

Andrzej Kotowski

Projektowanie niekonwencjonalnych przelewów burzowych

W pracy omówiono procedurę projektowania niekonwencjonalnego przelewu burzowego, zapewniającego ograniczenie częstości zrzutu i poprawę jakości ścieków ogólnospławnych odprowadzanych do odbiornika podczas występowania ulewnych deszczy. Model matematyczny działania przelewu o wysoko wzniesionej krawędzi przelewowej z komorą uspokajającą za przelewem bocznym oraz zatopionym odpływem ścieków z rury dławiącej, oparto na wynikach prac badawczych.

Metody projektowania przelewów burzowych muszą być dostosowane do obowiązującego kryterium ochrony wód przed zanieczyszczeniem, wyrażonego dopuszczalną liczbą zrzutów burzowych w ciągu roku, tj. ≤ 10 [1,2]. Roczna liczba zrzutów jest zależna od granicznego natężenia przepływu ścieków ogólnospławnych (Q_{gr}), warunkującego rozpoczęcie zrzutu ścieków do odbiornika:

$$Q_{gr} = Q_{\acute{s}c} + Q_{op\ gr} \quad (1)$$

gdzie:

$Q_{\acute{s}c}$ – maksymalne godzinowe natężenie przepływu ścieków dla pogody bezdeszczowej, dm^3/s

$Q_{op\ gr}$ – graniczne natężenie przepływu ścieków opadowych, dm^3/s

Wartość granicznego natężenia przepływu ścieków opadowych ($Q_{op\ gr}$) można wyznaczyć dwiema metodami. Korzystając z definicji współczynnika początkowego rozcieńczenia (n_{rp}) otrzymuje się:

$$Q_{op\ gr} = n_{rp} Q_{\acute{s}c} \quad (2)$$

Aby nie odprowadzać do odbiornika wód burzowych o dużym stężeniu zanieczyszczeń, konieczne jest projektowanie przelewów przy $n_{rp} > 1$, natomiast dla odbiorników małych oraz szczególnie chronionych $n_{rp} \geq 3$; ogólnie $n_{rp} \in \langle 1, 10 \rangle$ [1–6].

Przy projektowaniu nowych sieci kanalizacyjnych, bądź rozbudowie istniejących, graniczną wartość natężenia przepływu ścieków opadowych wyznaczyć można na podstawie przyjętego strumienia splukującego opadu (q_{sp1}), wyrażonego w $dm^3/s \cdot ha$:

$$Q_{op\ gr} = q_{sp1} \Psi A_z \quad (2a)$$

gdzie:

Ψ – współczynnik szczelności zlewni

A_z – pole powierzchni zlewni odwadnianej, ha

Istotne dla ochrony wód odbiornika jest to, aby do oczyszczalni ścieków dopływały spływy powierzchniowe spowodowane opadem o strumieniu splukującym zanieczyszczenia zgromadzone w zlewni. Za minimalny strumień splukujący opadu przyjmuje się w Polsce $q_{sp1} = 6 \text{ dm}^3/s \cdot ha$, w Niemczech $q_{sp1} = 7,5 \text{ dm}^3/s \cdot ha$, a w Szwajcarii $q_{sp1} = 15 \text{ dm}^3/s \cdot ha$; ogólnie $q_{sp1} \in \langle 6, 30 \rangle \text{ dm}^3/s \cdot ha$ [2,4,6].

Przelewy burzowe działają z chwilą, gdy wypełnienie kanału dopływowego – kolektora – (związane ze wzrostem natężenia przepływu ścieków w okresie trwania deszczu) przekroczy wysokość wzniesienia krawędzi przelewowej przy Q_{gr} . Przy maksymalnym obliczeniowym natężeniu przepływu ścieków (Q_d) równym:

$$Q_d = Q_{\acute{s}c} + Q_{op\ max} \quad (3)$$

gdzie:

$Q_{op\ max}$ – maksymalne natężenie przepływu ścieków opadowych, dm^3/s

zadaniem przelewu burzowego jest podział strumienia Q_d na część Q , przepływającą przez krawędź przelewową i trafiającą do zbiornika retencyjnego bądź bezpośrednio do odbiornika, oraz na część Q_o , odpływającą kolektorem do oczyszczalni ścieków. W wypadku instalacji przelewu burzowego na kanalizacji deszczowej ($Q_{\acute{s}c} = 0$), $Q_{gr} = Q_{op\ gr}$ oraz $Q_d = Q_{op\ max}$.

W technice kanalizacyjnej, ze względów hydraulicznych, można wyróżnić dwie grupy stosowanych przelewów bocznych, o umownych nazwach:

– konwencjonalne, bez urządzeń piętrzących ścieki w komorze przelewowej,

– niekonwencjonalne, z rurą dławiącą, zasuwą bądź zastawką piętrzącą ścieki.

W przelewach bocznych konwencjonalnych, wobec dużej bezwładności (prędkości) płynących ścieków, długość krawędzi przelewowych musi być znaczna – nierzadko osiąga kilkanaście metrów. To sprawia, że przelewy burzowe tego typu są obiektami bardzo kosztownymi, a ich stosowanie jest mało opłacalne, gdyż uzyskane oszczędności, na skutek zmniejszenia wymiarów kolektora za przelewem, dość rzadko rekompensują koszty jego budowy. Ponadto w warunkach, gdy natężenie przepływu ścieków w kolektorze gwałtownie wzrośnie, to również odpływ ścieków do oczyszczalni wzrośnie w niekontrolowany sposób, co może spowodować spadek sprawności działania oczyszczalni ścieków. Tych mankamentów pozbawione są w znacznej mierze niekonwencjonalne przelewy burzowe, których przykładem może być przelew boczny z rurą dławiącą [7–10]. Utrzymanie założonych warunków działania przelewu zapewnia rura dławiąca, o odpowiedniej średnicy (d_r) i długości (l_r), stabilizująca w określonych

granicach strumień objętości odpływu ścieków (Q_0) do oczyszczalni. Sprawność hydrauliczna rury dławiącej zależy bowiem w mniejszym stopniu od wzrostu wypełnienia w komorze przelewowej kanału dopływowego, w porównaniu ze sprawnością hydrauliczną swobodnego przepływu przez koronę przelewu bocznej.

Zastosowanie rury dławiącej powoduje spiętrzenie ścieków w obrębie przelewu już przy granicznym strumieniu objętości przepływu (Q_{gr}), co pozwala na zakładanie krawędzi przelewowych (p) znacznie wyżej, niż w przelewach konwencjonalnych, co z kolei zwiększa retencję sieci i zmniejsza częstość działania przelewu w ciągu roku. Spiętrzenie ścieków w komorze przelewowej przy przepływie obliczeniowym (Q_d) ma wpływ na skrócenie długości krawędzi przelewowej (l_p), zwykle do kilku metrów. Rozpowszechnienie niekonwencjonalnych przelewów burzowych może przyczynić się do istotnego obniżenia kosztów budowy systemów kanalizacyjnych.

Opracowane dotychczas metody projektowania przelewów bocznych z rurą dławiącą pomijają zarówno warunki ruchu, jak i kształt zwierciadła cieczy w obrębie przelewu oraz zakładają stałą wartość współczynnika przepływu przelewu [3,4,6–9]. Te i inne uproszczenia mogą prowadzić do znacznych błędów obliczeniowych. Ponadto zaproponowana przez w pracach [10–13] standaryzacja kształtu niepryzmatycznej komory przelewowej – o ukośnej krawędzi przelewowej – bez komór uspokajających przepływ, zwłaszcza za przelewem, w świetle najnowszych badań technologicznych [14] wydaje się niewłaściwa ze względu na zrzuty z przelewów rumowiska wlezonego. Celowe więc było przyjęcie nowego standardu budowy oraz schematu obliczeniowego omawianych przelewów i zastosowanie do jego rozwiązania odpowiednich równań różniczkowych ruchu dla zbadanych warunków brzegowych [15,16].

Procedura obliczeniowa PBZRDIKU

Założenia i tok postępowania

Model matematyczny działania przelewów oparto na rozwiązaniu zmodyfikowanego równania różniczkowego ruchu dla swobodnych przepływów w komorze przelewowej oraz na rozwiązaniu uogólnionego równania Bernoulliego dla ciśnieniowego przepływu w rurze dławiącej. Do opracowania procedury o nazwie PBZRDIKU do wymiarowania przelewów bocznych z rurą dławiącą i komorą uspokajającą, przyjęto następujący tok postępowania:

- dla wyjściowych wartości natężeń ścieków dopływających do przelewu ($Q_{śc}$, Q_{gr} , Q_d) ustala się wymiary i określa parametry przepływu w kanałach dopływowym, odpływowym i burzowym oraz w rurze dławiącej,

- przyjmuje się odpowiednią wysokość krawędzi przelewowej (p), przy natężeniu Q_{gr} , uwzględniając brzegowe warunki hydrauliczne wystąpienia na przelewie przepływu spokojnego ($p > H_{kr}(Q_d)$), a następnie oblicza się niezbędną długość (l_r) rury dławiącej (rys.1),

- określa się żądany rozdział przepływów na przelewie (przy Q_d), tj. dla natężenia Q_0 oblicza się straty ΔH_0 w rurze dławiącej i wyznacza się wysokość warstwy przelewowej h_k na końcu przelewu, następnie dla natężenia Q i wysokości h_k oblicza się iteracyjnie niezbędną długość krawędzi przelewowej l_p , zakładając dyskretnie wysokość h_p na początku przelewu.

Przyjęto przy tym pewne założenia techniczne dotyczące geometrii komór przelewowych i uspokajających, a mianowicie:

- szerokość (b) i kształt przekroju poprzecznego komór, do wysokości pach kanałów, jest taki sam jak kanałów dopływowych; powyżej tej wysokości komory mają przekrój prostokątny ($b=D$), tj. $>D/2$ – kanał kołowy, $>2H_K/3$ – kanał jajowy, itp.,

- w wypadku kanałów pryzmatycznych długość komory uspokajającej za przelewem wynosi $l_u=2b$; w wypadku kanałów cylindrycznych, komory uspokajające przed i za przelewem mają długość $l_u=2D$ [14,15].

Tak więc liniowe parametry przelewu, takie jak b , p , l_u , d_r (rys.1) będą projektowane przy wyjściowych natężeniach ścieków dopływających do przelewu ($Q_{śc}$, Q_{gr} bądź Q_d), a pozostałe parametry zostaną obliczone, tj. l_r przy strumieniu Q_{gr} oraz l_p , h_p , h_k przy strumieniu $Q_d=Q+Q_0$.

Projektowane parametry przelewu

Kanał dopływowy. Dla obliczeniowego natężenia ścieków dopływających do przelewu (Q_d) oraz przyjętego spadku dna (i) należy określić wymiar kanału dopływowego, tj. dla dowolnego kształtu przekroju poprzecznego następujące parametry: szerokość (b) i wysokość (H_K) lub dla przekroju kołowego – średnicę (D), a następnie określić wypełnienia normalne (rys.1) z nomogramów do wzoru Manninga:

- $H_n(Q_{śc})$ przy natężeniu $Q_{śc}$ (w wypadku kanalizacji ogólnospławnej),

- $H_n(Q_{gr})$ przy natężeniu Q_{gr} określonym ze wzorów (1) i (2) lub (2a),

- $H_n(Q_d)$ przy natężeniu Q_d określonym ze wzoru (3),

- wypełnienie krytyczne $H_{kr}(Q_d)$ z równania ruchu krytycznego:

$$\alpha Q_d/g = A^3/b \quad (4)$$

gdzie:

α – współczynnik Coriolisa ($\alpha=1,15$ dla kanałów cylindrycznych, $\alpha=1,20$ dla kanałów pryzmatycznych [15,16])

g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2

A – pole powierzchni strumienia przepływowego, m^2

Krawędź przelewu. Należy przyjąć wysokość krawędzi przelewu (p) oraz (wstępnie) wysokość warstwy przelewowej (h_p), uwzględniając następujące warunki (rys.1):

$$p > H_n(Q_{gr}) \quad (5)$$

$$p \geq H_{kr}(Q_d) \quad (6)$$

$$H_p \equiv p + h_p > H_n(Q_d) \quad (7)$$

$$H_p \leq 0,95H_K \text{ (lub } D) \quad (8)$$

$$0,13 \leq h_p/H_p \leq 0,35 \quad (9)$$

Następnie należy sprawdzić warunek minimalnej prędkości przepływu w komorze przelewowej, przy granicznym natężeniu ścieków spiętrzonych do wysokości krawędzi przelewu [19]:

$$v_{\min}(Q_{gr\ sp}) \geq 0,30 \text{ m/s} \quad (10)$$

Jeśli warunek (10) nie jest spełniony to należy obniżyć wysokość krawędzi przelewu (p).

Rura dławiąca. Dla natężenia przepływu ścieków ($Q_{\dot{s}c}$) należy dobrać średnicę (d_r) i spadek dna (i_r) rury dławiącej oraz określić wypełnienie normalne (h_r), przy uwzględnieniu następujących zasad [6,7]: $h_r/d_r \leq 0,6$; $d_r \geq 0,20$ m; $i_{r \min} = 1/d_r$.

Z warunku wyrównania zwierciadeł ścieków przy natężeniu przepływu $Q_{\dot{s}c}$ wynika zawsze konieczność obniżenia dna rury dławiącej (na jej początku) względem dna komory uspokajającej o wartość Δh_1 (rys.1):

$$\Delta h_1 = h_r(Q_{\dot{s}c}) - H_n(Q_{\dot{s}c}) \quad (11)$$

Parametry przelewu dla natężenia przepływu ścieków Q_{gr}

Długość rury dławiącej należy obliczyć z równania Bernoulliego, zapisanego dla przyjętej wysokości krawędzi (p), w postaci (rys.1):

$$\begin{aligned} i l_u + p + \Delta h_1 + i_r l_r - z_2^I &\equiv \Delta H_o^I(Q_{gr}) = \\ &= \zeta_w \frac{v_{gr}^2}{2g} + l_r \frac{\lambda v_{gr}^2}{d_r 2g} + \frac{\alpha_r v_{gr}^2}{2g} \end{aligned} \quad (12)$$

gdzie:

z_2^I – wypełnienie w kanale odpływowym u wylotu rury dławiącej, ponad przyjętym poziomem porównawczym ($z_2^I \geq d_r$), $z_2^I = Z d_r$
 Z – współczynnik zatopienia odpływu z rury dławiącej, $Z \geq 1,0$
 v_{gr} – średnia prędkość przepływu w rurze dławiącej przy Q_{gr}
 ζ_w – współczynnik strat miejscowych na wlocie do rury dławiącej, dla ostrych krawędzi wlotowych $\zeta_w = 0,40$ [6,11,12]
 λ – współczynnik oporów liniowych w rurze dławiącej przy v_{gr} , z uwikłanego wzoru Colebrooka-White'a, bądź z jawnej postaci wzoru Phama [18] ($Re = v_{gr} d_r / 1,306 \cdot 10^{-6}$, $k_z = 0,0015$ m):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -21g \left[\frac{k_z/d_r}{3,7} - \frac{4,52}{Re} \lg \left(\frac{7}{Re} + \frac{k_z/d_r}{7} \right) \right] \quad (13)$$

α_r – współczynnik energii kinetycznej (Coriolisa) w rurze dławiącej, wg [13] $\alpha_r = 1 + 2,93\lambda - 1,55\lambda^{3/2}$

Przekształcając równanie (12) można zapisać:

$$i l_u + p + \Delta h_1 - z_2^I - (\alpha_r + \zeta_w) \frac{8Q_{gr}^2}{g\pi^2 d_r^4} = \frac{J_r^I - i_r}{J_r^I - i_r} \quad (14)$$

gdzie:

J_r^I – spadek linii wysokości energii przy Q_{gr} , określony ze wzoru:

$$J_r^I = \frac{\lambda v_{gr}^2}{d_r 2g} = \lambda \frac{8Q_{gr}^2}{g\pi^2 d_r^5} \quad (15)$$

Długość rury dławiącej musi spełniać warunek: $20d_r \leq l_r \leq 75$ m [11,16].

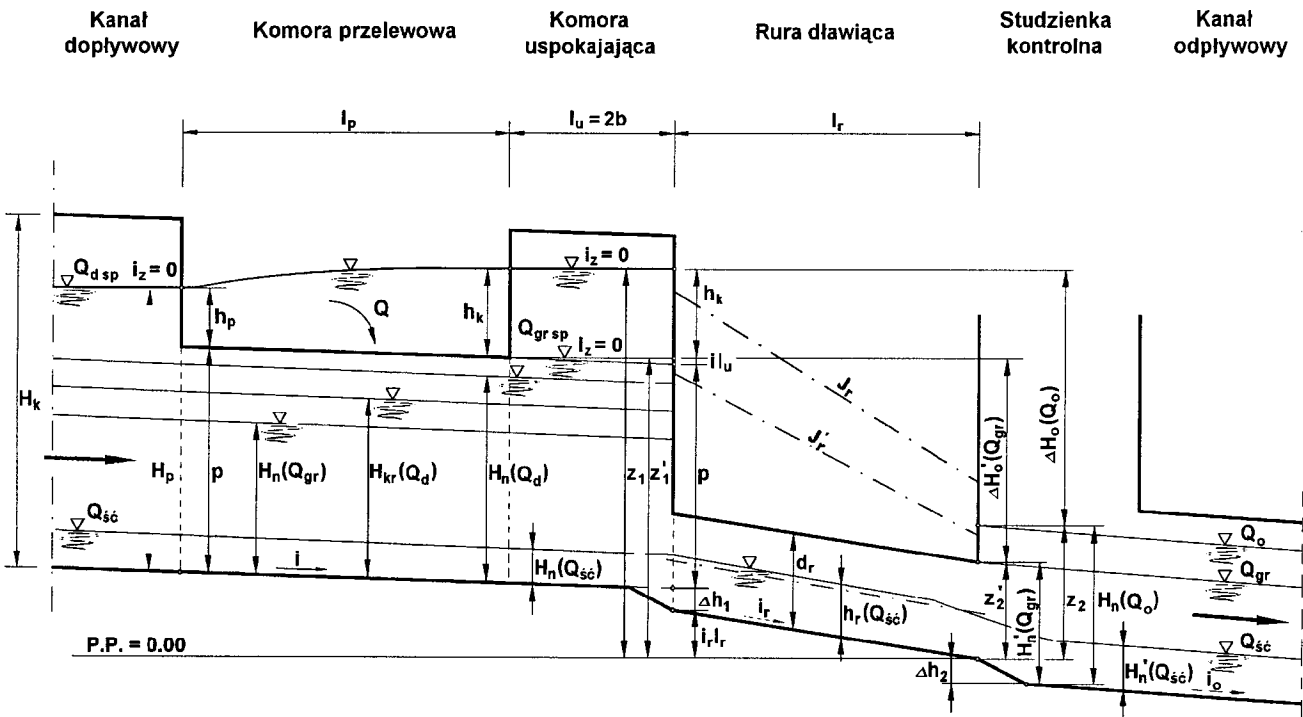
Kanał odpływowy (do oczyszczalni ścieków). Dla granicznego natężenia przepływu ścieków (Q_{gr}) i przyjętego spadku dna kanału odpływowego (i_o) należy przyjąć wymiar kanału i określić wypełnienie normalne $H_n^I(Q_{gr})$. Najczęściej, w wypadku gdy $H_n^I(Q_{gr}) > z_2^I = Z d_r$, zachodzi konieczność obniżenia dna kanału odpływowego (względem przyjętego poziomu odniesienia) o wartość $\Delta h_2 = H_n^I(Q_{gr}) - Z d_r$ (rys.1). W wypadku, gdy $H_n^I(Q_{gr}) < Z d_r$, należy dokonać korekty wartości współczynnika zatopienia odpływu (Z), bądź wymiarów kanału odpływowego.

Parametry przelewu dla natężenia przepływu ścieków Q_d

Wysokość warstwy przelewowej (h_k). Dla obliczeniowego natężenia ścieków dopływających do przelewu (Q_d), natężenie ścieków odpływających Q_o w rurze dławiącej będzie większe od Q_{gr} [7,9], tj. $Q_o \in \langle 1,1 Q_{gr}; 1,5 Q_{gr} \rangle$. Dla przyjętego natężenia odpływu Q_o należy określić wypełnienie normalne $H_n(Q_o)$ w kanale odpływowym, a następnie obliczyć straty $\Delta H_o(Q_o)$ w rurze dławiącej ze wzoru:

$$\Delta H_o(Q_o) = \left(\alpha_r + \zeta_w + \lambda \frac{l_r}{d_r} \right) \frac{8Q_o^2}{g\pi^2 d_r^4} \quad (16)$$

Następnie (z przekształcenia równania Bernoulliego) należy określić wysokość h_k na końcu krawędzi przelewu. Z badań modelowych [15,16] wynika, że spiętrzone zwierciadło ścieków w osi kanału, bezpośrednio przed przelewem



Rys. 1. Schemat do wymiarowania bocznych przelewów burzowych z rurą dławiącą i komorą uspokajającą

oraz w komorze uspokajającej za przelewem, jest poziome ($i_z=0$, rys.1), stąd:

$$h_k = H_n(Q_0) + \Delta H_0(Q_0) - (i_{lu} + p + \Delta h_1 + i_{lr} + \Delta h_2) \quad (17)$$

Wysokość h_k musi spełniać warunek wynikający z zakresu przeprowadzonych badań modelowych [15], tj. $1,05 \leq h_k/h_p \leq 1,40$. Jeżeli warunek ten nie jest spełniony, należy dokonać korekty wartości natężenia Q_0 .

Długość krawędzi przelewu. Dla obliczeniowego dopływu Q_d i przyjętego odpływu Q_0 natężenie przepływu ścieków przez przelew wynosi $Q=Q_d-Q_0$. Wysokość h_k została ustalona przy wymiarowaniu rury dławiącej, gdyż określają ją straty hydrauliczne podczas przepływu ścieków $Q_d-Q=Q_0$. Długość krawędzi przelewu (l_p) musi być tak dobrana (wysokość h_p została przyjęta wstępnie do wyznaczenia wysokości krawędzi przelewu p), aby na końcu przelewu wysokość warstwy przelewowej wynosiła również h_k , przy czym $2b \leq l_p \leq 4b$. W wypadku gdy $l_p > 4b$, należy zastosować przelew dwustronny, a w wypadku gdy $l_p < 2b$ należy dokonać korekty wysokości h_p , bądź strumienia Q_0 . Niezbędną długość krawędzi przelewu można obliczyć z bezwymiarowej postaci równania ruchu w postaci [16]:

$$\frac{d\zeta}{d\xi} = \frac{L_0(i - \chi J_0) - [A] \frac{Fr_0^2}{[K_0\zeta - (K_0 - 1)]^2}}{1 - \frac{\beta Fr_0^2 K_0 q^2}{[K_0\zeta - (K_0 - 1)]^3}} \quad (18)$$

przy czym:

$$[A] = \left[\eta q \frac{dq}{d\xi} + q^2 \frac{d\beta}{d\xi} \right] \quad (18a)$$

gdzie:

ζ, ξ, q – zmienne bezwymiarowe, odpowiednio wysokość, długość, strumień, tj. $\zeta=H/H_p, \xi=l/l_p, q=Q(l)/Q_d$

L_0 – względna długość krawędzi przelewu, $L_0=l_p/H_p$ ($L_0 \in <1,8;5,1>$)

χ – współczynnik proporcjonalności strat hydraulicznych ($\chi=J/J_0$) na długości komory przelewowej, $\chi=(1-q_r\xi)^2$ ($\chi \in <0,1>$)

q_r – współczynnik rozdziału przepływów na przelewie, $q_r=Q/Q_d$ ($q_r \in <0,5;1>$)

J_0 – spadek hydrauliczny na początku komory przelewowej przy $n=0,013 \text{ s/m}^{1/3}$, $J_0=n^2 Q_d^2 / (A_0^2 R h_0^{4/3})$ ($J_0 \in <0,00008; 0,001>$)

η – współczynnik doświadczalny w członie ubytku masy ($\eta \in <0,3;2,2>$):

$$\eta = 6,46 + 5,61q_r - 1,30q_r^2 - 0,0531L_0 - 59,2W_0 + 80,4W_0^2 - 4,94Fr_0^2 - 0,460K_0 + 2,11\xi - 1,27\xi^2 \quad (19)$$

W_0 – względna wysokość warstwy przelewowej na początku przelewu, $W_0=h_p/H_p$ ($W_0 \in <0,13;0,35>$)

Fr_0^2 – liczba Froude'a w początkowym przekroju komory przelewowej, $Fr_0^2=Q_d^2/(A_0^2 g H_p)$ ($Fr_0 \in <0,1;0,5>$)

K_0 – współczynnik (liczba) kształtu kanału na początku komory przelewowej, $K_0=bH_p/A_0$ ($K_0 \in <1;1,2>$)

q – bezwymiarowy strumień objętości przepływu ścieków w komorze przelewowej ($q \in <1-q_r;1>$):

$$q = 1 - \frac{2}{3} \mu \frac{l_p H_p \sqrt{2g H_p}}{Q_d} \int_0^\xi (\zeta - P_0)^{3/2} d\xi \quad (20)$$

μ – współczynnik przepływu przelewu bocznego ($\mu \in <0,51;0,59>$):

$$\mu = 0,644 - 0,0519q_r + 0,00882L_0 + 0,0350W_0 - 0,0748Fr_0 - 0,0646K_0 \quad (21)$$

P_0 – względna wysokość krawędzi przelewowej na początku komory, $P_0=p/H_p$ ($P_0 \in <0,65;0,87>$)

β – współczynnik pędu Boussinesqa ($\beta \in <1,0;1,6>$):

$$\beta = 0,287 - 0,180q_r + 0,116q_r^2 + 0,807W_0 - 3,43W_0^2 - 0,622\xi + 0,573\exp\xi \quad (22)$$

Obliczenia niezbędnej długości krawędzi przelewu (l_p) należy prowadzić numerycznie, posługując się wzorami określającymi współczynniki χ, η, μ i β , po określeniu wartości liczb podobieństwa $L_0, J_0, W_0, Fr_0^2, K_0$ i P_0 dla przyjętej wysokości $H_p(Q_d)$ oraz wartości q_r .

Krok 1°. Oblicza się wstępnie długość przelewu (z przekształcenia wzoru (20), przy przyjęciu stałej wartości wysokości warstwy przelewowej równej h_p (czyli $\zeta=1$ na całej długości przelewu) oraz stałej wartości współczynnika przepływu, np. $\mu=0,55$:

$$l_{p(1)} = \frac{3q_r Q_d}{\mu 2H_p \sqrt{2g H_p} (1 - P_0)^{3/2}} \quad (23)$$

Krok 2°. Oblicza się pierwsze przybliżenie wartości liczby podobieństwa $L_{0(1)}=l_{p(1)}/H_p$ oraz współczynników $\chi(1), \eta(1), \mu(1), \beta(1)$, następnie z równania (18) wyznacza się przybliżony przebieg wysokości zwierciadła cieczy w osi komory przelewowej $\zeta(1)=\zeta(1)(\xi)$, przy czym $q(1)(\xi)$ ze wzoru (20).

Krok 3°. Oblicza się bezwymiarowy strumień przepływu przez przelew $q(1)(\xi_1)$, na odcinku $\xi_1 < 1$ dobranym tak, aby:

$$q(1)(\xi_1) = \frac{2}{3} \mu \frac{l_{p(1)} H_p \sqrt{2g H_p}}{Q_d} \int_0^{\xi_1} (\zeta(1)(\xi) - P_0)^{3/2} d\xi = q_r \quad (24)$$

Krok 4°. Ponieważ w 1° kroku założono za małą wartość (rzeczywistej) wysokości warstwy przelewowej ($l_{p(1)}$ będzie za duże i $q(1)(1) > q_r$), więc trzeba rozpocząć kolejny cykl obliczeń, rozpoczynając od kroku 2°, biorąc teraz wartość $L_{0(2)}=\xi_1 L_{0(1)}$, jako daną do następnego cyklu przybliżeń. Trwa to aż do momentu, gdy $q(n)(\xi_n)=q(n)(1)=q_r$, przyjętą dokładnością (techniczną), np. $\pm 0,01 q_r$, wówczas $l_{p(n)}=L_{0(n)} H_p$.

Krok 5°. Po obliczeniu niezbędnej długości przelewu (dla wyjściowej wysokości h_p) należy obliczyć wysokość $h_{k(n)}$ na końcu przelewu ze wzoru $h_{k(n)}=\zeta(n)(1)H_p-p$. Ponieważ najczęściej wartość h_k z obliczeń rury dławiącej jest różna od $h_{k(n)}$ (np. o więcej niż 1 cm), należy zwiększyć wysokość h_p dla $h_k > h_{k(n)}$ lub zmniejszyć wysokość h_p dla $h_k < h_{k(n)}$ i proces iteracyjny rozpocząć od określenia nowych wartości liczb podobieństwa J_0, W_0, Fr_0^2, K_0 i P_0 , aby następnie w m -tym kroku obliczyć nową wartość $l_{p(m)}$ i $h_{k(m)}$.

Podsumowanie

Opracowana metoda projektowania, opisana procedurą PBZRDIKU, dotyczy bocznych przelewów burzowych o następującej charakterystyce:

– wysoko umieszczonych krawędziach przelewowych ($p > H_{kr}(Q_d)$ oraz $p+h_p > H_n(Q_d)$), równoległych do osi i dna kanału, oraz o praktycznym profilu korony, spełniającej warunek ostrokrawędziowego (szerokość korony $s \leq h_p/2$) i niezatopionego działania,

– takim kształcie przekroju poprzecznego komory przelewowej, jak przekrój kanału dopływowego do wysokości pach kanału oraz prostokątnym powyżej tej wysokości, z komorą uspokajającą za przelewem o długości $l_u=2b$ w wypadku

kanałów pryzmatycznych, bądź z dwoma komorami uspokajającymi, przed i za przelewem o długościach $l_u=2D$ – w wypadku kanałów cylindrycznych,

– zatopionym odpływie ścieków z rury dławiącej ($Z \geq 1,0$ przy Q_{gr} oraz $d_r < p$), ograniczającej do z góry założonej wartości maksymalny strumień objętości odpływu Q_o do oczyszczalni ścieków.

Główną, lecz niewymierną zaletą tak udoskonalonych niekonwencjonalnych przelewów burzowych, w porównaniu do rozpowszechnionych obecnie konstrukcji, jest ograniczenie ładunku zanieczyszczeń – rumowiska wleczzonego przy dnie kanału – odprowadzanego wraz ze ściekami do odbiornika.

Przedstawiony model matematyczny działania omówionych przelewów i podany sposób ich projektowania zapewnia ograniczenie częstości i czasu trwania zrzutów ścieków burzowych do odbiornika, bądź do zbiornika retencyjnego, poprzez maksymalne wykorzystanie zdolności retencyjnej sieci kanalizacyjnej.

LITERATURA

1. P. BŁASZCZYK: Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach. Instytut Kształtowania Środowiska, Warszawa 1983.
2. H. SAWICKA-SIARKIEWICZ: Metoda przepływu granicznego projektowania przelewów burzowych z kanalizacji ogólnospławnej uwzględniająca kryteria ochrony wód. Mat. sem. proj., IOŚ, Jachranka 1999.
3. W. BŁASZCZYK, M. ROMAN, M. STAMATELLO: Kanalizacja, t. 1. Arkady, Warszawa 1974.
4. M. ROMAN: Kanalizacja, t. 2. Arkady, Warszawa 1986.
5. A. SZPINDOR: Zaopatrzenie w wodę i kanalizacja wsi. Arkady, Warszawa 1992.
6. K. IMHOFF, K.R. IMHOFF: Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków. Wyd. 28, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1996.
7. A. KOTOWSKI: Wymiarowanie przelewów burzowych z rurą dławiącą. Ochrona Środowiska, 1988, nr 3–4, ss. 67–72.
8. A. KOTOWSKI: Wybrane problemy badań modelowych i projektowania przelewów burzowych z rurą dławiącą. GWiTS, 1989, nr 2, ss. 46–49.
9. A. KOTOWSKI: Modellversuche über Regenüberläufe mit gedrosseltem Ablauf. GWF, 1990, H. 3, S. 108–114.
10. G. J. KALLWASS: Drosselblenden am Regenüberlauf. GWF, 1968, Jg. 109, H. 6.
11. Norma TGL nr 42375: Regenüberlaufbauwerke. Berlin 1984, S. 1–5.
12. ABWASSER TECHNIK. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn. Berlin-München 1982, Band II, S. 155–164.
13. J. MIČÍN: Stokovani čisteni odpadnich wod. Edični stredisko VUT-Brno, Brno 1983.
14. E. A. DELO, A. J. SAUL: Charts for the hydraulic design of high side-weirs in storm sewage overflows. Proceedings – Institute of Civil Eng., Part 2, Research and Theory, 1989, Vol. 87, pp. 175–193.
15. A. KOTOWSKI: Podstawy wymiarowania niekonwencjonalnych przelewów burzowych ograniczających zrzuty ścieków do odbiornika i odpływu do oczyszczalni. Projekt badawczy KBN nr 5 P06H 02508, Inst. Inż. Ochr. Środ. PWr., raporty serii SPR nr 32/97, Wrocław 1997 (praca nie publikowana).
16. A. KOTOWSKI: Podstawy wymiarowania bocznych przelewów burzowych z rurą dławiącą. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, monografia nr 38, Wrocław 1998.
17. W. MUNZ: Die hydraulische Bemessung von Regenüberläufen mit Drosselstrecke. Schweiz. Bauzeitung 1971, H. 22, 89. Jg., S. 540–544.
18. C. GRABARCZYK: Przepływy cieczy w przewodach. Envirotech, Poznań 1997.

Method of Designing Non-Conventional Storm Overflows

The designing method proposed in the paper aims at reducing the frequency and upgrading the quality of discharge from the combined sewer to the recipient under conditions of heavy rain. Making use of experimental data, a mathematical model was

derived to describe the performance of a side weir with an elevated overfall edge, an equalizing unit located after the weir chamber, and a throttling pipe for discharge adjustment.