

Aleksander Usakiewicz

OBLICZANIE NATĘŻENIA PRZEPŁYWU ŚCIEKÓW DESZCZOWYCH Z UWZGLĘDNIENIEM RETENCJI TERENOWEJ I KANAŁOWEJ

Kulminacyjny przepływ ścieków deszczowych w przekroju obliczeniowym układu kanalizacyjnego zależy od charakterystyki opadu i zlewni oraz geometrii sieci kanalizacyjnej. Podstawową wielkością służącą do wymiarowania kanalizacji deszczowej jest miarodajne natężenie przepływu (Q_m). Ogólnie znane metody obliczania miarodajnego natężenia przepływu, zwanego również przepływem obliczeniowym, uzależniają je od wielkości zlewni, współczynnika spływu i natężenia deszczu miarodajnego. Występujące różnice między wielkościami obliczanymi i obserwowanymi lub mierzonymi na wykonanych układach sieciowych, skłaniają do korygowania metod obliczeniowych [1, 2], bądź też do tworzenia modeli opartych o komputerową realizację obliczeń [3, 4] (metody hydrografów).

W prezentowanej poniżej metodzie dokonano analizy mechanizmu formowania się spływu ścieków deszczowych, dzieląc proces na dwie fazy: 1 — spływu powierzchniowego do wpustu oraz 2 — przepływu kanałowego. Poszukiwaną wielkością jest miarodajne natężenie przepływu w przekrojach obliczeniowych, jako funkcja liczbowych charakterystyk opadu, zlewni i układu sieci kanalizacji deszczowej:

$$Q_m = f(P, c, F, \Psi, i, L) \quad (1)$$

gdzie:

Q_m — przepływ miarodajny, dm^3/s

P — średnia roczna suma opadów, mm/rok

c — okres powtarzalności wystąpienia opadu o określonym natężeniu i czasie trwania, lata

F — powierzchnia zlewni, ha

Ψ — współczynnik spływu

i — spadek, ‰

L — długość kanału, m

Przyjęta charakterystyka opadu opisana jest wzorem:

$$q = \frac{6,63 \cdot p^{2/3} \cdot c^{1/3}}{t^{2/3}} \quad (2)$$

q — natężenie deszczu, $\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$

t — czas trwania deszczu, min

Analizę przeprowadzono przy następującej schematyzacji zlewni i układu geometrycznego sieci:

— zlewnia przypisana do węzła obliczeniowego ma kształt prostokąta o długości (L), równej długości kanału od początku do przekroju obliczeniowego,

-- spadek zlewni (i) na długości (L) jest średnią ważoną z przyjętych spadków na poszczególnych odcinkach,

— układ powierzchni zlewni jest symetryczny względem trasy kanału i przybiera formę „otwartej książki”,

— zlewnia jest podzielona na powierzchnie cząstkowe, przypisane do pojedynczych wpustów,

— wpusty są rozmieszczone równomiernie na powierzchni i połączone z kanałem odcinkami, tworząc regularny, przetransformowany układ sieci kanalizacyjnej w formie symetrycznego drzewa.

Faza spływu powierzchniowego charakteryzuje się czasem trwania (t_k), określanym jako czas koncentracji terenowej. Jest to czas, jaki upłynie od momentu powstania opadu do chwili maksymalnego spływu w przekroju wpustu deszczowego. Przy wyznaczaniu wartości (t_k) wykorzystano równanie fali kinematycznej, stosowane do opisywania spływu powierzchniowego ze zlewni rzecznych [5]. Założono, że spływ powierzchniowy odbywa się po powierzchni szczelnej z jednostkowej zlewni cząstkowej przypisanej do wpustu, tworząc warstwę pokrywającą całą powierzchnię szczelną. Powierzchnia pojedynczego wpustu ma kształt kwadratu o boku (a), część szczelna tej powierzchni przylega do wpustu umieszczonego w rogu kwadratu i ma szerokość ($a \cdot \Psi$).

Układ równań opisujący ruch wody po powierzchni jest następujący:

$$\frac{da}{dt} = a \cdot m \cdot h^{m-1} \quad (3)$$

$$\frac{dh}{dt} = r \quad (4)$$

Przystosowując układ równań do rozpatrywanego zagadnienia przyjęto, że (r) jest natężeniem deszczu miarodajnego dla przykanalika wpustu deszczowego, przedstawionym jako wysokość warstwy opadu w jednostce czasu. Wobec tego czas (t) będzie czasem trwania deszczu miarodajnego dla przykanalika ($t_{m(w)}$). Jeżeli przyjmiemy ze wzoru Manninga: $\alpha = (1/n)^{0.5}$ oraz $m = 5/3$, a także aproksymację współczynnika szorstkości (n) w postaci $n = 0,013/\Psi^{0.5}$, to można powiązać szukane wartości (a), ($t_{m(w)}$) oraz ($q_{m(w)}$) dwoma równaniami wynikającymi z równań (2), (3) i (4), a mianowicie:

$$t_{m(w)} = \frac{0,978 \cdot a^{3/5}}{q_{m(w)}^{2/5} \cdot i^{3/10} \cdot \Psi^{3/10}} \quad (5)$$

$$q_{m(w)} = \frac{6,63 \cdot p^{2/3} \cdot c^{1/3}}{t_{m(w)}^{2/3}} \quad (6)$$

Trzecie równanie umożliwiające wyznaczenie wartości (a) otrzyma się porównując maksymalną przepustowość przykanalika o średnicy 0,20 m z miarodajnym natężeniem przepływu dla tego przykanalika:

$$q_{m(w)} \cdot \frac{a^2}{10^4} \cdot \Psi = 10,37 \cdot i^{1,2} \quad (7)$$

skąd:

$$a = \frac{322 \cdot i^{1/4}}{q_{m(w)}^{1/2} \cdot \Psi^{1/2}}, \text{ m} \quad (8)$$

Po podstawieniu równania (5) do (6) i uporządkowaniu względem $q_{m(w)}$ oraz podstawieniu do równania (8), wartość (a) w funkcji znanych parametrów można wyrazić następująco:

$$a = \frac{1486 \cdot i^{5/32}}{p^{5/8} \cdot c^{5/16} \cdot \Psi^{7/8}}, \text{ m} \quad (9)$$

Należy zauważyć, że wzór (9) może mieć konkretne zastosowanie praktyczne przy rozmieszczeniu wpustów deszczowych w ulicach i na placach oraz określaniu liczby pionów spustowych i odległości między nimi, przy odprowadzaniu wód opadowych z dużych połaci dachowych. W przedstawianej analizie wartość (a) jest zmienną zależną od spadku, który z kolei może zmieniać się w zależności od miejsca rozpatrywanego węzła w układzie sieci.

Czas koncentracji terenowej (t_k) podczas deszczu miarodajnego o natężeniu (q_m) dającego w węźle obliczeniowym natężenie przepływu (Q_m), wyrazić można przez podstawienie równania (9) do (5) oraz przyjęcie:

$$q_m = \frac{Q_m}{\Psi \cdot F} \quad (10)$$

co daje:

$$t_k = \frac{494 \cdot F^{2/5} \cdot \Psi^{7/40}}{p^{3/8} \cdot c^{3/16} \cdot i^{15/32} \cdot Q_m^{2/5}}, \text{ min} \quad (11)$$

Wzór (11) stanowi zakończenie analizy fazy spływu powierzchniowego. Fazę spływu kanałowego można w sposób uproszczony opisać następująco:

— ścieki deszczowe dostają się do kanału punktowo w miejscach podłączenia wpustów i połączenia kanałów,

— po upływie czasu koncentracji terenowej dopływ punktowy z wpustów jest ustalony a przepływ na odcinkach narasta w wyniku dopływu ścieków z kolejnych, górnych fragmentów kanału,

— narastanie przepływu w węźle ustaje w momencie dopływu najodleglejszej porcji ścieków z położonego najdalej wpustu deszczowego,

— czas jaki upłynie od chwili $t=t_k$ do momentu całkowitego wypełnienia przekroju poprzecznego kanału w rozpatrywanym węźle, jest czasem dopływu (t_{pr}), wyrażającym zarówno czas przepływu (t_p) jak też czas retencji kanałowej (t_r), definiowane w metodzie granicznych natężeń.

Wyznaczenie czasu dopływu w funkcji parametrów hydrologicznych oraz zlewni i geometrii sieci wymaga uproszczeń teoretycznych, wyni-

kających ze skokowych zmian przekroju poprzecznego, charakterystyki hydraulicznej, a także zmian natężenia przepływu, zarówno w czasie jak i na długości kanału. Założona kolejność postępowania:

— ustalenie drogi przepływu ścieków w kanale od najdalej położonego wpustu do rozpatrywanego przekroju (L_z),

— wyliczenie średniej ilości dopływów punktowych przy przyjętej schematyzacji sieci (j),

— wyznaczenie liczby węzłów poprzedzających obliczeniowy, w funkcji miarodajnego przepływu w tym węźle (k_j),

— aproksymacja funkcji prędkości przepływu dla różnych napełnień przekroju poprzecznego (v),

— obliczenie kolejnych wartości natężenia przepływu (Q_j), biorąc pod uwagę, że każdy przekrój węzłowy jest wymiarowany przy innych warunkach hydrologicznych (zmienny czas trwania deszczu miarodajnego),

— przesłedzenie drogi przepływu porcji ścieków, prowadzące do znalezienia czasu całkowitego wypełnienia przekroju poprzecznego w wymiarowanym węźle (t_{pr}).

Wyszczególnione wartości (L_z , j, k_j , v, Q_j) powinny być wyrażone jako funkcje L, F, i, Q_m , a wtedy można oczekiwać, że (t_{pr}) będzie funkcją tych samych parametrów co (t_k). Długość (L_z) jest sumą długości kanału i połowy szerokości zlewni. Dla założonej transformacji zlewni:

$$L_z = \frac{2L^2 + 10^4 F}{2L} \approx 10 \cdot \frac{F^{1/4}}{a^{1/4}} \cdot L^{3/4}, \text{ m} \quad (12)$$

Ilość punktów dopływowych:

$$j = \frac{L_z}{a} = \frac{10 F^{1/4} \cdot L^{3/4}}{a^{5/4}} \quad (13)$$

Liczbę węzłów w przybliżeniu określa zależność:

$$k_j = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q_m^{3/8}}{j^{3/16}} \quad (14)$$

Sens wyznaczania tej wartości wyjaśnia fakt, że przekrój poprzeczny kanału między sąsiednimi węzłami jest stały, natomiast przepływ na tym odcinku zmienia się w zależności od ilości dopływów, co trzeba uwzględnić przy obliczaniu czasu dopływu ścieków do dolnego węzła.

Ogólna aproksymacja prędkości zastosowana w analizie, ma postać:

$$v = 0,21 \cdot Q^{1/4} \cdot j^{3/8}, \text{ m/s} \quad (15)$$

Uwzględniając warunki przepływu podane w pracy [6], wyznaczono prędkości na kolejnych odcinkach o długości (a) jako:

$$v_{1,2,3,\dots,j} = 0,21 \cdot Q_{1,2,3,\dots,j}^{1/4} \cdot j^{3/8} \cdot \frac{1}{(1,2,3,\dots,k_j)^{1/2}} \quad (16)$$

Natężenie przepływu zmieniać się będzie od

$$Q_1 = \frac{Q_m \cdot a}{L_z} \text{ do } Q_j = \frac{Q_m \cdot a}{L_z} = Q_m$$

czyli:

$$Q_{1,2,3,\dots,j} = \frac{Q_m \cdot a}{L_z} \cdot (1,2,3,\dots,j) \quad (17)$$

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_j$ są maksymalnymi wartościami na odcinkach przepływu, jakie wystąpi na kolejnych odcinkach 1, 2, 3, ..., j przy zmiennych warunkach przepływu na odcinkach między węzłami 1—2, 2—3, ..., k_{j-1} — k_j . Czas kulminacji przepływu do wartości (Q_m) nastąpi w momencie pojawienia się w przekroju obliczeniowym porcji ścieków deszczowych, która doszła się do wpustu położonego najdalej po upływie czasu (t_k) od początku opadu.

Suma czasów przepływu na (j) odcinkach o długości (a) jest szukanym czasem (t_{pr}):

$$t_{pr} = t_1(Q_1) + t_2(Q_2) + t_3(Q_3) + \dots + t_j(Q_j = Q_m) \quad (18)$$

czyli:

$$t_{pr} = \frac{a}{60} \cdot \left(\frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2} + \frac{1}{v_3} + \dots + \frac{1}{v_j} \right), \text{ min} \quad (19)$$

Po uwzględnieniu równań (9), (13) i (16) oraz aproksymacji sumy z równania (19) do postaci funkcji ciągłej, zależnej od ilości odcinków (j), wzór (19) przybierze formę:

$$t_{pr} = \frac{3,25 \cdot p^{1/5} \cdot c^{1/10} \cdot \psi^{1/4} \cdot F^{1/2} \cdot L^{1/2}}{j^{2/3} \cdot Q_m^{2/5}}, \text{ min} \quad (20)$$

w której czas dopływu zależy od znanych parametrów hydrologicznych oraz zlewni, a także układu kanalizacyjnego i szukanej wartości natężenia przepływu miarodajnego (Q_m).

Miarodajne natężenie przepływu ścieków deszczowych opisane zależnością:

$$Q_m = q_m \cdot \psi \cdot F, \text{ dm}^3/\text{sek} \quad (21)$$

z której po zastąpieniu natężenia deszczu miarodajnego zgodnie z (2) wynika:

$$Q_m = \frac{6,63 \cdot p^{2/3} \cdot c^{1/3} \cdot \psi \cdot F}{(t_{pr} + t_k)^{2/3}}, \text{ dm}^3/\text{sek} \quad (22)$$

Dokonując odpowiednich podstawień za (t_k) i (t_{pr}) oraz przekształceń względem (Q_m), otrzymamy ostateczną formułę w postaci:

$$Q_m = \frac{12 \cdot p^{4/3} \cdot c^{2/3} \cdot \psi^{5/4} \cdot F \cdot j^{2/3}}{p^{1/2} \cdot c^{1/4} \cdot L^{3/4} + 360 \cdot j^{1/4}}, \text{ dm}^3/\text{sek} \quad (23)$$

Końcowy wzór (23) nie jest ścisły w sensie matematycznym, bowiem celem założonych

uproszczeń i przybliżeń było opisanie zależności funkcyjnych, w sposób umożliwiający obliczenia tradycyjne, jednakże dające wystarczającą dokładność. We wzorach (10), (11) i (20) można zastąpić wartość (Q_m) przez wyprowadzoną zależność (23) i wtedy otrzyma się formuły na natężenie deszczu miarodajnego, czas koncentracji terenowej i czas dopływu, w następujących postaciach:

$$Q_m = \frac{12 \cdot p^{4/3} \cdot c^{2/3} \cdot \psi^{5/4} \cdot j^{2/3}}{p^{1/2} \cdot c^{1/4} \cdot L^{3/4} + 360 \cdot j^{1/4}}, \text{ dm}^3/\text{sek} \cdot \text{ha} \quad (24)$$

$$t_k = \frac{185 \cdot (p^{1/2} \cdot c^{1/4} \cdot L^{3/4} + 360 \cdot j^{1/4})^{2/5}}{p^{9/10} \cdot c^{9/20} \cdot j^{2/3} \cdot \psi^{1/3}}, \text{ min} \quad (25)$$

$$t_m = \frac{(p^{1/2} \cdot c^{1/4} \cdot L^{3/4} + 360 \cdot j^{1/4})^{3/2}}{2,435 \cdot p \cdot c^{1/2} \cdot \psi^{3/8} \cdot j} \quad (26)$$

Obliczenia wykonywane przedstawioną metodą prowadzą do wniosku o możliwości zmniejszenia wymiarów projektowanych przekrojów poprzecznych w kanalizacji deszczowej.

LITERATURA

1. M. KRAWCZYK: Wpływ retencji kanałowej na działanie i wymiarowanie sieci kanalizacyjnej. Praca doktorska. Politechnika Warszawska, 1931.
2. A. USAKIEWICZ: Ustalenie przepływów obliczeniowych ścieków deszczowych. Materiały z seminarium „Ścieki deszczowe”. PZITS, Kiełce-Siepień, 1953.
3. T. K. JEWELL, T. NUNNO, D. D. ADRIAN: Methodology for Calibrating stormwater models. Environmental Engineering Division Journal, 104, 1978.
4. A. HOSSAIN, A. R. RAO, J. W. DELLEUR: Estimation of Direct Runoff from Urban Watersheds. Journal of the Hydraulics Division, 104, 169-188, 1978.
5. L. S. KUCZMIENT, W. N. DEMIDOW, J. G. MOTOWILOW. Formirowanie wiecznego stoku. Akademia Nauk SSSR, Nauka, Moskwa 1983.
6. A. USAKIEWICZ: Ochrona wód powierzchniowych przez stosowanie retencji w sieciach kanalizacji deszczowej. Praca doktorska. Politechnika Białostocka, 1985.

A. Usakiewicz

CALCULATING THE RATE OF STORM WATER FLOW BY INCLUDING SURFACE RETENTION AND DRAIN RETENTION

The calculation of the Q_m value is a prerequisite to assume the cross-section of the drain, when designing a storm-sewer-system. The method of determi-

ning Q_m makes use of the assumption that superficial runoff enters a single inlet from the given square-shaped partial drainage basin. The Q_m value calculated in terms of this assumption makes it possible to reduce the cross-section of the drain. In the method proposed, the culmination flow is related to the hydrological parameters, the characteristics of the drainage basin, and the arrangement of the sewer.