

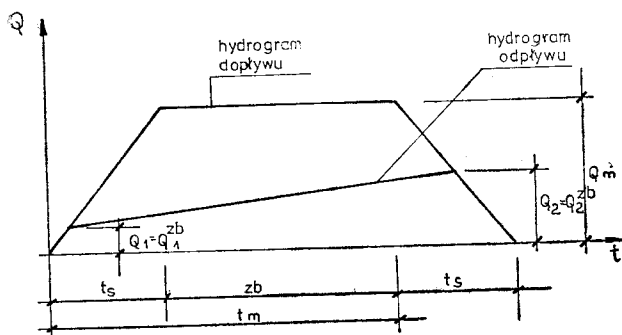
dr inż. Witold Niedzielski
dr inż. Marek Sowiński

Instytut Inżynierii Środowiska
Politechniki Poznańskiej

OBLICZANIE KANALIZACYJNYCH ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH

Zbiorniki retencyjne na sieciach kanalizacyjnych są stosowane od kilkudziesięciu lat. Znanymi jest wiele metod projektowania zbiorników retencyjnych [1, 2, 5]. Istnieją także różne klasyfikacje tych obiektów [5, 6]. W ostatnich latach zaczęto wykorzystywać zbiorniki retencyjne jako urządzenia do ograniczania stężenia zanieczyszczeń w ściekach deszczowych. Znane są metody obliczania objętości zbiorników retencyjnych dla zatrzymania pierwszego ładunku zanieczyszczeń [4, 5]. Badania nad hydrogramami i polutogramami ścieków deszczowych oraz rozwój ETO otwierają drogę do budowy modeli matematycznych obliczania zbiorników retencyjnych w warunkach nieustalonych. Jednak w wielu przypadkach, z uwagi na brak możliwości uzyskania potrzebnych danych, będą stosowane dotychczasowe metody obliczania zbiorników retencyjnych.

Podstawowe zadanie projektowania zbiorników retencyjnych polega na określeniu ich objętości. Objętość zbiorników retencyjnych, w odróżnieniu od przewodów sieci, które wymiaruje się na deszcz dający maksymalny przepływ sekundowy, należy obliczać na deszcz dający maksymalną objętość ścieków w czasie. Warunek ten spełnia metoda Aftanasa — Błaszczyka [2, 3]. Schemat ideowy metody Aftanasa — Błaszczyka przedstawia rys. 1.



Rys. 1 Metoda obliczania zbiornika przepływowego na sieci deszczowej systemu rozdzielczego

Ogólna postać równania na objętość zbiornika retencyjnego wg tej metody jest następująca:

$$V = Q_d t_d f(\beta, \delta) \quad (1)$$

gdzie:

V — objętość zbiornika retencyjnego [m^3]
 t_d — miarodajny czas trwania deszczu, równy czasowi przepływu od najdalszego punktu zlewni do zbiornika [s]

Q_d — maksymalne natężenie dopływu ścieków do zbiornika, obliczone metodą granicznych natężeń dla miarodajnego natężenia deszczu o czasie trwania t_d , [m^3/s]

$f(\beta, \delta)$ — funkcja opisana wzorem (2)

$$f(\beta, \delta) = -\beta \frac{\delta+1}{2} - \frac{1}{\gamma} + \beta^2 \delta \frac{1}{\gamma^2} - \beta \frac{\delta+1}{2} \frac{1}{\gamma^3} \quad (2)$$

gdzie:

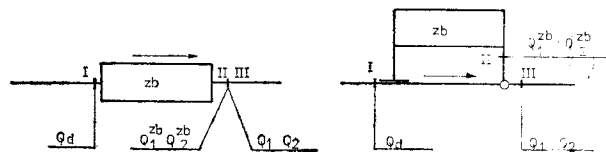
$$\beta = \frac{Q_2}{Q_d}; \quad \delta = \frac{Q_1}{Q_2};$$

$$\gamma = \sqrt{\beta^4 \delta^2 + 3\beta \frac{\delta+1}{2} - \beta^2 \delta}$$

oraz

Q_d — jak we wzorze (1)

Q_1 — maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych (w przekroju III — rys. 2) poniżej zbiornika odpowiadające największemu wypełnieniu zbiornika [m^3/s].



Rys. 2 Schematy obliczeniowe zbiorników retencyjnych

Budowa funkcji $f(\beta, \delta)$ jest złożona, lecz obecnie, gdy kalkulatory wielodziałaniowe są ogólnie dostępne, obliczenie jej wartości nie stwarza trudności.

Metoda Aftanasa — Błaszczyka, jak i większość metod, dotyczy obliczania objętości zbiorników przepływowych na sieci kanalizacji deszczowej. Tymczasem w praktyce zbiorniki retencyjne stosowane są także na sieciach ogólnospławnych. Poza tym mogą być budowane jako przepływowe lub boczne. W wyniku szczegółowej analizy okazało się, że metodę Aftanasa — Błaszczyka można zaadaptować do obliczeń zbiorników retencyjnych przepływowych na sieci ogólnospławnej z rozszerzeniem na zbiorniki boczne (na obu sieciach).

Wyznaczanie odpływu ze zbiorników retencyjnych

Natężenie całkowitego odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego w przekroju II (rys. 2) opisane jest różnymi zależnościami dla zbiorników przepływowych i bocznych, jak również dla zbiorników zlokalizowanych na sieci deszczowej i ogólnospławnej. Natężenie to jest m. in. funkcją natężenia przepływu ścieków deszczowych w przekroju III (rys. 2) poniżej zbiornika. Znane wartości natężenia przepływu ścieków deszczowych poniżej zbiornika (Q_1 i Q_2) pozwalają na obliczenie wartości funkcji $f(\beta, \delta)$, natomiast natężenia odpływu ze zbiornika (Q_1^{zb} i Q_2^{zb}) rzutują na wypełnienie w zbiorniku oraz na wymiary przewodu odpływowego.

Poniżej przedstawiono zależności pomiędzy natężeniami przepływu ścieków deszczowych poniżej zbiornika a natężeniami odpływu ze zbiornika dla czterech wariantów usytuowania zbiorników retencyjnych.

A. Zbiornik przepływowy na sieci kanalizacji deszczowej

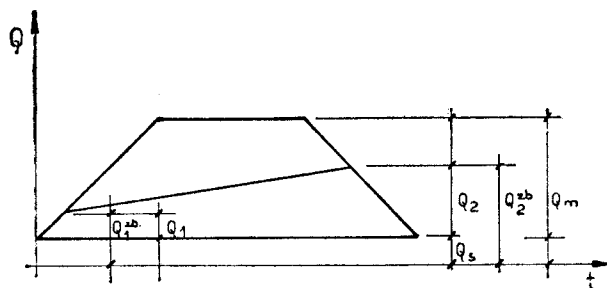
Hydrogramy dopływu i odpływu ścieków dla tego wariantu przedstawia rys. 1. W tym przypadku odpływy ścieków ze zbiornika (Q_1^{zb} i Q_2^{zb}) są równe przepływowi ścieków deszczowych poniżej zbiornika (Q_1 i Q_2). Zatem można napisać:

$$Q_1^{zb} = Q_1 \quad (3)$$

$$Q_2^{zb} = Q_2 \quad (4)$$

B. Zbiornik przepływowy na sieci kanalizacji ogólnospławnej

W tym przypadku hydrogram dopływu ścieków deszczowych nakłada się na przepływ ścieków komunalnych Q_s (rys. 3).



Rys. 3 Metoda obliczania zbiornika przepływowego na sieci systemu ogólnospławnego

W związku z tym natężenia odpływu ścieków ze zbiornika są równe sumie natężeń przepływu ścieków deszczowych poniżej zbiornika i przepływu ścieków komunalnych:

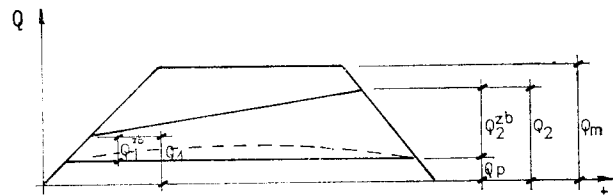
$$Q_1^{zb} = Q_1 + Q_s \quad (5)$$

$$Q_2^{zb} = Q_2 + Q_s \quad (6)$$

C. Zbiornik boczny na sieci kanalizacji deszczowej

Dopływ ścieków do zbiornika bocznego odbywa się przez przelew. Stąd hydrogram do-

pływu do tego zbiornika otrzymuje się przez obcięcie od dołu hydrogramu ścieków deszczowych na wysokości przepływu Q_p rozpoczynającego pracę przelewu (rys. 4).



Rys. 4 Metoda obliczania zbiornika bocznego na sieci deszczowej systemu rozdzielczego

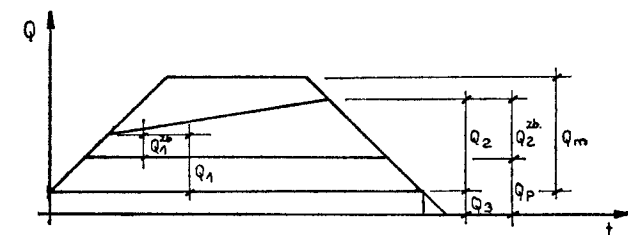
Dopływ do zbiornika jest funkcją odpływu przewodem poniżej przelewu. Odpływ ten nie jest stały w czasie, lecz zmienia się wraz ze zmianą natężenia dopływu ścieków do przelewu, wobec tego na wykresie hydrogramu odpływ obrazuje nie linia równoległa do osi odciętych, lecz linia zaznaczona jako przerywana na rys. 4. Uwzględnienie zmienności odpływu kolektorem poniżej przelewu wymagałoby więc zastąpienia hydrogramu trapezowego hydrogramem bardziej złożonym, a to nie jest możliwe przy zastosowaniu metody Aftanasa — Błaszczyka. Przyjmując stałą wartość Q_p , natężenie odpływu ścieków ze zbiornika oblicza się jako różnicę natężeń przepływu ścieków deszczowych poniżej zbiornika i przepływu rozpoczynającego pracę przelewu Q_p :

$$Q_1^{zb} = Q_1 - Q_p \quad (7)$$

$$Q_2^{zb} = Q_2 - Q_p \quad (8)$$

D. Zbiornik boczny na sieci kanalizacji ogólnospławnej

Hydrogram dopływu do zbiornika tego rodzaju powstaje przez nałożenie hydrogramu ścieków deszczowych na dopływ ścieków komunalnych i obcięcie sumarycznego hydrogramu od dołu na wysokości Q_p (rys. 5).



Rys. 5 Metoda obliczania zbiornika bocznego na sieci systemu ogólnospławnego

Charakterystyczne natężenie odpływu ścieków ze zbiornika należy obliczyć jako sumę natężeń przepływu ścieków deszczowych i komunalnych w przewodzie poniżej zbiornika, zmniejszoną o natężenie przepływu rozpoczynające pracę przelewu Q_p :

$$Q_1^{zb} = Q_1 + Q_s - Q_p \quad (9)$$

$$Q_2^{zb} = Q_2 + Q_s - Q_p \quad (10)$$

Algorytm obliczania objętości zbiorników retencyjnych

Przedstawione zależności (3—10) dają możliwość wyznaczenia parametrów Q_1 i Q_2 , występujących w funkcji $f(\beta, \delta)$, co pozwala na opracowanie jednego wspólnego algorytmu obliczania objętości zbiorników retencyjnych dla wszystkich omówionych przypadków. Występujące ograniczenia, zależne od wariantu usytuowania zbiornika, należy uwzględnić w algorytmie poprzez wprowadzenie (zw. procedur warunkowych).

Przed przystąpieniem do obliczania objętości zbiorników retencyjnych należy przygotować następujące dane:

- określić miarodajny czas trwania deszczu równy czasowi dopływu ścieków deszczowych do zbiornika (t_d),
- obliczyć natężenie przepływu ścieków deszczowych w przekroju I (rys. 2) powyżej zbiornika (Q_d)
- określić maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych w przekroju III (rys. 2) poniżej zbiornika (Q_2), uzasadniające ekonomicznie cel budowy zbiornika,
- ustalić maksymalną rzędną zwierciadła ścieków, do której można piętrzyć ścieki w zbiorniku
- przyjąć długość odcinka przewodu odpływowego ze zbiornika (L)
- dla zbiorników bocznych określić natężenie przepływu ścieków rozpoczynające pracę przelewu (Q_p)
- w przypadku sieci ogólnospławnej obliczyć natężenie dopływu ścieków komunalnych do zbiornika (Q_s).

Poza w/w parametrami konieczne jest przyjęcie współczynnika charakteryzującego straty na odpływie ze zbiornika retencyjnego. Przewód odpływowy w czasie pracy zbiornika działa jak przystawka [7]. Natężenie przepływu w przystawce opisuje wzór:

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2 g H} \quad (11)$$

gdzie:

- Q — natężenie wypływu przez przystawkę (przewód odpływowy) [m^3/s]
- H — wysokość napełnienia zbiornika mierzona od poziomu zwierciadła do środka geometrycznego przekroju poprzecznego przystawki [m]
- g — przyspieszenie ziemskie [m/s^2]
- D — średnica przystawki [m]
- μ — współczynnik wypływu zależny od stosunku L/D , gdzie L jest długością przystawki [m].

Wartości współczynników wypływu dla otworu ostrokrawędziowego wg doświadczeń Weisbacha [7] przedstawia tabela:

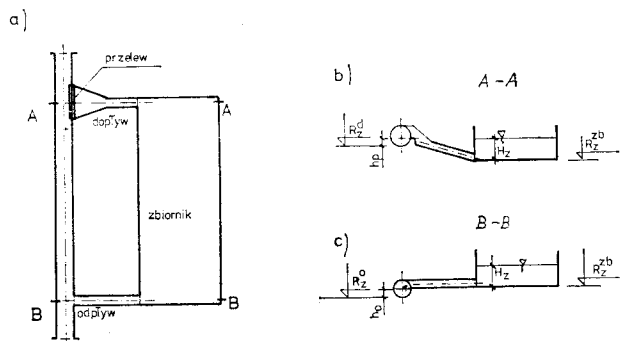
$\frac{L}{D}$	1	2—3	12	24	36	48	60
μ	0,62	0,82	0,77	0,73	0,68	0,63	0,60

Wartość współczynnika μ można dokładnie określić dopiero po przyjęciu średnicy przewodu odpływowego dla założonej długości tego przewodu. W przypadku gdy stosunek L/D jest większy od 50, można przyjąć stałą wartość współczynnika μ .

W trakcie obliczeń objętości zbiornika retencyjnego należy pamiętać o ograniczeniach, wynikających z uwarunkowań eksploatacyjnych. Ograniczenia stanowią:

- minimalna dopuszczalna średnica przewodu odpływowego ze zbiornika (D_{min})
- w przypadku sieci kanalizacyjnej ogólnospławnej, średnica przewodu odpływowego ze zbiornika przepływowego, która musi gwarantować tranzyt ścieków komunalnych
- maksymalna wysokość wypełnienia zbiornika mierzona od osi przewodu odpływowego do maksymalnej rzędnej zwierciadła ścieków w zbiorniku (H_{max}).

W zbiornikach bocznych maksymalna wysokość wypełnienia zależy od wysokościowego usytuowania krawędzi przelewowej oraz przewodów względem dna zbiornika (rys. 6).



Rys. 6 Schemat obliczeniowy dopływu i odpływu dla zbiornika bocznego

Przy założeniu niezatopionego przelewu (rys 6b) i niezatopionego odpływu do zbiornika (rys. 6c) można napisać, że:

$$H_z = R_z^d + h_p - R_z^o - h_o \quad (12)$$

gdzie:

- H_z — wysokość wypełnienia zbiornika [m]
- R_z^d — rzędna dna przewodu w przekroju A (rys. 6a) [m]
- R_z^o — rzędna dna przewodu w przekroju B (rys. 6a) [m]
- h_p — wysokość krawędzi przelewowej [m]
- h_o — wypełnienie w przewodzie w przekroju B (rys. 6a) [m]

Tok postępowania przy wymiarowaniu zbiorników retencyjnych, z wykorzystaniem metody Aftanasa — Błaszczyka, jest następujący:

- 1) wyznaczyć maksymalną dopuszczalną głębokość zbiornika — H_{max} ,
- 2) obliczyć ze wzorów (4), (6), (8) lub (10) maksymalny odpływ ze zbiornika Q_2^{zb} ,
- 3) wyznaczyć ze wzoru (11) i obliczyć średnicę kanału odpływowego ze zbiornika dla odpływu $Q = Q_2^{zb}$ oraz $H = H_{max}$, przy założeniu stałej wartości $\mu = 0,6$,
- 4) sprawdzić, czy obliczona średnica D jest

większa od średnicy minimalnej $D_{\min}$. Jeżeli tak, to:

- 4.1) przyjąć najbliższą większą średnicę znormalizowaną D_n ,
- 4.2) obliczyć stosunek L/D_n i z tab. 1 przyjąć wartość współczynnika μ ,
- 4.3) wyznaczyć ostateczną wysokość zbiornika H korzystając ze wzoru (11) (ściśle całkowita wysokość wypełnienia zbiornika $H_z = H + \frac{1}{2}D_n$ — patrz znaczenie parametru H).

Jeżeli nie, to:

- 4.4) przyjąć średnicę minimalną $D_{\min}$, a następnie postępować wg pkt. 4.2) i 4.3),
- 5) obliczyć największy tranzytowy przepływ przez zbiornik Q_1^{zb} ze wzoru (11). Można przy tym założyć, że największy przepływ tranzytowy będzie miał miejsce przy wypełnieniu zbiornika równym wysokości przewodu. Stąd w miejsce H do wzoru (11) należy podstawić połowę średnicy przewodu odpływowego $\frac{1}{2}D_n$,
- 6) w przypadku zbiornika retencyjnego przepływowego na sieci kanalizacji ogólnospławnej sprawdzić czy Q_1^{zb} jest większe równe od natężenia przepływu ścieków komunalnych Q_s . Jeżeli nie, to ponownie wyznaczyć ze wzoru (11) i obliczyć średnicę kanału odpływowego dla $Q = Q_s$ oraz $H = \frac{1}{2}D_n$, a następnie wrócić z obliczeniami do pkt. 4.3),
- 7) obliczyć za pomocą wzorów (3), (5), (7) lub (9) maksymalny przepływ ścieków deszczowych poniżej zbiornika nie powodujący gromadzenia ścieków Q_1 ,
- 8) obliczyć $\beta = \frac{Q_2}{Q_d}$ oraz $\delta = \frac{Q_1}{Q_2}$ a następnie ze wzoru (2) funkcję $f(\beta, \delta)$,
- 9) obliczyć ze wzoru (1) objętość zbiornika retencyjnego V .

Przykłady obliczeniowe

W przedstawionych przykładach założono, że maksymalna wysokość wypełnienia zbiornika $H_{\max}$ jest znana, a współczynnik μ nie zależy od stosunku L/D .

Przykład 1

Obliczyć objętość zbiornika retencyjnego przepływowego na sieci kanalizacji ogólnospławnej, jeżeli natężenie dopływu ścieków deszczowych $Q_d = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$, ścieków komunalnych $Q_s = 0,30 \text{ m}^3/\text{s}$, miarodajny czas trwania deszczu $t_d = 35 \text{ min}$, maksymalny odpływ ścieków deszczowych poniżej zbiornika $Q_2 = 0,30 \text{ m}^3/\text{s}$, współczynnik $\mu = 0,60$, średnica minimalna przewodu odpływowego $D_{\min} = 0,2 \text{ m}$.

Tok obliczeń podano stosując numerację zgodną z opisem algorytmu:

- 1) $H_{\max} = 1,6 \text{ m}$
- 2) $Q_2^{zb} = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$
- 3) $D = 0,476 \text{ m}$
- 4) $D > D_{\min}$
- 4.1) $D_n = 0,5 \text{ m}$
- 4.3) $H = 1,39 \text{ m}$
- 5) $Q_1^{zb} = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}$

- 6) $Q_1^{zb} < Q_s$, dla Q_s $D = 0,536 \text{ m}$, przyjmując $D_n = 0,6 \text{ m}$
- 4.3) $H = 0,637 \text{ m}$, $H_z = 0,937 \text{ m}$
- 5) $Q_1^{zb} = 0,41 \text{ m}^3/\text{s}$
- 7) $Q_1 = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$
- 8) $\beta = 0,3$ $\delta = 0,367$ $f(\beta, \delta) = 0,7$
- 9) $V = 1470 \text{ m}^3$

Przykład 2

Obliczyć objętość zbiornika retencyjnego bocznego na sieci kanalizacji deszczowej, jeżeli natężenie dopływu ścieków deszczowych $Q_d = 1,70 \text{ m}^3/\text{s}$, miarodajny czas trwania deszczu $t_d = 35 \text{ min}$, maksymalny odpływ ścieków deszczowych poniżej zbiornika $Q_2 = 0,90 \text{ m}^3/\text{s}$, natężenie przepływu rozpoczynające pracę przelewu $Q_p = 0,60 \text{ m}^3/\text{s}$, współczynnik $\mu = 0,60$, średnica minimalna przewodu odpływowego $D_{\min} = 0,2 \text{ m}$.

Tok obliczeń podano jak w przykładzie 1:

- 1) $H_{\max} = 1,1 \text{ m}$
- 2) $Q_2^{zb} = 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$
- 3) $D = 0,37 \text{ m}$
- 4) $D > D_{\min}$
- 4.1) $D_n = 0,4 \text{ m}$
- 4.3) $H = 0,80 \text{ m}$, $H_x = 1,00 \text{ m}$
- 5) $Q_1^{zb} = 0,149 \text{ m}^3/\text{s}$
- 7) $Q_1 = 0,749 \text{ m}^3/\text{s}$
- 8) $\beta = 0,53$ $\delta = 0,83$ $f(\beta, \delta) = 0,263$
- 9) $V = 939 \text{ m}^3$

Wnioski

1. Na bazie metody Aftanasa — Błaszczyka omówione zostały warunki współpracy przepływowych i bocznych zbiorników retencyjnych z sieciami kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej. Podane zależności pozwalają na zastosowanie jednej, wspólnej dla rozważanych wariantów, metody obliczania objętości zbiorników retencyjnych, dla której opracowano odpowiedni algorytm.

2. Warunki współpracy zbiorników retencyjnych z sieciami, sformułowane w odniesieniu do metody Aftanasa — Błaszczyka, mogą być wykorzystane również w innych metodach opartych na przepływach charakterystycznych, określonych zależnościami (3—10).

LITERATURA

1. B. AFTANAS: Niektóre zagadnienia obliczania wielkości zbiorników retencyjnych w kanalizacjach miejskich (rozprawa doktorska). Gliwice 1962/63 (maszynopis).
2. W. BŁASZCZYK, H. STAMATELLO, P. BŁASZCZYK: Kanalizacja, t. I, Sieci i pompownie. Arkady, Warszawa 1983.
3. W. BŁASZCZYK, M. ROMAN, H. STAMATELLO: Kanalizacja t. I, Arkady, Warszawa 1974.
4. J. BOCZAR: Obliczanie objętości zbiorników retencyjnych wód deszczowych, obciążonych ładunkiem zanieczyszczeń. Gospodarka Wodno-Ściekowa, Biuletyn Branżowy, nr 1/1969.
5. J. TABERNACKI: Deszczowe zbiorniki retencyjne w kanalizacji. Nowa Technika w Inżynierii Sanitarnej, seria Wodociągi i Kanalizacja, Nr 11, Arkady, Warszawa 1980.
6. J. TABERNACKI: Stosowanie, projektowanie i konstrukcja zbiorników deszczowych. III Ogólnopolskie Seminarium „Ścieki deszczowe”, Kielce 1983.
7. A. T. TROSKOLAŃSKI: Hydromechanika. WNT, Warszawa 1969.