

dr inż. Barbara Osmulka-Mróż
mgr inż. Maria Fidała-Szope
mgr inż. Maria Kierzenkowska

Instytut Kształtowania Środowiska
Warszawa

OBLICZENIOWE A RZECZYWISTE NATĘŻENIA PRZEPŁYWÓW W KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Do obliczania miarodajnego natężenia przepływu ścieków deszczowych w wymiarowaniu kanałów stosuje się w Polsce następującą formułę:

$$Q = \varphi \cdot \psi \cdot q \cdot F \quad [\text{dm}^3/\text{s}] \quad (1)$$

gdzie:

q — natężenie deszczu miarodajnego ($\text{dm}^3/\text{s ha}$)

F — powierzchnia zlewni (ha)

ψ, φ — współczynniki spływu i opóźnień.

Pomimo prostej postaci wzoru (1) ustalenie miarodajnych wartości natężenia przepływu jest bardzo uciążliwe, nie tylko w przypadku stosowania metody granicznych natężeń, wymagającej kolejnych przybliżeń, lecz również z powodu licznych wątpliwości, występujących przy ustalaniu wielkości składników prawej strony tego wzoru. Istnieje bowiem świadomość, że są one funkcjami wielu zmiennych, które nie zostały jeszcze w pełni ustalone z powodu braku dostatecznych badań. W dostępnej literaturze [1, 2] podawane są liczne wzory, służące do określania miarodajnego deszczu obliczeniowego oraz zasady doboru parametrów występujących w tych wzorach, pozostawiające projektantowi dużą dowolność w ich stosowaniu, a w konsekwencji i wiele wątpliwości. Podobnie sprawa wygląda w odniesieniu do współczynnika spływu, uzależnionego jedynie od zagospodarowania zlewni oraz do współczynnika opóźnienia, wynikającego ze zjawiska retencji terenowej i kanałowej. W ostatnich latach zjawisko retencji kanałowej jest przedmiotem zainteresowania z powodu uwzględnienia nieustalonej (zmiennej w czasie) charakterystyki przepływu w kanałach deszczowych. Podejmowane są próby odejścia od tradycyjnego założenia, że czas retencji kanałowej wynosi 20% czasu przepływu przez kanał [3, 4]. W najnowszym podręczniku, dotyczącym systemów kanalizacyjnych [2] podkreśla się, że ustalenia wielkości natężeń przepływu ścieków deszczowych i wynikające z nich obliczenia hydrauliczne kanałów są przybliżone, gdyż interpretacja matematyczna zjawiska opad—odpływ jest bardzo uproszczona. Istotne jest więc pytanie dotyczące stopnia przybliżenia szacowanych wartości natężenia przepływu ścieków deszczowych do rzeczywistości. Próbę odpowiedzi na to pytanie przedstawiono poniżej na podstawie 10-letnich (1973—1983) wyników ciągłych pomiarów napełnienia kolektora odprowadzającego ścieki deszczowe z 300 ha mieszkaniowo-przemysłowej zlewni w Warszawie (zlewnia „Orzycka”).

Teren zlewni ma niewielki spadek ok. 0,4‰ w kierunku zgodnym z kierunkiem odprowadzania ścieków opadowych, które spływają grawitacyjnie siecią zamkniętych kanałów deszczowych o wymiarach 0,20—1,8 m. Kolektor zbiorczy, w którego końcowym przekroju prowadzone są pomiary limnigraficzne, ma wymiar 1,80 m i spadek 1,0‰ (projektowany 1,5‰). Równolegle z pomiarami napełnienia prowadzone są obserwacje pluwiograficzne i deszczomierzowe w trzech punktach zlokalizowanych w otoczeniu zlewni. Dokładny opis tej zlewni eksperymentalnej i prowadzonych pomiarów był kilkakrotnie przedstawiany w referatach i artykułach dotyczących ilościowej i jakościowej charakterystyki zjawiska opad — odpływ [5, 6].

Obliczeniowe natężenia przepływów ścieków w badanym kolektorze

Kanał deszczowy odprowadzający ścieki opadowe ze zlewni eksperymentalnej, zaprojektowany w latach 60-tych, zwymiarowano na podstawie związku między spływem jednostkowym (przy współczynniku $\psi=0,9$), a wielkością zlewni, ustalonym dla Warszawy przez Pomianowskiego [1, 2]:

$$q_{0,9} = \frac{420}{(F+6)^{0,4}} \quad [\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}] \quad (2)$$

Miarodajne natężenie przepływu ścieków opadowych zgodnie z wzorem (1) obliczono z zależności:

$$Q = \psi \cdot \varphi \cdot F \cdot \frac{420}{0,9(F+6)^{0,4}} \quad [\text{dm}^3/\text{s}] \quad (3)$$

Nie uwzględniono retencji sieci przyjmując współczynnik $\varphi=1$. Współczynnik spływu $\psi=0,3$ oszacowano na podstawie planu zagospodarowania zlewni.

W celu porównania zalecanych do stosowania metod obliczeniowych, przedstawiono wyniki wymiarowania kolektora dla badanej zlewni wg czterech sposobów obliczeń, podając ich podstawową charakterystykę (tab. 1).

Metoda granicznych natężeń [1, 2]

Natężenie deszczu miarodajnego — q , występujące we wzorze (1) oblicza się z wzoru W. Błaszczyka:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{c}}{t_d^{0,87}} \quad [\text{dm}^3/\text{s ha}] \quad (4)$$

**OBLICZENIOWY PRZEPŁYW ŚCIEKÓW OPADOWYCH W BADANYM KOLEKTORZE
ORAZ JEGO TEROETYCZNE WYMIARY**
F=300 ha, $\psi=0,3$ c=2

Tabela 1

Metoda obliczeń	Czas deszczu t min	Natężenie deszczu q dm ³ /s ha	Współczynnik opóźnienia	Współczynnik retencji γ_{sr}	Obliczeniowy przepływ ścieków opad. Q dm ³ /s	Średnica kanału D m	
						i=1,5‰	i=1‰
wg wzoru Pomianowskiego	—	47	—	—	4230	1,80	2,00
granicznych natężeń	52	42	—	—	3780	1,70	1,90
granicznych natężeń zmodyfikowana wg P. Błaszczyka	103	26	—	—	2340	1,40	1,60
stałych natężeń	10	127	0,32	—	3658	1,70	1,90
stałych natężeń zmodyfikowana wg Ząbek-Krawczyk	10	127	0,32	0,63	2305	1,40	1,60

gdzie:

c — częstotliwość występowania deszczu

t_d — czas deszczu miarodajnego (min).

Czas trwania deszczu miarodajnego określa się przy założeniu, że czas retencji równy jest 20‰ czasu przepływu:

$$t_d = 1,2 \sum_{p=1}^n \frac{l_p}{v_p \cdot 60} + t_k \quad [\text{min}] \quad (5)$$

gdzie:

l_p — długość odcinka kanału

v_p — założona prędkość przepływu

n — liczba odcinków kanału

t_k — czas koncentracji przyjmowany 5 min

Obliczając miarodajne do wymiarowania natężenia przepływu ścieków opadowych wzorem (1) przyjęto współczynnik opóźnienia $\varphi=1$, zaś współczynnik spływu $\psi=0,3$.

Po określeniu wymiaru kanału należy oszacować prędkość przepływu i sprawdzić czy jest zbliżona do założonej. Jeżeli ich różnica jest większa od 0,1 m/s, obliczenia trzeba powtórzyć zmieniając wartość v_p występującą we wzorze (5).

Zmodyfikowana metoda granicznych natężeń wg P. Błaszczyka [4]

Metoda ta uwzględnia, przy określeniu miarodajnego do wymiarowania kanału natężenia przepływu ścieków, retencję sieci przez wydłużenie czasu deszczu miarodajnego o czas potrzebny na wypełnienie sieci ściekami deszczowymi. Czas trwania deszczu miarodajnego wyznacza się ze wzoru:

$$t_d = \frac{1}{60} \sum_{p=1}^n \frac{l_p}{v_p} + \frac{\alpha}{60} \sum_{p=1}^n \frac{f_p \cdot l_p + V_p F_p}{Q_p} + t_k \quad [\text{min}] \quad (6)$$

gdzie:

t_k , l_p , v_p — jak we wzorze (5)

f_p — pole powierzchni przekroju poprzecznego kanału [m²]

V_p — wskaźnik objętości kanałów bocznych i retencji terenowej na odcinku p [m³/ha]

F_p — pole powierzchni zlewni bezpośredniej p-tego odcinka kanału łącznie ze zlewnią powyżej odcinka [ha]

Q_p — założone natężenie przepływu ścieków opadowych na p-tym odcinku kanału [m³/s]

α — współczynnik wykorzystania pojemności retencyjnej sieci.

Wartość V_p powinna być określona na podstawie badań istniejących układów kanalizacyjnych. W przypadku braku takich badań należy przyjąć wartość V_p w granicach 10—80 m³/ha. Wartość współczynnika α przyjmuje się równą 1 dla terenów płaskich i kolektorów o spadku 0,5‰, a 0,1 dla kolektorów o spadku 4÷5‰. Iloczyn αV_p nie powinien być mniejszy niż 10 m³/ha. Dla zlewni „Orzycka” wartość $V_p=29$ m³/ha, a współczynnik α przyjęto równy 0,8. Dla określonego wzorem (6) czasu trwania deszczu obliczono jego natężenie wzorem W. Błaszczyka (4), a następnie natężenie przepływu ścieków deszczowych zgodnie z wzorem (1) przy założonych wartościach c, φ i ψ takich jak w metodzie granicznych natężeń. Metoda powyższa jest metodą kolejnych przybliżeń, gdyż wymaga wstępnego założenia wartości v_p , f_p i Q_p .

Metoda stałych natężeń [1, 2]

Stałe jednostkowe natężenie deszczu miarodajnego określa się z wzoru (4), przyjmując czas trwania deszczu $t_d=10$ min i częstotliwość c=2. Współczynnik opóźnienia φ , zależny od powierzchni zlewni oraz jej spadku i kształtu, określony jest wzorem Burkliego-Zieglera:

$$\varphi = \frac{1}{\frac{m}{\sqrt{F}}} \quad (7)$$

Współczynnik m może przyjmować wartość od 2 do 8 (większą dla zlewni zwartych i o dużych spadkach). W przypadku analizowanej zlewni przyjęto m=5. Natężenie przepływu miarodajne do wymiarowania kanału obliczono wzorem (1) przyjmując, jak w poprzednich metodach, współczynnik spływu $\psi=0,3$.

Zmodyfikowana metoda stałych natężeń wg Ząbek-Krawczyk [3]

Wartość natężenia przepływu ścieków miarodajną do wymiarowania kanału oblicza się uwzględniając retencję sieci przez wprowadzenie do wzoru (1) współczynnika retencji sieci γ . Wartość tego współczynnika określono w zależności od charakterystyki zlewni [5].

Dla przeciętnej zlewni współczynnik retencji sieci $\gamma_{sr}=0,63$. Obliczeniowe natężenie przepływu ścieków deszczowych w badanym kolektorze wyznaczono ze wzoru:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{F}} \cdot \psi \cdot \gamma_{sr} \cdot q \cdot F \quad [\text{dm}^3/\text{s}] \quad (8)$$

Wykorzystanie przepustowości kolektora

Kolektor $D=1,80$ m zaprojektowany ze spadkiem $i=1,5\text{‰}$ w rzeczywistości został wykonany w dolnym odcinku ze spadkiem 1‰ . Jego przepustowość oszacowana wg wzoru P. Błaszczyka (7) powinna maksymalnie wynosić $3500 \text{ dm}^3/\text{s}$, zaś wg Manninga $3640 \text{ dm}^3/\text{s}$. Z powodu występowania wód melioracyjnych i okresowego odkładania się osadów jego rzeczywista przepustowość była niższa o $100 \text{ dm}^3/\text{s}$ — $500 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Analizę wykorzystania przepustowości kolektora w ciągu 10 lat jego pracy przeprowadzono przez porównanie liczby odpływów, przy których napełnienie wynosiło co najmniej połowę wysokości kanału z całkowitą liczbą odpływów oraz określenie częstotliwości c pojawiania się zaobserwowanych, w kolejnych latach obserwacji, maksymalnych natężeń przepływu (tabela 2). Natężenie przepływu obliczono wg wzoru P. Błaszczyka, na podstawie pomiarów wysokości napełnienia kanału. Dane zawarte w tabeli 2 wskazują na znaczne rozbieżności pomiędzy projektowanym a rzeczywistym reżimem pracy kolektora. W ciągu 10 lat ani razu nie wystąpiło pełne obciążenie (całkowite napełnienie przekroju) ściekami dolnego odcinka kanału. Zaledwie 10% wszystkich odpływów wywołało napełnienie większe od 90 cm, co stanowi połowę średnicy. Najwyższy przepływ w 10-leciu spowodował wykorzystanie przepustowości w 88% . Wywołany był on deszczem

trwającym 85 minut o całkowitej objętości wody $88 \text{ m}^3/\text{ha}$, przy czym aż $83 \text{ m}^3/\text{ha}$ spadło w ciągu 20 minut, co odpowiada średniemu natężeniu opadu równemu $69,16 \text{ dm}^3/\text{s ha}$. Z analizy częstotliwości występowania natężeń przepływów, którym odpowiadają napełnienia wyższe od 90 cm wynika, że wartości $c=2$ (jednokrotne przepełnienie w ciągu 2 lat) odpowiada natężeniu odpływu równe $2580 \text{ dm}^3/\text{s}$. Należy zwrócić uwagę, że dolny odcinek kolektora, wymiarowany metodą Pomianowskiego, zalecaną przez Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji dla Warszawy, zaprojektowano na jeszcze większą przepustowość ($i=1,5\text{‰}$, $D=1,80$), niż został wybudowany ($i=1\text{‰}$, $D=1,80$).

Dla spełnienia założenia, że przepełnienie kolektora może następować przeciętnie raz na 2 lata, wystarczyłby kanał o średnicy $1,60$ m przy $i=1\text{‰}$, lub $D=1,50$ m przy $i=1,5\text{‰}$.

Uwagi dotyczące metod wymiarowania kanalizacji deszczowej

Kolektor zbierający ścieki deszczowe z 300 ha zlewni mieszkaniowo-przemysłowej zaprojektowany został na maksymalne natężenie ich odpływu, równe $4230 \text{ dm}^3/\text{s}$. Z pomiarów wynika, że rzeczywiste natężenie odpływu pojawiające się z częstotliwością $c=2$ wynosi $2580 \text{ dm}^3/\text{s}$. Przepływ projektowy obliczony metodą Pomianowskiego był więc o 64% większy od rzeczywistego, odpowiadającego wymaganemu standardowi pracy kolektora. Tak znaczne zawyżenie wartości obliczeniowego natężenia przepływu w konsekwencji spowodowało „przewymiarowanie” kolektora (wystarczyłby wymiar $\Phi 1,50$ przy $i=1,50\text{‰}$), co podwyższyło (wg cen 1983) koszt 1 mb. o ok. 20% (przewody żelbetowe układane w gruntach średnio nawodnionych, przy zagłębieniu dna ~ 3 m). Jeszcze większe skutki ekonomiczne wystąpiłyby w przypadku budowy urządzeń na sieci kanalizacyjnej (przepompownie, zbiorniki retencyjne itp.) oraz urządzeń chroniących jakość wód odbiornika i przy regulacji jego koryta. Z danych zawartych w tabeli 1 wynika, że najbliższe rzeczywistości były natężenia przepływów, obliczone metodami zmodyfikowanymi

OCENA WYKORZYSTANIA PRZEPUSTOWOŚCI KOLEKTORA

Tabela 2

Rok	Liczba		Maksymalne napełnienie h_{max} , cm	Maksymalne natężenie przepływu ścieków opadowych Q_{max} , dm^3/s	Wielokrotność wystąpienia max napełnienia wraz z wyższymi w tym dziesięcioleciu	Częstotliwość wystąpienia max napełnienia wraz z wyższymi (c)
	wszystkich odpływów	odpływów o napełnieniu $h_{max} \geq 90$				
1973	55	4	137,0	2040	4	2,50
1974	62	2	91,0	1400	57	0,18
1975	77	8	125,0	2535	7	1,43
1977	50	7	118,0	2340	10	0,34
1978	79	4	116,5	2245	19	0,52
1979	59	1	149	3075	1	10,00
1980	65	11	124,0	2580	5	2,00
1981	44	7	110,0	2070	26	0,30
1982	39	8	137,0	2040	4	2,50
1983	47	6	125,0	2535	7	1,43
1973—1983	504	50	149,0	3075	1	10,00

przez uwzględnienie retencji kanałowej. Metoda P. Błaszczyka [4] wymaga dokładnej informacji o sieci i wskutek obliczania kolejnymi przybliżeniami jest dość pracochłonna, nawet przy stosowaniu ETO. Nie należy więc sądzić, by jej stosowanie na etapie programów czy też projektów wstępnych było wskazane. Znacznie prostsze są obliczenia wg metody stałych natężeń zmodyfikowanej przez Ząbek-Krawczyk. Obliczenia metodami stałych i granicznych natężeń bez uwzględnienia retencji dały bardzo zbliżone wyniki, chociaż metoda pierwsza zalecana jest raczej dla zlewni małych ($F \leq 50 \text{ ha}$).

Wnioski

1. Należałoby zaniechać tradycyjnego stosowania dla Warszawy metody Pomianowskiego, który wyprowadził swój wzór w latach 20-tych dla centrum stolicy, a więc dla zasadniczo różnych warunków urbanizacji i mikroklimatu w porównaniu z obecnymi.

2. Wzór (4) W. Błaszczyka określający związek pomiędzy natężeniem, czasem trwania i częstotliwością deszczu został opracowany na podstawie 67-letnich obserwacji prowadzonych w okresie 1837—1959 w Warszawie. Zależność ta wchodząca w skład większości metod obliczeniowych zalecana jest do stosowania dla całego obszaru Polski z wyjątkiem miejscowości podgórskich i górskich. Oczywiście jest więc potrzeba weryfikacji tej zależności dla Warszawy, na podstawie rozszerzonego zbioru danych o wyniki obserwacji z ostatniego 25-lecia. Dla potrzeb projektowania systemów kanalizacji w określonych miejscowościach powinny być podejmowane prace, dotyczące wyznaczania takich zależności na bazie istniejących zapisów z lokalnych stacji pluwiograficznych, tak jak to przykładowo wykonano dla Raciborza [8].

3. Utożsamianie częstotliwości występowania deszczu z częstotliwością pojawiania się określonego natężenia przepływu ścieków opadowych nie odpowiada rzeczywistości. Przykładem może być deszcz, w wyniku którego wystąpiło maksymalne w 10-leciu natężenie przepływu w badanym kolektorze. Częstotliwość tego deszczu obliczona wg wzoru (4) wynosi 1,31, zaś częstotliwość wystąpienia odpowiadającego mu natężenia przepływu w kolektorze była równa 10. Na problem ten zwrócono uwagę badając działanie przelewów burzowych w Warszawie [9].

4. Deszcze o zbliżonych natężeniach, jak wykazały badania, wywołują różne natężenia przepływu ścieków w kolektorze, co jest sprzeczne z podstawową formułą obliczeniową (1). Wyjaśnienia tego należy szukać w zalecanym założeniu stałego współczynnika spływu [2]. W rzeczywistości bowiem zależy on nie tylko od pokrycia terenu, lecz również od parametrów deszczu. Dla zlewni „Orzycka” wyznaczono następującą zależność [10]:

$$\psi = 0,0033 \cdot q^{0,35} \cdot t^{0,76} \quad (9)$$

W literaturze spotyka się wzory o podobnej postaci wyprowadzone na podstawie badań „in situ” [2].

5. Właściwym podejściem do projektowania miejskich systemów kanalizacji deszczowej (a także ogólnospławnej) jest przeprowadzenie zsynchronizowanych badań pluwi- i limnigraficznych oraz opracowanie na ich podstawie odpowiedniego modelu matematycznego zjawiska opad—odpływ dla określonej zurbanizowanej zlewni.

Przykładem takiej pracy jest model dla zlewni „Orzycka” [5, 10], który może być adaptowany dla lewobrzeżnej Warszawy. Innym podejściem, często zalecanym przez literaturę światową, jest dostosowanie klasycznych modeli hydrologicznych dla zlewni zurbanizowanej [11].

6. Liczne wątpliwości, dotyczące obecnie stosowanych metod obliczeniowych oraz brak dostatecznych badań postulowanych w pkt. 5, skłaniają do przedstawienia propozycji istotnego uproszczenia w projektowaniu kanalizacji deszczowej. Można by rozważać możliwość przyjmowania wymiarów kanałów jedynie w zależności od wielkości zlewni oraz jej zagospodarowania i ukształtowania na podstawie odpowiednio opracowanych wytycznych, wynikających z aktualnego stanu wiedzy. Miarodajne natężenie odpływu do wymiarowania urządzeń na sieci wynikałoby z przepustowości kanału. Postulat zawarty w tym punkcie jest dyskusyjny.

LITERATURA

1. W. BŁASZCZYK: Projektowanie sieci kanalizacyjnej. Arkady, Warszawa 1965.
2. W. BŁASZCZYK i inni: Kanalizacja. Sieci i pomownie. Arkady, Warszawa 1983.
3. M. ZĄBEK-KRAWCZYK: Ustalanie przepływów obliczeniowych ścieków deszczowych metodą uwzględniającą retencję kanałową. III seminarium „Ścieki deszczowe”, Kielce 1983.
4. P. BŁASZCZYK i inni: Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach. IKS Warszawa 1983.
5. M. FIDALA-SZOPE: Statystyczny model odpływu ścieków opadowych ze zlewni miejskiej. Człowiek i Środowisko. Warszawa 1981. T 5, Nr 2.
6. M. FIDALA-SZOPE: Charakterystyka ilościowa odpływu ścieków opadowych ze zlewni mieszkaniowo-przemysłowej na podstawie badań prowadzonych w Warszawie. Materiały konferencyjne — Odprowadzanie i oczyszczanie spływów deszczowych z aglomeracji miejsko-przemysłowych. PZITS, Łódź 1977.
7. P. BŁASZCZYK: Analiza założeń i wzorów do hydraulicznego obliczania kanałów ściekowych na podstawie badań pracującej sieci kanalizacyjnej. Rozprawa doktorska. Politechnika Warszawska 1970.
8. T. GRUSZECKI: Badanie właściwości opadów deszczowych specyficznych dla analizy systemów odprowadzenia ścieków. Rozprawa doktorska. Politechnika Wrocławska 1977.
9. H. SAWICKA-SIARKIEWICZ: Charakterystyka ilościowa zrzutów burzowych z kanalizacji ogólnospławnej. Wydawnictwo IKS Warszawa 1980.
10. M. FIDALA-SZOPE: Ocena ograniczenia ładunku zanieczyszczeń w zrzutach ścieków opadowych z kanalizacji półrozdzielczej. III seminarium „Ścieki deszczowe” Kielce 1983.
11. Z. BIELAWSKI: Modelowanie spływu ilości ścieków opadowych. III seminarium „Ścieki deszczowe” Kielce 1983.