zarówno wzory, jak i podział na regiony zmienia się istotnie przy opadach dłuższych niż 12 h, jednak w przedmiotowych rozważaniach opady te nie były brane pod uwagę.

Tabela 1

Wartość współczynnika geograficznego α

Region	Wartość wsp. α	Czas trwania deszczu
region płn.-zach.	$\alpha = 3,92 \ln(T + 1) - 1,662$ $\alpha = 8,944 \ln(T) - 18,6$	10÷30 min 30÷60 min
region centralny	$\alpha = 4,693 \ln(T + 1) - 1,249$	10÷60 min
cały kraj	$\alpha = 4,693 \ln(T + 1) - 1,249$ $\alpha = 2,223 \ln(T) + 10,639$	1÷2 h 2÷12 h



Rys. 3. Nomogram do wymiarowania zbiorników infiltracyjnych w oparciu o krzywe IDF (według IMiGW): a) $c = 1$ rok, b) $c = 2$ lata, c) $c = 5$ lat, d) $c = 10$ lat

Analiza statystyczna danych pluwiograficznych dla miasta Wrocławia [9] wykazała, że wartości uzyskiwane dla $c = 1$ wg wzoru IMGW są zaniżone w stosunku do rzeczywistości występujących. Potwierdziły to zresztą obserwacje autora dla danych pluwiograficznych zarejestrowanych w Częstochowie. Dlatego też sugeruje się, by wyniki uzyskiwane dla $c = 1$ pomnożyć przez 2 w celu zniwelowania tego błędu.

Wynikiem obliczeń autora było opracowanie nomogramów (rys. 3) do wymiarowania zbiorników infiltracyjnych dla zmiennych wartości c oraz wartości współczynnika filtracji $k \in (10^{-3}; 5 \cdot 10^{-6})$ m/s. Ze względu na to, że zbiorniki infiltracyjne są stosowane dla małych zlewni, to jednostkowa objętość retencyjna na nomogramach została podana w dm^3 na m^2 odwadnianej powierzchni uszczelnionej. Dla większych układów bardziej wygodną w użyciu jednostką będzie m^3/ha .

1.2. Wymiarowanie przy odpływie przez infiltrację i odpływ do kanalizacji

W przypadku gdy zbiornik jest opróżniany zarówno przez infiltrację, jak i przez otwór spustowy (bądź inne urządzenie regulujące odpływ) do systemu kanalizacyjnego, wymaganą objętość retencyjną można wyznaczyć, korzystając z wcześniej opracowanych metod dla tradycyjnych (bez infiltracji) zbiorników retencyjnych. Można tu wymienić metodę Błaszczyka, który korzystał z własnego wzoru IDF, oraz nomogramy opracowane przez autora przy wykorzystaniu wzoru IDF wg IMGW [10]. Na potrzeby wymiarowania zbiorników infiltracyjnych konieczne jest zmodyfikowanie ogólnego równania bilansu przepływów do postaci:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{Q_{\text{dop}(t)} - Q_{0K} - Q_{\text{INF}}}{F_{\text{INF}}}$$

gdzie:

$Q_{\text{dop}(t)}$ - chwilowe natężenie dopływających ścieków, m^3/s ,

Q_{0K} - chwilowe natężenie odpływu przepływu ścieków do kanalizacji, m^3/s ,

Q_{INF} - chwilowe natężenie ścieków infiltrujących do gruntu, m^3/s ,

F_{INF} - powierzchnia infiltracyjna komory, m^2 .

W praktyce natężenie odpływu przez infiltrację Q_{INF} można uwzględnić:

- poprzez zwiększenie wartości współczynnika redukcji przepływu β ,
- poprzez zmniejszenie obliczonej objętości retencyjnej o objętość odprowadzoną do gruntu w czasie trwania opadu.

Wymienione metody wymiarowania zbiorników wg krzywych IDF każdorazowo wymagają zdefiniowania współczynnika redukcji przepływu rozumianego jako stosunek maksymalnego natężenia odpływu Q_0 do maksymalnego natężenia dopływu ścieków do zbiornika Q_{dopM} . Przy uwzględnieniu procesu infiltracji współczynnik redukcji przepływu będzie liczony jako:

$$\beta = \frac{Q_{OK} + Q_{INF}}{Q_{dopM}}$$

gdzie Q_{OK} - maksymalny odpływ do kanalizacji, m^3/s .

Po dodaniu Q_{INF} wartość współczynnika β będzie większa niż dla tradycyjnego zbiornika, co przełoży się na mniejszą obliczeniową objętość retencyjną. W drugim wariantcie oblicza się wartość współczynnika β w sposób standardowy (bez uwzględniania Q_{INF}), ale od uzyskanej objętości retencyjnej V_{ZB}' odejmuje się objętość, która będzie infiltrować do gruntu V_{inf} w czasie trwania opadu t_d :

$$V_{ZB} = V_{ZB}' - V_{inf} = V_{ZB}' - t_d \cdot k_n \cdot F_{INF}$$

gdzie k_n oraz F_{INF} jak wcześniej.

Wyniki uzyskiwane według obydwu schematów obliczeniowych różnią się od siebie nieznacznie ($2\div3\%$) i mogą być uznane za prawidłowe.

2. Przykład zastosowania proponowanych metod wymiarowania zbiorników infiltracyjno-retencyjnych

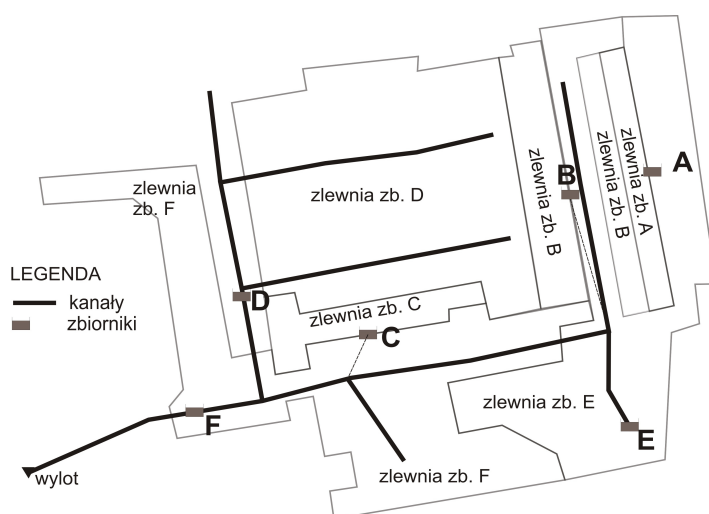
W celu przedstawienia praktycznego zastosowania metod wymiarowania zbiorników infiltracyjnych wykonano przykładowe obliczenia dla pojedynczej zlewni, dla której opracowano koncepcję modernizacji systemu odprowadzania ścieków poprzez dodatkowe wyposażenie go w niewielkie zbiorniki infiltracyjne. Wybrano w tym celu obiekt charakteryzujący się dużym stopniem uszczelnienia zlewni, ale z dostępnymi miejscami do realizacji zbiorników infiltracyjnych w różnych konfiguracjach. Budynek Instytutu Inżynierii Środowiska jest zlokalizowany w centralno-północnej części Częstochowy. W stanie istniejącym ścieki opadowe z całego kompleksu budynków i parkingów odprowadzane są tradycyjnym, podziemnym układem kanalizacji deszczowej do ulicznego kanału w ul. Brzeźnickiej (średnica 500 mm). Symulacje wykonane dla stanu istniejącego wskazują, że nawet przy natężeniach opadu obliczonych wg wzoru Błaszczyka dla $c = 1$ większość odcinków działa w warunkach ciśnieniowych, jednak dzięki dużemu zagłębieniu przewodów ($3\div4$ m) nie następują znaczące podtopienia obiektów.

Przeanalizowano możliwość modernizacji istniejącego układu przy założeniu:

- wykorzystania zbiorników infiltracyjnych dla odprowadzenia ścieków z powierzchni dachowych,
- zastosowania układu podczyszczającego (separator substancji ropopochodnych i osadnik dla redukcji zawiesiny), współdziałającego ze zbiornikiem infiltracyjnym dla ścieków z powierzchni parkingów i chodników; przyjęto, że odpływ do natężenia $15 \text{ dm}^3/\text{sha}$ jest kierowany na urządzenia podczyszczające, natomiast powyżej tej wartości jest kierowany do podziemnego zbiornika infiltracyjnego,

- zastosowania zbiornika retencyjnego (bez infiltracji) w najniższym położonym punkcie odwadnianego obszaru, gdzie istnieje największe prawdopodobieństwo występowania podtopień.

Uwzględniając układ wysokościowy istniejących kanałów, dostępność i zagospodarowanie poszczególnych powierzchni (dachy, parkingi, tereny zielone) na przedmiotowym terenie przewidziano realizację 5 niewielkich zbiorników infiltracyjnych oraz jednego zbiornika retencyjnego o łącznej objętości czynnej 150 m^3 . Na podstawie pomiarów punktowych określono współczynnik filtracji w warunkach nasyconych, który wynosił $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$, jednak na potrzeby wymiarowania został on zredukowany do $3 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (zapas związany z procesami kolmatacji).



Rys. 4. Koncepcja rozmieszczenia zbiorników infiltracyjnych (A-D, F) oraz retencyjnego (E) na obszarze modelowanej zlewni

Lokalizację poszczególnych zbiorników oznaczonych literami od A do F przedstawiono na rysunku 4, natomiast ich charakterystyka oraz parametry obliczeniowe zostały zawarte w tabeli 2. W przypadku zbiorników A, B, C oraz F ostatecznie ustalone wymiary zapewniały uzyskanie obliczeniowej objętości retencyjnej, największa różnica wystąpiła dla zbiornika B i wyniosła 5 m^3 . Znaczący problem wystąpił przy wymiarowaniu zbiornika D, gdyż kanały odprowadzające wody opadowe z dachu budynku są wyprowadzone z budynku na głębokości 3,7 m. Dlatego też zdecydowano się na przyjęcie wariantu wykonania zbiornika w postaci komory chłonnej o przekroju $4 \times 5 \text{ m}$, w którym wsiąkanie odbywa się zarówno przez dno, jak i ściany zbiornika. Ponieważ uzyskana objętość była zdecydowanie mniejsza od obliczeniowej, to na wysokości 1,65 m zlokalizowano przelew, przez który nadmiar ścieków odprowadzany może być do istniejącego systemu kanalizacyjnego. Wysokość położenia krawędzi przelewowej wynikała z zabezpieczenia budynku przed nadmiernym piętrzeniem ścieków i zalewaniem budynku.

W przypadku zbiornika E obliczeniowa objętość wyniosła zaledwie $6,4 \text{ m}^3$, jednak ze względu na to, że zbiornik ten jest zlokalizowany w najniższym punkcie zlewni, to maksymalny odpływ ($Q_0 = 10 \text{ dm}^3/\text{s}$) byłby w praktyce często ograniczony przez spiętrzenie ścieków w układzie kanalizacyjnym. W efekcie w okresie intensywnych opadów natężenie odpływu jest mniejsze niż teoretyczne, a wymagana objętość zdecydowanie większa niż wynikająca z obliczeń. Na podstawie wyników symulacji uzyskanych dla stanu istniejącego oraz po uwzględnieniu dostępności terenu przyjęto zbiornik o objętości 40 m^3 .

Wymiarując zbiornik F, uwzględniono wpływ infiltracji na zmniejszenie wymaganej objętości retencyjnej, jednak okazało się, że w tym konkretnym przypadku wpływ ten jest niewielki: dla wariantu bez infiltracji $VJ = 91,3 \text{ m}^3/\text{ha}$, a z infiltracją $VJ = 89,4 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Tabela 2

Charakterystyka zbiorników retencyjnych oraz ich parametry obliczeniowe

	Charakterystyka zbiornika	Parametry obliczeniowe
Zbiornik A	typ: otwarty, infiltracyjny maks. napelnienie: 0,3 m powierzchnia infiltracyjna: 28 m^2 powierzchnia odwadniana: 500 m^2	objętość jednostkowa: $VJ = 18,3 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ objętość całkowita: $V_{ZB} = 9,1 \text{ m}^3$
Zbiornik B	typ: otwarty, infiltracyjny maks. napelnienie: 0,3 m powierzchnia infiltracyjna: 60 m^2 powierzchnia odwadniana: 1300 m^2	objętość jednostkowa: $VJ = 19,4 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ objętość całkowita: $V_{ZB} = 25,2 \text{ m}^3$
Zbiornik C	typ: otwarty, infiltracyjny maks. napelnienie: 0,3 m powierzchnia infiltracyjna: 22 m^2 powierzchnia odwadniana: 400 m^2	objętość jednostkowa: $VJ = 18,4 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ objętość całkowita: $V_{ZB} = 7,4 \text{ m}^3$
Zbiornik D	typ: podziemny, infiltracyjny maks. napelnienie: 1,65 m powierzchnia infiltracyjna: 20 m^2 (dno) + 18 m^2 na każdy metr napelnienia powierzchnia odwadniana: 4100 m^2	objętość jednostkowa: $VJ = 26,8 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ objętość całkowita: $V_{ZB} = 110,0 \text{ m}^3$
Zbiornik E	typ: otwarty, retencyjny maks. napelnienie: 0,5 m powierzchnia dna: 80 m^2 powierzchnia odwadniana 1420 m^2 $Q_{0\max} = 10 \text{ dm}^3/\text{s}$	wsp. redukcji: $\beta = 0,380$ objętość jednostkowa: $VJ = 45,3 \text{ m}^3/\text{ha}$ objętość całkowita: $V_{ZB} = 6,4 \text{ m}^3$
Zbiornik F	typ: podziemny, infiltracyjny maks. napelnienie: 0,95 m powierzchnia dna: 37 m^2 powierzchnia odwadniana: 3840 m^2 (+ odpływ ze zbiornika E) odpływ zredukowany: $Q_{0\max} = 15 \text{ dm}^3/\text{s}$	wsp. redukcji: $\beta = 0,183$, objętość jednostkowa: $VJ = 89,4 \text{ m}^3/\text{ha}$ objętość całkowita: $V_{ZB} = 34,3 \text{ m}^3$

Prowadząc obliczenia projektowe z wykorzystaniem wzorów IDF, należy pamiętać, że są one jedynie statystycznie opracowanym obrazem rzeczywistych

opadów, które charakteryzują się bardzo dużą zmiennością czasową. W zależności od zastosowanych instrumentów statystycznych można na podstawie tego samego zbioru danych pluwiograficznych uzyskać zróżnicowane krzywe IDF. Z tego względu istotne jest, by niezawodność urządzeń retencyjnych była oceniona także przy uwzględnieniu rzeczywistych hietografów. Z dostępnych danych pluwiograficznych zarejestrowanych w Częstochowie w latach 2007-2008 (5 pluwiografów zlokalizowanych w centrum miasta) wyselekcjonowano 12 opadów o maksymalnych natężeniach chwilowych - ich podstawowe parametry przedstawiono w tabeli 3. Odnosząc zarejestrowane maksymalne wartości natężeń 5-minutowych do wyników obliczeń wg wzoru IMGW dla $c = 2$ lata ($h_{5min} = 8,3$ mm), można stwierdzić, że dla jednego opadu następuje wyraźne przekroczenie tej wartości (w dn. 2.08.2008), natomiast w dn. 8.08.2008 zarejestrowano dokładnie wartość obliczeniową.

Tabela 3

Podstawowe parametry opadów przyjętych do symulacji

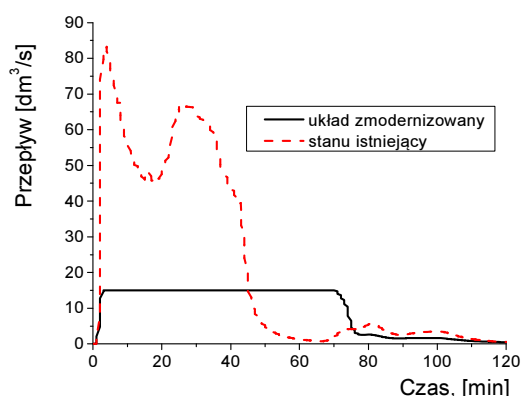
Data opadu	Czas trwania	Całkowita wysokość opadu	Maksymalna wysokość opadu (5 min)
	min	mm	mm
26.05.2007	60	26,6	4,7
21.06.2007	235	44,8	7,0
14.07.2007	70	10,7	3,9
27.07.2007	40	12,9	7,2
18.09.2007	25	16,6	6,3
13.07.2008	50	14,0	5,5
02.08.2008	55	27,2	10,2
04.08.2008	20	9,7	7,3
08.08.2008	95	16,6	8,3
15.08.2008a	110	37,6	6,5
15.08.2008b	120	12,7	4,5
16.08.2008	85	19,9	5,3

Wyniki symulacji wykonanych dla wybranych 12 zdarzeń opadowych o dużej intensywności wykazały, że zastosowanie urządzeń retencyjnych umożliwia znaczące ograniczenie hydraulicznego obciążenia modelowanego systemu kanalizacyjnego oraz redukcję odpływu ścieków do ulicznego systemu kanalizacyjnego. Analizując wpływ projektowanych zbiorników na obciążenie systemu kanalizacyjnego, wzięto pod uwagę trzy parametry (tab. 4): objętość ścieków podtapiających zlewnię V_{pd} , szczytowe natężenie przepływu ścieków na odcinku wylotowym Q_{max} oraz całkowitą objętość ścieków odprowadzoną do kanału w ulicy V_{KAN} .

Tabela 4

Zestawienie wyników symulacji hydrodynamicznych dla stanu istniejącego oraz wariantu ze zbiornikami retencyjnymi

Data opadu	Istniejący układ kanalizacji			Zmodernizowany układ kanalizacji		
	V_{KAN}	Q_{max}	V_{pd}	V_{KAN}	Q_{max}	V_{pd}
	m^3	dm^3/s	m^3	m^3	dm^3/s	m^3
26.05.2007	269,2	80,7	90	139,7	30,6	2
21.06.2007	465,0	82,4	100	298,5	78,6	29
14.07.2007	97,6	64,3	0	40,3	15,0	0
27.07.2007	118,6	83,0	36	51,0	15,0	0
18.09.2007	156,6	82,2	66	62,5	15,0	3
13.07.2008	133,9	80,7	34	58,2	15,0	0
02.08.2008	232,3	85,3	160	161,1	45,8	26
04.08.2008	86,4	82,5	31	36,2	15,0	0
08.08.2008	158,9	83,3	33	70,2	15,0	0
15.08.2008a	393,5	81,3	97	240,4	39,9	16
15.08.2008b	122,1	77,8	10	50,8	15,0	0
16.08.2008	200,6	72,5	7	93,5	15,0	0
Suma	2434,7	—	664	1302,4	—	76



Rys. 5. Hydrogramy odpływu z modelowanej zlewni w czasie trwania opadu z dn. 8.08.2008 r. dla stanu istniejącego oraz dla układu wyposażonego w zbiorniki retencyjne

Podstawowym kryterium oceny skuteczności działania systemu kanalizacyjnego jest ograniczenie zjawiska podtopień na powierzchni zlewni. Otrzymane wyniki pozwoliły stwierdzić, że przyjęty wariant umożliwia redukcję objętości podtopień o 89%. Dla większości zdarzeń zjawiska podtopień zostały wyeliminowane zupełnie, natomiast dla opadów z dn. 21.06.2007 r. oraz 2.08.2008 r. o parametrach prze-

kraczących założenia projektowe objętość V_{pd} została zredukowana o 70÷80%. Jednocześnie nastąpiła redukcja objętości ścieków odprowadzanych do układu kanalizacyjnego: od 30÷35% dla opadów o największych natężeniach (z dn. 21.06.2007 r. oraz 2.08.2008 r.) do 50÷60% dla pozostałych opadów. Uśredniona redukcja objętości V_{KAN} dla wszystkich zdarzeń wyniosła 47%.

Przyjęty poziom redukcji szczytowego natężenia przepływu do wartości 15 dm³/s nie został dotrzymany w 4 z 12 zdarzeń opadowych, jednak średnia wartość maksymalnych natężeń przepływu była o 67% niższa (26,2 wobec 79,7 dm³/s) w przypadku zastosowania urządzeń retencyjnych. Przykład wyrównania natężenia przepływu dla opadu z dn. 8.08.2008 r. przedstawiono na rysunku 5.

W praktyce wyrównanie natężenia przepływu przed procesami oczyszczania ścieków opadowych oznacza zmniejszenie obciążenia hydraulicznego urządzeń oczyszczających, a w efekcie zwiększenie skuteczności usuwania zawiesiny ogólnej, z którą skorelowane są inne wskaźniki zanieczyszczeń ścieków deszczowych (m.in. BZT₅, ChZT, metale ciężkie).

Podsumowanie

W artykule przedstawiono metodę wymiarowania zbiorników infiltracyjnych działających w dwóch wariantach: opróżnianych wyłącznie przez infiltrację oraz opróżnianych przez infiltrację i odpływ do kanalizacji. Metoda oparta została na wzorze IMGW (Bogdanowicz i Stachy), który należy uznać za bardziej wiarygodny niż powszechnie stosowany wzór Błaszczyka. Opracowane nomogramy umożliwiają wyznaczenie wymaganej pojemności retencyjnej w oparciu o dwa parametry: współczynnik filtracji k oraz względny udział powierzchni infiltracyjnej przy zadanym poziomie niezawodności działania zbiornika (częstotliwość występowania deszczu c). Przedstawiony w artykule przykładowy projekt modernizacji istniejącego systemu odwadniania zlewni, polegający na budowie kilku niewielkich zbiorników infiltracyjnych, wykazał ich znaczący wpływ na działanie kanalizacji deszczowej. Wyniki symulacji wykonanych przy użyciu programu SWMM5 wykazały, że zbiorniki infiltracyjne umożliwiły: redukcję objętości podtopień o blisko 90%, redukcję objętości odprowadzanych do kanalizacji ścieków o 47% oraz zmniejszenie szczytowych wartości przepływów średnio o 67%. Wartości te uzyskano dla zlewni o wysokim stopniu uszczelnienia, niewielkiej dostępności terenu pod urządzenia infiltracyjne, przeciętnych warunkach hydrogeologicznych ($k = 3 \cdot 10^{-5}$ m/s).

Literatura

- [1] Geiger W., Dreiseitl H., Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych, Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1999.
- [2] Edel R., Odwodnienie dróg, WKŁ, Warszawa 2006.

- [3] Mrowiec M., Zbiorniki infiltracyjno-retencyjne w systemach kanalizacyjnych - zakres zastosowania, wymiarowanie i eksploatacja, I Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO, Paczółtowiec 2008, 151-164.
- [4] Browne D., Deletic A., Mudd G., Fletcher T.D., A new model for stormwater infiltration systems, 6th Int. Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management, Lyon 2007, 623-630.
- [5] Burszta-Adamiak E., Łomotowski J., Badania kolmatacji gruntu w urządzeniach do infiltracji wód opadowych, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, Łódź 2007, vol. 46, 75-84.
- [6] Mermillod-Blondin F., Nogaro G., Gibert J., Clogging of infiltration basins by stormwater sediments: influence of invertebrate bioturbation, 6th Int. Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management, Lyon 2007, 599-606.
- [7] Mrowiec M., Wymiarowanie urządzeń do infiltracji wód deszczowych w oparciu o krzywe natężenia opadów, VII Konferencja Naukowo-Techniczna Nowe technologie w instalacjach i sieciach wodociągowych i kanalizacyjnych, Szczyrk 2008, 283-296.
- [8] Bogdanowicz E., Stachy J., Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe, Materiały badawcze, Seria: Hydrologia i Oceanologia nr 23, IMiGW, Warszawa 1998.
- [9] Licznar P., Łomotowski J., Rojek M., Pomiary i przetwarzanie danych opadowych dla potrzeb projektowania i eksploatacji systemów odwodnieniowych, Futura, Poznań 2006.
- [10] Mrowiec M., Efektywne wymiarowanie i dynamiczna regulacja kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych, Seria Monografie Nr 171, Wyd. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2009.

Estimation of Required Storage Volume for Retention Reservoirs using IDF Relationships

The paper presents the problems of sizing of retention tanks, used to limit volume and peak flow-rates of storm waters discharged to urban drainage systems. Two main categories of retention tanks have been distinguished: a) released through infiltration only and b) released through the infiltration and flow regulator. Original sizing method for both categories of the tank has been presented based on IDF relationship carried out by Institute of Meteorology and Water Management. The given IDF equation was developed on the basis of 30-years data collection period on 20 rain gages located in Poland. The IDF equation and mass balance equation makes possible to work out 4 nomographs for different return period (1, 2, 5 and 10 years) that allows to determine required storage volume depending on two factors: infiltration coefficient and relationship between infiltration surface and impervious surface. Practical application of the proposed method was showed for the real catchment located in Częstochowa. The total area of 13 300 m² consists mainly roofs and parkings. For the verification purposes a hydrodynamic model has been developed using SWMM5 software with chosen "dynamic wave" routing that solves the complete one-dimensional Saint-Venant flow equations. 12 rainfall events recorded in Częstochowa in the years 2007-2008 were applied for simulations. The rainfalls characterized by extreme values of intensity during 5-minutes time steps. In order to compare the influence of infiltration reservoirs on the drainage system performance, simulations have been done for existing conditions and for the concept of modernization that consists: 4 retention reservoirs released through infiltration only (3 open and 1 underground), one underground tank released through infiltration and orifice and one open reservoir released through orifice only. The total storage volume of all the designed facilities was equal to 150 m³. Analysing the efficiency of the drainage system for existing and modernized drainage systems three parameters were taken into consideration: flooding volume (m³), stormwaters volume discharged to urban drainage system and reduction of maximum peak flow-rates at outfall node. Obtained results showed that the designed retention devices makes possible to reduce the flooding volumes by 89% - for two the most intensive rainfalls it was 60÷70%. Simultaneously stormwaters volume discharged to urban drainage system was reduced to 47%

in total, but for particular events that reduction was in the range of 30÷60%. Assumed level of peak flow-rate equal to 15 dm³/s was exceeded in 4 of 12 events but a mean value of peak flow-rates for all the events was smaller by 67% when the retention facilities were applied. Simulations results showed rather a good accuracy of proposed sizing methods for infiltration reservoirs although the real rainfall events cause overflowing of the reservoirs more frequently than statistically expected basing on IDF relationship.

Keywords: retention reservoirs, drainage systems, infiltration, rainfalls