Autor : Roman Branicki

PROJEKTOWANIE SYSTEMÓW ODWODNIENIOWYCH NA TERENIE GMINY GDAŃSK

W artykule niniejszym znajdą Państwo informacje o metodach obliczeń hydrologicznych, przeznaczone jako pomoc dla projektantów przy projektowaniu miejskiej sieci kanalizacji deszczowej i urządzeń wodnych na terenie Gminy – Miasto Gdańsk. Treść oparta jest na aktualnie obowiązujących normach, przepisach, dostępnej literaturze oraz długoletnich doświadczeniach projektowych i eksploatacyjnych. Materiał poniższy nie zwalnia projektanta z obowiązku przestrzegania przepisów, norm, instrukcji oraz właściwego wykorzystania wiedzy inżynierskiej.

1. Niektóre materiały wyjściowe i pomocnicze:

A/ PN-S-02204:1997 "Drogi samochodowe. Odwodnienie dróg"

B/ PN-EN 752:2008 "Zewnętrzne systemy kanalizacyjne"

C/ pozostałe obowiązujące normy branżowe

D/ Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Gdańska - załącznik nr 2 do Uchwały Rady Miasta Gdańska nr XVIII/431/07 z dnia 20 grudnia 2007 r.

E/ Miejscowe plany zagospodarowania przestrzennego (Mpzp) miasta Gdańska

F/ Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie. Dz. U. z 2007r. Nr 86, Poz. 579

G/ Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 17 sierpnia 2006r. w sprawie zakresu instrukcji gospodarowania wodą. Dz. U. z 2006r. Nr 150, Poz. 1087

H/ Ustawa z dnia 18 lipca 2001r. – Prawo wodne; Dz. U. z 2001r. Nr 115, Poz. 1229 z późniejszymi zmianami

I/ Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ - Raport końcowy; Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, ul. Podleśna 61, 01-673 Warszawa; 2009r

J/ W. Błaszczyk, P. Błaszczyk, H. Stamatello „Kanalizacja. Sieci i Pompownie”

K/ Roman Edel "Odwodnienie dróg"

2. Przepływy miarodajne dla projektowanej sieci kanalizacji deszczowej

Przy projektowaniu sieci kanalizacji deszczowej wewnętrznej (posesyjnej) założenia do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych oraz jej metodykę, przyjmuje projektant w uzgodnieniu z inwestorem. W przypadku projektowanego „zrzutu" wód opadowych do istniejącej sieci gminnej, w ilościach przekraczających odpływy wg istniejącego stanu zagospodarowania terenu, należy wykazać zdolność przepustową istniejącego odbiornika do przejęcia tych wód.

W przypadku braku takich możliwości należy dążyć do zatrzymania wód deszczowych w miejscu ich powstawania. Istnieje szereg rozwiązań technicznych powodujących ograniczenie odpływu wód z terenu inwestora takich jak : zastosowanie nawierzchni przepuszczalnych, lokalne zbiorniki, komory drenażowe, regulatory odpływu, kryzy dławiące.

Przy niewielkich (o zlewni poniżej 2,0 km^2) systemach odwodnieniowych przeznaczonych do przekazania po wybudowaniu na majatek gminy, pracujących w warunkach przepływu bezciśnieniowego, obliczenia miarodajnych przepływów wód opadowych zaleca się wykonywać metodą granicznych natężeń opartą na założeniu, że maksymalny przepływ w każdym przekroju obliczeniowym następuje dla opadu deszczu o czasie trwania równemu czasowi dopływu wody do tego przekroju z najdalszego punktu zlewni z uwzględnieniem opóźnienia z uwagi na tzw. koncentrację terenową oraz retencję kanałową wg zaleceń normy PN-S-02204:1997.

Zgodnie z zaleceniami obowiązującej normy [A/] miarodajny czas trwania deszczu w i-tym węźle obliczeniowym oblicza się ze wzoru:

$$\boldsymbol{t_{mi}} = \frac{\left(\mathbf{1{,}2}\cdot \boldsymbol{\Sigma}\frac{\boldsymbol{Li}}{\boldsymbol{vi}} + \boldsymbol{t_k}\right)}{\mathbf{60}}, \qquad [min]$$

gdzie:

L_i - długości odcinków kanału powyżej (od 1 do i) przekroju obliczeniowego, [m]

V_i - prędkość przepływu wody w „i-tym" odcinku kanału, [m/s]

t_k - czas koncentracji terenowej– czas dopływu wody do punktu początkowego (wg PN-S-02204), [s]

1,2 – współczynnik uwzględniający retencję kanałową

Natężenie opadu obliczeniowego (miarodajnego lub kontrolnego wg Tab. nr 1) dla częstości C≥2 (kolumna nr 2) zaleca się wyznaczać wg tzw. formuły IMiGW (Bogdanowicz-Stachy). Dla opadu miarodajnego o C=1 zaleca się stosowanie tzw. formuły Błaszczyka przy zastosowaniu wartości opadu normalnego dla Gdańska wg zestawienia poniżej oraz uwagi dotyczącej wartości C.

Jednostkowe natężenie opadu obliczeniowego:

wg Błaszczyka: $$\boldsymbol{q_i} = \frac{\mathbf{6{,}631}\cdot\sqrt[3]{\boldsymbol{H^2}\cdot\boldsymbol{c}}}{\boldsymbol{t_{mi}^{2/3}}}, \qquad [dm^3/s/\cdot ha]$$

gdzie:

H - wysokość opadu normalnego (średniego z wielolecia) dla Gdańska, [mm]:

dla stacji IMiGW Gdańsk Port Północny H=497 mm
dla stacji IMiGW Gdańsk Rębiechowo H=597 mm
dla stacji IMiGW Gdańsk Świbno h=560 mm

t_{mi} - czas trwania deszczu miarodajnego, czas dopływu do i-tego węzła obliczeniowego, [min.]

c - częstość występowania deszczu o natężeniu q_i lub większym, [lata]

Z uwagi na zaniżone wartości natężenia opadu obliczane tzw. formułą Błaszczyka, zaleca się przy wyznaczaniu natężenia opadu wg tej formuły stosowanie powiększonych wartości „c" wyszczególnionych w kolumnie nr 3 Tab. nr 1.

Tab. nr 1. Zalecane częstości projektowe deszczu miarodajnego.

Lokalizacja (kategoria zagospodarowania terenu)	Częstość deszczu obliczeniowego wg PN-S-02204:1997 [1 raz na C lat]	Częstość deszczu obliczeniowego we wzorze Błaszczyka dla czasu opadu 10-60min [1 raz na c lat]
1	2	3
Tereny wiejskie	1 na 1	1 raz na 2 do 1,5 lat
Tereny mieszkaniowe	1 na 2	1 raz na 4 do 6 lat
Centra miast, tereny usługowe i przemysłowe	1 na 5	1 raz na 12 do 20 lat
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 10	1 raz na 20 do 35 lat

Maksymalny przepływ miarodajny do wymiarowania przekrojów kanału w poszczególnych węzłach obliczeniowych wyznacza się ze wzoru:

$$\boldsymbol{Q_i = q_i \cdot \psi_i \cdot F_i}, \qquad [m^3/s]$$

gdzie:

Q_i – przepływ maksymalny w i-tym węźle obliczeniowym

q_i - natężenie deszczu miarodajnego w i-tym węźle obliczeniowym, [m^3/s/ha]

ψ_i - współczynnik spływu powierzchniowego, obliczony jako średnia ważona dla różnych sposobów zagospodarowania zlewni, [-]

F_i - powierzchnia zlewni dla i-tego węzła obliczeniowego, [ha]

Wymiarowany przekrój rozpatrywanego kanału należy dobierać tak, aby jego przepustowość całkowita była większa od przepływu miarodajnego wyznaczonego wg. powyższych wzorów.

Zaleca się aby maksymalne wypełnienie kanałów nie przekraczało 85% ich średnicy lub wysokości.

Obliczenia hydrauliczne rurociągów należy wykonywać w oparciu o wzór Chezy na średnią prędkość przepływu w przekroju:

$$V = C_p * (R_h * I_E)^{(1/2)}$$

gdzie:

$C_p = C_{ms} = 1/n * R_h^{(1/6)}$ współczynnik prędkości wg. Manninga-Stricklera (niezalecany)

$C_p = C_{pc} = (8 * g / \lambda)^{(1/2)}$ współczynnik prędkości wg. Prandtla-Colebrooka (zalecany)

λ – współczynnik oporów liniowych wg Colebrooka-Whitea [K/]

R_h - promień hydrauliczny przekroju [m]

$R_h = D/4$ przy napełnieniu całkowitym (D – średnica kanału o przekroju kołowym)

$R_h = A/L_{zw}$ przy napełnieniu częściowym (A – pole powierzchni przekroju poniżej zwierciadła wody, L_{zw} – długość obwodu zwilżonego)

I_E – spadek linii energii [-]

przy napełnieniu częściowym kanału równy spadkowi dna kanału

przy przepływie ciśnieniowym równy spadkowi linii ciśnień piezometrycznych

n – współczynnik szorstkości wewnętrznych ścian rurociągu wg zaleceń producenta

Minimalne i maksymalne prędkości przepływu wody w przewodach, należy dobierać zgodnie z wytycznymi producentów dla poszczególnych materiałów, uwzględniając zapewnienie prędkości samooczyszczenia (V_{min}= 0,8 m/s przy połowie napełnienia kanału) oraz ograniczając zjawisko niszczenia kanału przez ścieranie przy nadmiernych prędkościach.

Zaleca się aby maksymalna prędkość ścieków deszczowych nie przekraczała Vmax = 5,0 m/s.

Nie zaleca się stosowania spadków kanałów deszczowych niższych niż podane w Tabeli nr 2:

Tabela nr 2 Zalecane minimalne spadki dla nowych kanałów deszczowych o przekroju kołowym.

Średnica D [m]	Spadek minimalny [%]
0,20	0,58
0,25	0,43
0,30	0,34
0,40 i większe	0,30

2. Przepływy kontrolne dla projektowanych sieci kanalizacji deszczowej

W warunkach wystąpienia opadów wyższych niż miarodajne następuje dalszy dopływ wody do systemu odwadniającego powodując jego przepełnienie. Zapewnienie standardu odwodnienia odpowiedniego dla kategorii zagospodarowania odwadnianego terenu wymaga niedopuszczenie do wystąpienia wylania na powierzchnię terenu częściej niż jest to społecznie akceptowalne.

Po osiągnięciu całkowitego wypełnienia kanałów i przy dalszym wzroście spiętrzenia ścieków deszczowych do poziomu terenu następuje wzrost ich przepustowości. Zalecenia niemieckie – DWA-A118:2006 wprowadzają pojęcie częstości nadpiętrzenia do poziomu terenu, który to stan jest najbliższy występującemu w dalszej kolejności wylaniu.

Do obliczeń sprawdzających projektowanej sieci kanalizacji deszczowej (np. za pomocą modelowania hydrodynamicznego) do wyznaczania przepływu kontrolnego można zastosować częstości opadów wg. Tab. nr 3. Czas obciążenia sieci opadem powinien być 2-4 krotnie wydłużony w stosunku do czasu trwania opadu miarodajnego przy zastosowaniu zmiennego w czasie rozkładu jego natężenia.

Tab. nr 3 Zalecane częstości nadpiętrzeń do poziomu terenu wg. DWA-A118:2006 oraz częstości wylania wg PN-EN 752:2008 dla nowo projektowanych systemów kanalizacji deszczowej

Lokalizacja (kategoria zagospodarowania terenu)	Częstość nadpiętrzenia [1 raz na C lat]	Częstość wylania [1 raz na C lat]
1	2	3
Tereny wiejskie	1 na 2	1 na 10
Tereny mieszkaniowe	1 na 3	1 na 20
Centra miast, tereny usług i przemysłu	rzadziej niż 5	1 na 30
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami itp.	rzadziej niż 10*	1 na 50
* Przy przejazdach pod ulicami należy brać pod uwagę, że nadpiętrzeniu powyżej powierzchni terenu towarzyszy z reguły bezpośrednio wylanie, jeżeli nie są stosowane lokalne środki zabezpieczające. Tutaj częstości nadpiętrzenia i wylania należy przyjmować 1 na 50.		

3. Metodyka obliczeń oraz przepływy miarodajne i kontrolne dla regulacji potoków i projektowania zbiorników retencyjnych.

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w PN-EN 752-4:1997 oraz EN 752:2008 (E) przy projektowaniu systemów odwadniających zlewnie o powierzchni większej niż 200 ha należy stosować zmienne w czasie charakterystyki deszczu nawalnego i komputerowe modele

symulacyjne przepływu. Do tego celu można wykorzystać gotowe oprogramowanie inżynierskie lub przeprowadzić obliczenia zgodnie z przedstawioną poniżej lub zbliżoną metodyką.

Metodyka obliczeń powinna być zgodna z „Metodyką obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ" wykonaną przez Stowarzyszenie Hydrologów Polskich na zlecenie Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie wg rozdziału dotyczącego zurbanizowanych zlewni niekontrolowanych.

Do obliczenia wielkości maksymalnego przepływu o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w potoku lub innym odbiorniku wód deszczowych lub niezbędnej retencji zbiornika konieczna jest znajomość hydrogramów wezbrania dla wszystkich jego dopływów wyznaczonych dla różnych czasów trwania deszczu o tym samym prawdopodobieństwie przewyższenia. Po zsumowaniu hydrogramów poszczególnych dopływów względem punktu „0" (początek opadu) otrzymuje się hydrogram dopływu wody ze zlewni do węzła obliczeniowego (lub zbiornika) wyznaczony dla danego czasu trwania deszczu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia. Projektując zbiornik wyznaczamy zależność pomiędzy jego pojemnością i głębokością wody oraz zależność pomiędzy głębokością wody w zbiorniku i wydatkiem budowli piętrząco-upustowych czyli odpływem ze zbiornika. Bilansując hydrogramy dopływu wody ze zlewni wyznaczone dla różnych czasów trwania opadu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia z charakterystykami zbiornika wyznaczamy czas trwania opadu, który powoduje maksymalny wzrost głębokości wody w zbiorniku (największa objętość zbiornika) i/lub maksymalną wartość odpływu wody przez urządzenia piętrząco-upustowe. Możliwe jest również wyznaczenie czasu, który upłynął od początku opadu do osiągnięcia ww. wartości maksymalnych. Jeżeli wyznaczone wartości maksymalne mieszczą się w bezpiecznych granicach (w tym odpływ ze zbiornika jest niższy od odpływu dozwolonego dla terenu położonego poniżej) to oznacza, że parametry geometryczne zbiornika zostały dobrane prawidłowo.

Zgodnie z wymaganiami zawartymi w Załączniku nr 4 rozporządzenia [F/] dla budowli hydrotechnicznych IV klasy o wysokości piętrzenia $2,0 < H \leq 5,0$ do wyznaczania przepływów obliczeniowych należy przyjmować następujące wartości prawdopodobieństwa:

- przepływ miarodajny	p= 1%	1 raz na c=100 lat
- przepływ kontrolny	p= 0,5%	1 raz na c=200 lat

Dla zbiorników przeciwpowodziowych o wysokości piętrzenia $H \leq 2,0$ m i pojemności powodziowej stałej $V_{ps} \leq 200$ tys. m^3 , położonych na terenach zurbanizowanych (w centrach miast i terenach usług i przemysłu) zaleca się przyjmować prawdopodobieństwo opadu miarodajnego p = 3%, a kontrolnego p=1%.

Przy projektowaniu przekrojów regulacyjnych potoków zaleca się przyjmowanie przepływu miarodajnego do wymiarowania umocnień o wartości prawdopodobieństwa przewyższenia p=10%. Prawdopodobieństwo przewyższenia przepływu kontrolnego (mieszczącego się w korycie) zaleca się przyjmować o wartości p=1%.

Dopuszczalne poziomy zwierciadła wody w przekroju potoku lub zbiorniku należy wyznaczać na podstawie wartości bezpiecznego wzniesienia korony budowli piętrzącej wg Załącznika nr 6 rozporządzenia [F/].

W naszkicowanej powyżej metodzie kluczowym elementem jest wyznaczenie hydrogramu wezbrania w oparciu o hietogram opadu. Metodyka zakłada równość prawdopodobieństw wystąpienia deszczu i wywołanego nim wezbrania. Wyznaczenie wartości maksymalnego przepływu w węźle obliczeniowym lub parametrów zbiornika retencyjnego wykonuje się w kilku etapach:

a. Obliczenie maksymalnej sumy opadu (miarodajnego lub kontrolnego) w zlewni o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia i czasie trwania oraz rozkładu natężenia opadu w czasie jego trwania (hietogram opadu syntetycznego).

   (Maksymalną sumę opadu zaleca się obliczać metodą IMGW (Bogdanowicz-Stachy), a rozkład sumy opadu w czasie jego trwania w oparciu o rozkład DVWK 1984);

b. Obliczenia wysokości opadu efektywnego w zlewniach poszczególnych dopływów.

   (Zaleca się metodę SCS - w oparciu o maksymalną potencjalną retencję S zlewni obliczoną dla wyznaczonej wartości średniej ważonej parametru CN);

c. Wyznaczenie parametrów hydrogramu jednostkowego dla poszczególnych dopływów.

   (Zaleca się stosowanie metody fali jednostkowej przy przyjęciu typowego kształtu fali wezbrania deszczowego (wg SCS) oraz wartości czasu koncentracji obliczonego metodą SCS oraz FAA);

d. Obliczenie hydrogramów wezbrań poszczególnych dopływów położonych powyżej węzła obliczeniowego/zbiornika.

   (Metoda superpozycji fal jednostkowych wywołanych opadem efektywnym obliczonych dla kolejnych przedziałów / kroków czasowych;

e. Obliczenie sumarycznego hydrogramu dopływu do węzła/zbiornika wyznaczonego dla opadu obliczeniowego z pkt. a.

   (metoda superpozycji hydrogramów wezbrań poszczególnych dopływów);.

f. Obliczenie podstawowych parametrów roboczych przekroju regulacyjnego potoku lub zbiornika obciążonego dopływem ze zlewni wywołanym opadem z pkt. a.

   (Wyznaczenie maksymalnej rzędnej zwierciadła wody w projektowanym przekroju potoku lub zbiorniku jako efekt przechodzenia fali wezbraniowej wyznaczonej w pkt. e. W przypadku zbiornika należy wyznaczyć jego charakterystyczne pojemności oraz wartość maksymalnego odpływu przez budowlę piętrząco-upustową podczas wezbrania w oparciu o krzywą pojemności zbiornika oraz krzywą przepływu budowli piętrząco-upustowej.)

g. Powtarzanie obliczeń dla innych czasów trwania opadu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia w celu wyznaczenie wartości maksymalnych rzędnych zwierciadła wody w projektowanym przekroju potoku lub zbiorniku oraz wartości maksymalnego odpływu ze zbiornika do odbiornika.

   (Sprawdzenie czy wyznaczone maksymalne parametry mieszczą się w zakresach dopuszczalnych; jeśli nie to należy przeprojektować przekrój regulacyjny potoku lub zbiornik , modyfikując odpowiednio krzywą jego pojemności i krzywą przepływu dla budowli P-U. Innym rozwiązaniem jest wprowadzenie

zmian w sposobie zagospodarowania przestrzennego zlewni co skutkuje zmianą jej parametrów; po wprowadzeniu niezbędnych zmian należy ponowić obliczenia.)

Ad pkt. a

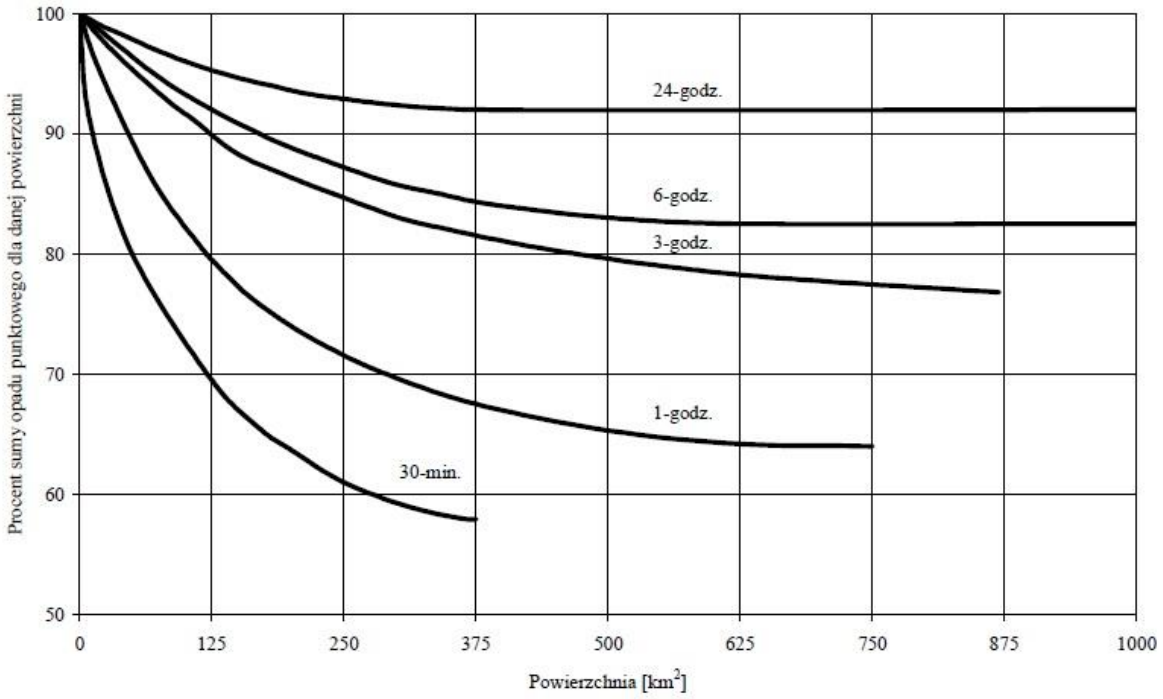
Obliczenia opadu średniego (suma opadu) o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia i czasie trwania należy wykonywać w oparciu o wzory opracowane w IMGiW przez Bogdanowicz-Stachy:

$$P_{max} = 1{,}42 * T_d^{(1/3)} + a(T_d) * (-\ln p)^{0{,}584} \qquad [mm]$$

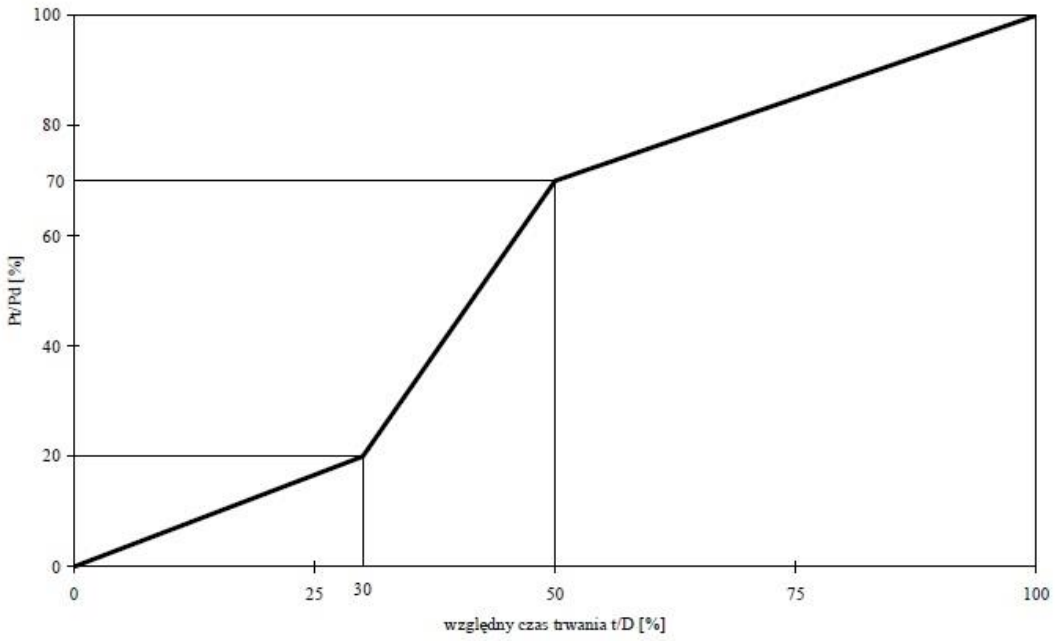
gdzie funkcja $a(T_d)$ dla Gdańska wynosi:

$a(5 \le T_d \le 30) =$	$3{,}920 * \ln(T_d+1) - 1{,}662$
$a(30 < T_d \le 60) =$	$8{,}944 * \ln(T_d) - 18{,}6$
$a(60 < T_d \le 120) =$	$4{,}693 * \ln(T_d+1) - 1{,}249$
$a(120 < T_d \le 720) =$	$2{,}223 * \ln(T_d+1) + 10{,}639$
$a(720 < T_d \le 4320) =$	$9{,}472 * \ln(T_d+1) - 37{,}032$

W obliczeniach zaleca się również uwzględniać obszarową zmienności opadu z uwagi na powierzchnię zlewni (krzywe redukcyjne) oraz rozkładu sumy opadu w czasie wg wytycznych DVWK 1984 pokazanych na poniższych rysunkach:



Rys. nr 1 Krzywe redukcyjne sumy opadu punktowego dla oszacowania opadu obszarowego wg DVWK 1984



Rys. nr 2 Rozkład sumy opadu w czasie jego trwania wg DVWK 1984

Ad pkt. b

Do wyznaczenia opadu efektywnego zaleca się stosować metodę SCS opracowaną przez Soil Conservation Service w USA. W metodzie tej opad efektywny uzależnia się od grupy gleb, sposobu użytkowania terenu zlewni oraz od uwilgotnienia zlewni przed wystąpieniem badanego opadu. Wszystkie te czynniki ujmuje bezwymiarowy parametr CN, określający numer krzywej rozdziału opadu średniego całkowitego na opad efektywny i straty. Przyjmuje on wartości z przedziału (0, 100].

W metodzie SCS gleby podzielono na cztery grupy w zależności od możliwości powstawania odpływu powierzchniowego:

A - Gleby o małej możliwości powstania odpływu powierzchniowego.
B - Gleby o przepuszczalności powyżej średniej.
C - Gleby o przepuszczalności poniżej średniej.
D - Gleby o dużej możliwości powstawania odpływu.

Obszarową zmienność wartości CN uwzględniono, obliczając ją jako wartość średnią ważoną ze wzoru:

$$CN = CN_{sr} = (\Sigma CN_j * F_j) / Fc$$

Parametr CN jest związany z maksymalną potencjalną retencją S zlewni zależnością:

$$S = 25,4 *(1000 / CN – 10)$$

Opad efektywny w przedziale czasu (0,t) wyraża się wzorem [11]:

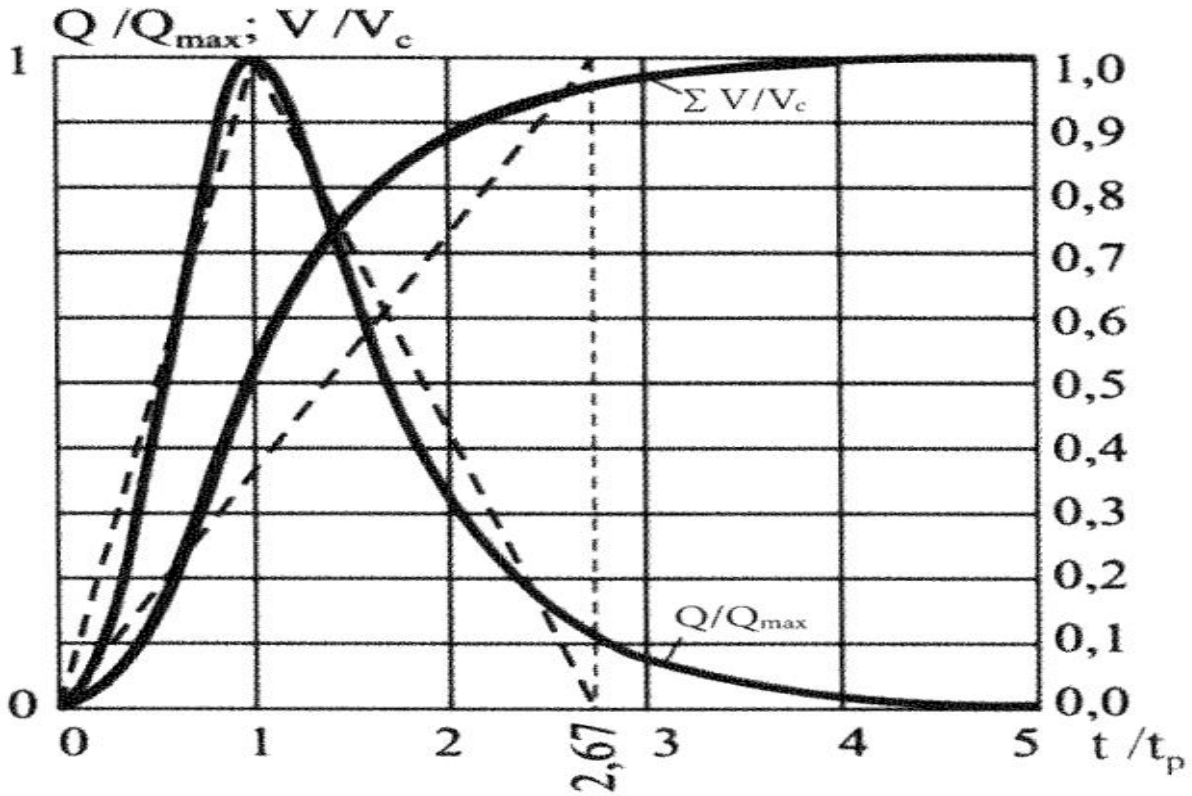
gdy $P_t < 0,2*S$ $P_e = 0$

gdy $P_t \geq 0{,}2*S$ $\quad P_e = (P_t - 0{,}2*S)^2 / (P_t + 0{,}8*S)$

gdzie P_t oznacza sumę opadu całkowitego w przedziale czasu (0,t)

Ad pkt. c

Do wyznaczenia hydrogramów odpływu wody z poszczególnych zlewni zaleca się stosować metodę SCS, która należy grupy metod fali jednostkowej. Polega ona na nakładaniu na siebie fal (hydrogramów), powstających wskutek opadu efektywnego, kolejno w przyjętych przedziałach czasowych, a więc z uwzględnieniem zmieniającej się w czasie sumy opadów. Zakłada się w niej również równość odpływu ze zlewni z opadem efektywnym (Pe=H). Kolejnym założeniem jest przyjęcie rozkładu hydrogramu odpływu (syntetycznej fali jednostkowej) wg typowego kształtu fali, której bezwymiarową postać wraz z krzywą sumową objętości przepływu pokazano na Rys. nr. 3. Rysunek zawiera również schematyczny trójkątny rozkład hydrogramu odpływu stosowany w metodzie SCS w wersji uproszczonej tzw. „inżynierskiej".



Rys. nr 3 Wykres kształtu fali oraz krzywa sumowa objętości dopływu wody dla typowego wezbrania deszczowego wg SCS

gdzie: $Qmax = 0{,}208 * F * H / t_p$

$t_p = T_{de} + 0{,}6 * T_c$

T_{de} – czas trwania opadu efektywnego (dla fali jednostkowej równy dT)

Tab. nr 4 Zestawienie współrzędnych typowego kształtu fali oraz krzywej sumowej dopływu typowego wezbrania deszczowego (wg SCS).

t/t_p	Q/Q_{max}	t/t_p	Q/Q_{max}
0,25	0,12	2,75	0,105
0,50	0,43	3,00	0,075
0,75	0,83	3,25	0,053
1,00	1,00	3,50	0,036
1,25	0,88	3,75	0,026
1,50	0,66	4,00	0,018
1,75	0,45	4,25	0,012
2,00	0,32	4,50	0,009
2,25	0,22	4,75	0,006
2,50	0,15	5,00	0,004

Jednostkowy hydrogram (fala) odpływu jest charakterystyczny dla danej zlewni i jego kształt zależy od jej parametrów (powierzchnia, czas koncentracji). Jest to wykres zmienności przepływu w danym przekroju obliczeniowym, będący wynikiem opadu efektywnego o jednostkowym stałym natężeniu, równomiernie rozłożonym w zlewni i trwającym określony czas (krok czasowy), nie dłuższy niż 1/5 czasu koncentracji Tc.

Ad pkt. d

Wyznaczenie hydrogramu wezbrania dla danego dopływu jako skutek opadu o czasie trwania T_d i zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia polega na superpozycji fal jednostkowych wywołanych opadem efektywnym obliczonych dla kolejnych przedziałów czasowych (dT).

Ad pkt. e,f

Po zsumowaniu hydrogramów poszczególnych dopływów względem punktu „0" (początek opadu) otrzymujemy hydrogram dopływu wody ze zlewni do węzła obliczeniowego jakim jest przekrój regulacyjny potoku lub projektowany zbiornik, wyznaczony dla danego czasu trwania deszczu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia. Ponieważ trudno jest z góry przesądzić dla jakiego czasu trwania opadu dopływ osiągnie wartość maksymalną obliczenia wykonuje się metodą kolejnych przybliżeń. Wyznaczenie maksymalnego dopływu ze zlewni do zbiornika nie oznacza jeszcze końca obliczeń, gdyż maksymalny poziom wody w zbiorniku oraz maksymalny odpływ zależy od parametrów samego zbiornika i urządzeń upustowych i na ogół są skutkiem opadów długotrwałych (Td >> Tc).

Ad pkt. g

Obliczony w danym węźle obliczeniowym maksymalny przepływ jest miarodajny do wyznaczenia parametrów przekroju regulacyjnego potoku lub przekroju kanału krytego. Podczas projektowania zbiornika retencyjnego **gdy wartość maksymalnego odpływu ze zbiornika jest wyższa od przepływu dozwolonego wyznaczonego dla odbiornika lub maksymalne piętrzenie przekracza wartość dopuszczalną dla przepływu miarodajnego**

lub kontrolnego należy przeprojektować parametry zbiornika oraz odpowiednio zmodyfikować krzywą jego pojemności i krzywą przepływu dla budowli P-U. Innym rozwiązaniem jest wprowadzenie ograniczeń w sposobie przyszłego zagospodarowania przestrzennego zlewni co skutkuje zmianą jej parametrów. Po wprowadzeniu niezbędnych zmian należy ponowić obliczenia aż do osiągnięcia pozytywnego rezultatu.

4. Powierzchnia zlewni, współczynniki spływu i inne parametry

Dla przedstawionej powyżej metodyki obliczeń objętości oraz zmian natężenia odpływu wody ze zlewni zurbanizowanej niezbędna jest znajomość kilku jej charakterystycznych parametrów takich jak powierzchnia (F), średni współczynnik spływu powierzchniowego (Ψ), maksymalna potencjalna retencja (S) i czas koncentracji (Tc).

Granice zlewni należy wyznaczać na planie sytuacyjno-wysokościowym w skali 1:1000 lub większej. Na ogół biegną one wierzchołkami wzniesień, ale na terenach zurbanizowanych należy również brać pod uwagę przebiegi rurociągów (istniejącej lub projektowanej) kanalizacji deszczowej. Z analizowanego obszaru wyodrębnia się rodzaje zabudowy / pokrycia zlewni i przyporządkowuje się im odpowiednie wartości współczynnika spływu Ψ i/lub parametru CN. Wyznaczone współczynniki/parametry dla każdej zlewni cząstkowej stanowią podstawę do obliczenia średnio ważonej wartości dla zlewni nadrzędnych, przyporządkowanych do poszczególnych węzłów obliczeniowych.

Stan zagospodarowania przestrzennego analizowanej zlewni zaleca się przedstawiać w trzech wariantach:

- Stan istniejący
- Wariant perspektywiczny A (bez uwzględnienia lokalnej retencji)
- Wariant perspektywiczny B (z uwzględnieniem lokalnej retencji)

W Wariancie A przyjmuje się zagospodarowanie całego obszaru analizowanej zlewni tak jak przewidują to miejscowe plany zagospodarowania przestrzennego (E/) lub uwarunkowania i kierunki zagospodarowania przestrzennego [D/]. Oznacza to znaczny wzrost stopnia uszczelnienia zlewni w stosunku do stanu istniejącego.

W Wariancie B tereny, na których w planach zagospodarowania przewiduje się zabudowę typu mieszkaniowego wielorodzinnego, usługowego, produkcyjnego, magazynowego (w różnych konfiguracjach) traktuje się jak tereny użytkowane rolniczo lub niezagospodarowane czyli takie jakimi są obecnie. Oznacza to, że mimo przewidywanej w przyszłości zmiany zagospodarowania i zwiększenia stopnia uszczelnienia z terenów tych nie nastąpi znaczny wzrost odpływu wód opadowych, gdyż zostanie on zredukowany w lokalnych zbiornikach retencyjnych lub innymi sposobami wg uznania inwestorów. Zwiększenie odpływu z tych terenów w stosunku do stanu istniejącego nastąpi jedynie z uwagi na budowę dróg administrowanych przez władze samorządowe.

W przypadku podjęcia decyzji o realizacji przedsięwzięcia hydrotechnicznego wg parametrów technicznych wyznaczonych dla stanu zagospodarowania zlewni wg Wariantu B

należy pokazać na jakich obszarach zlewni zamierzone jest wprowadzenie ograniczenia spływu wód opadowych.

Na wielkość współczynnika spływu „ψ" składa się wiele czynników. Największy wpływ ma sposób zagospodarowania terenu, gęstość zabudowy oraz spadki terenu. Zaleca się przyjmować wartości współczynnika spływu wg Tab. nr 5.

Tab. nr 5 Współczynniki spływu powierzchniowego

Rodzaj zabudowy i użytkówanie	Spadki terenu [%]					
	do 0,5	1,5	2,5	5,0	7,5	10,0
	Współczynnik ψ					
Powierzchnia zbiornika wodnego	1,0					
Przemysł i tereny składowe	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Drogi i ulice	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Ciągi piesze, rowerowe, torowiska tramwa-jowe, parkingi	0,50	0,52	0,55	0,60	0,65	0,70
Zabudowa mieszkaniowa o wysokiej intensywności zabudowy (zabudowa zwarta)	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Zabudowa ekstensywna (średnia intensywność), zabudowa luźna	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60
Usługi	0,35	0,37	0,40	0,45	0,50	0,55
Usługi z zielenią towarzyszącą (np. cmentarz), aleje spacerowe	0,20	0,22	0,25	0,30	0,35	0,40
Tereny o małej intensywności zabudowy, zabudowa jednorodzinna, willowa	0,30	0,32	0,35	0,40	0,45	0,50
Parki i ogrody	0,10	0,12	0,15	0,20	0,25	0,30
Grunty orne	0,05	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25
Lasy i zieleń ekologiczna	0,01	0,02	0,04	0,06	0,10	0,15

Do obliczania maksymalnej retencji potencjalnej zlewni wg metodyki SCS konieczne jest wyznaczenie parametru CN (curve number). Jego wartości zależą od sposobu zagospodarowania zlewni, ale również od budowy geologicznej podłoża oraz stopnia jego uwilgotnienia przed opadem obliczeniowym.

Tab. nr 6 Parametry CN do metody SCS dla przeciętnych warunków wilgotnościowych (AMC-II)

Rodzaj pokrycia terenu (użytkowania zlewni)	Opis Warunki hydrologiczne	Wartości *CN* dla grup glebowych			
		A	B	C	D
Tereny otwarte: trawniki, parki, pola golfowe, cmentarze, itp.	Złe warunki hydrologiczne (trawa pokrywa do 50 % powierzchni)	68	79	86	89
	Średnie warunki hydrologiczne (pokrycie trawą 50-75%)	49	69	79	84
	Dobre warunki hydrologiczne (pokrycie trawą > 75%)	39	61	74	80
Tereny nieprzepuszczalne: utwardzone parkingi, dachy, jezdnie	--	98	98	98	98
Ulice i drogi	nieprzepuszczalne z poboczami i rowami otwartymi	83	89	92	93
	żwrowe	76	85	89	91
	gruntowe	72	82	87	89
Tereny handlowe i przemysłowe	ok. 85% pow. nieprzepuszczalnej	89	92	94	95
	ok. 72% pow. nieprzepuszczalnej)	81	88	91	93
Tereny zamieszkałe – przy przeciętnej powierzchni działki:	< 500 m2, lub 65% powierzchni nieprzepuszczalnej	77	85	90	92
	1000 m2, 38%	61	75	83	87
	1700 m2, 30 %	57	72	81	86
	2000 m2, 25 %	54	70	80	85
	4000 m2, 20%	51	68	79	84
	zagrody	59	74	82	86
Ugór		77	86	91	94
Rośliny okopowe	warunki przeciętne	67	77	83	87
Rośliny zbożowe	warunki przeciętne	62	73	81	85
Rośliny motylkowe	warunki przeciętne	60	72	80	83
Pastwiska	warunki przeciętne	49	69	78	84
Łąki	warunki przeciętne	30	58	71	78
Lasy	gęste	25	55	70	77
	średniogęste	36	60	73	79
	rzadkie	45	66	77	83

Dla poszczególnych zlewni cząstkowych oraz różnych wariantów zagospodarowania zlewni konieczne jest wyliczenie tzw. czasów koncentracji, które wyznaczają szybkość reakcji zlewni na opad efektywny. Czasy koncentracji oznaczają czasy dopływu wód opadowych z najdalszych (hydraulicznie) miejsc zlewni cząstkowych do węzła obliczeniowego. Do wyznaczania czasu spływu wód deszczowych na początkowym odcinku (ok. $L \leq 100,0$ m) i niewielkim spadku terenu (różnica wysokości $h_c \leq 5,0$ m), gdzie dominuje spływ powierzchniowy, zaleca się stosowanie formuły FAA (Federal Aviation Administration, USA)

$$T_c = 0,0117 * (1,1 - \Psi) * L^{0,833} / h_c^{(1/3)}, \qquad [godz]$$

Na pozostałych odcinkach, z ruchem wody koncentrującym się w strumieniach lub kanałach należy stosować formuły oparte o wzory Chezy i Manninga, zgodnie z metodyką SCS.