

Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences (2019), 28 (3), 455–464  
Sci. Rev. Eng. Env. Sci. (2019), 28 (3)  
Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska (2019), 28 (3), 455–464  
Prz. Nauk. Inż. Kszt. Środ. (2019), 28 (3)  
<http://iks.pn.sggw.pl>  
DOI 10.22630/PNIKS.2019.28.3.42

**Paweł FALACIŃSKI, Łukasz SZAREK**

Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Politechnika  
Warszawska  
Faculty of Building Services, Hydro and Environmental Engineering, Warsaw University  
of Technology

## **Analiza pracy układu do retencji wody opadowej na terenie obiektu P+R w Warszawie**

### **Analysis of the operation of the rainwater retention system at the P+R facility in Warsaw**

**Słowa kluczowe:** retencja, deszcz miarodajny, analiza hydrauliczna, zagospodarowanie wód opadowych

**Key words:** retention, design rainfall, hydraulic analysis, rainwater management

## **Wprowadzenie**

Postępujący rozwój i urbanizacja terenów miejskich wpływają na kształtowanie odpływu ze zlewni. Uszczelnianie kolejnych terenów powoduje wzrost ilości odprowadzanych wód opadowych do odbiorników – najczęściej do hydraulicznie niewydolnego systemu kanalizacyjnego. Takie zjawisko jest szczególnie niebezpieczne w czasie intensywnych opadów, gdyż staje się przyczyną powstawania powodzi miejskich, tzw. powodzi błyskawicznych (Bzymek i Jarosińska, 2012). Nasilające się w ostatnim

dwudziestoleciu ekstremalne zjawiska przyrodnicze potęgują taką sytuację, powodując znaczne straty gospodarcze (Kotowski, 2015). W szczególności zagrożone są duże miasta, gdzie powierzchnie nieprzepuszczalne stanowią znaczny procent powierzchni całkowitej. Wyniki prowadzonych badań od 1981 do końca 2014 roku wskazują, iż roczna suma opadów w Warszawie wzrosła o ponad 100 mm przy tej samej liczbie dni z opadem. Opady nawalne o sumie większej niż 50 mm w ciągu doby, a więc mające konsekwencje w postaci podtopień, występują na terenie Warszawy pięć razy w roku (Szymalski, 2016). W stolicy około 40% powierzchni przepuszcza jedynie 20% wody opadowej (Szymalski, 2016), a w ścisłym jej centrum powierzchnia uszczelniona stanowi około 90% powierzchni całkowitej (Karczmarczyk

i Mosiej, 2011). Postępująca zabudowa powoduje zmiany bilansu wodnego – wzrost wielkości odpływów maksymalnych (powierzchniowych) oraz znaczne ograniczenie (lub całkowita redukcja) naturalnego zasilania lokalnych wód gruntowych (Kowalczak, 2017). Z przedstawionych powyżej informacji wynika wyraźnie, że sposób postępowania z wodami opadowymi i roztopowymi na terenach zurbanizowanych i uprzemysłowionych jest niezwykle istotnym elementem zrównoważonego rozwoju miast. Spowolnienie odpływu oraz częściowe zagospodarowanie wód deszczowych jest niezbędne z punktu widzenia odciążenia systemu kanalizacyjnego oraz poprawy warunków wodno-gruntowych. Jednym z rozwiązań tego problemu jest realizacja zbiorników retencyjnych, które gromadzą wody deszczowe (nawalne) i stopniowo odprowadzają je do sieci lub innego odbiornika.

W artykule przedstawiono analizę pracy zbiornika układu retencyjnego, którego celem jest odebranie i zagospodarowanie wód deszczowych z wielkopowierzchniowego obiektu w Warszawie.

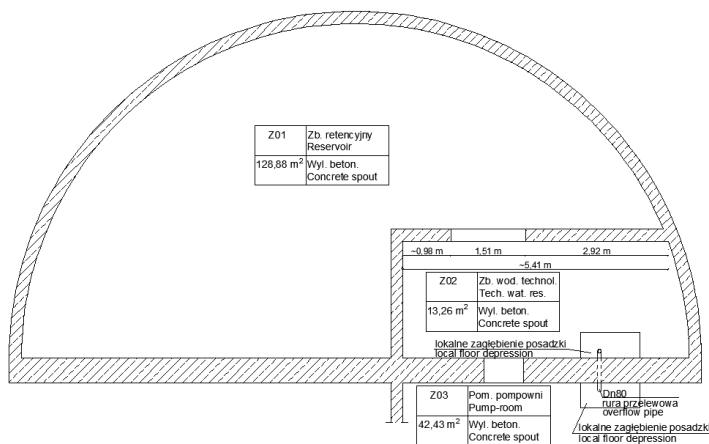
### **Charakterystyka systemu odwodnienia obiektu**

Układ do retencji wody opadowej będący przedmiotem niniejszego artykułu stanowi integralną część wielopoziomowego parkingu „Parkuj i jedź (Park & Ride) – P+R” zlokalizowanego w Warszawie. Głównym zadaniem tego układu jest bezpieczne przejęcie, a następnie zagospodarowanie wody deszczowej z powierzchni dachu.

Obiekt P+R składa się z czterech kondygnacji użytkowych: jednej podziemnej oraz trzech nadziemnych oraz dachu. Na czterech kondygnacjach użytkowych znajdują się 432 miejsca parkingowe dla samochodów osobowych oraz 100 miejsc postojowych dla rowerów.

Przedmiotowy układ retencyjny składa się z żelbetowego zbiornika retencyjnego na wodę deszczową zlokalizowanego na kondygnacji podziemnej (–1). Zbiornik składa się z dwóch części: zbiornika wody technologicznej – do wykorzystania na cele porządkowe (Z02) oraz głównego zbiornika retencyjnego (Z01) – rysunek 1. Przy zbiorniku Z02 zlokalizowane jest pomieszczenie pompowni (Z03), oddzielone ścianą z oknem rewizyjnym bez zamknięć, umożliwiające wejście do zbiornika.

Do zbiornika Z02 (o pojemności 20,9 m<sup>3</sup>) odprowadzana jest woda opadowa bezpośrednio z dachu obiektu (o powierzchni 6765 m<sup>2</sup>) – za pomocą systemu instalacji podciśnieniowej. Woda gromadzona w zbiorniku Z02 wykorzystywana jest do zmywania powierzchni użytkowych na czterech kondygnacjach. Pojemność zbiornika określono, przyjmując rezerwę wody na trzykrotne zmycie całej powierzchni garażu. W przypadku okresu bezdeszczowego woda w zbiorniku jest uzupełniana wodą z instalacji bytowej z sieci miejskiej. Zarówno zbiornik, jak i instalacja są dezynfekowane w sposób ciągły podchlorynem sodu w celu wyeliminowania biofilmu na przewodach oraz ścianach zbiornika. Po wypełnieniu zbiornika Z02 woda przelewa się poprzez krawędź przelewową do głównego zbiornika retencyjnego Z01 (o pojemności 201 m<sup>3</sup>). Do tego



RYSUNEK 1. Schemat retencyjnego zbiornika żelbetowego  
FIGURE 1. Diagram of a reinforced concrete reservoir

zbiornika odprowadzana jest również woda z odwodnienia powierzchni parkingowych (pod powierzchnią dachu), po jej podczyszczeniu w dwóch separatorach substancji ropopochodnych zintegrowanych z osadnikiem (poprzez pompowanie). W dalszej kolejności woda deszczowa, zgromadzona w zbiorniku Z01, jest pompowana do studzienki rozprężnej usytuowanej poza budynkiem, a następnie do kanału melioracyjnego (z wydatkiem  $10 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ). Określony przez Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w m.st. Warszawie wydatek odpływu ze zbiornika do kanału melioracyjnego ma na celu zminimalizowanie spiętrzenia wody w odborniku.

### Historia obiektu i jego problemy

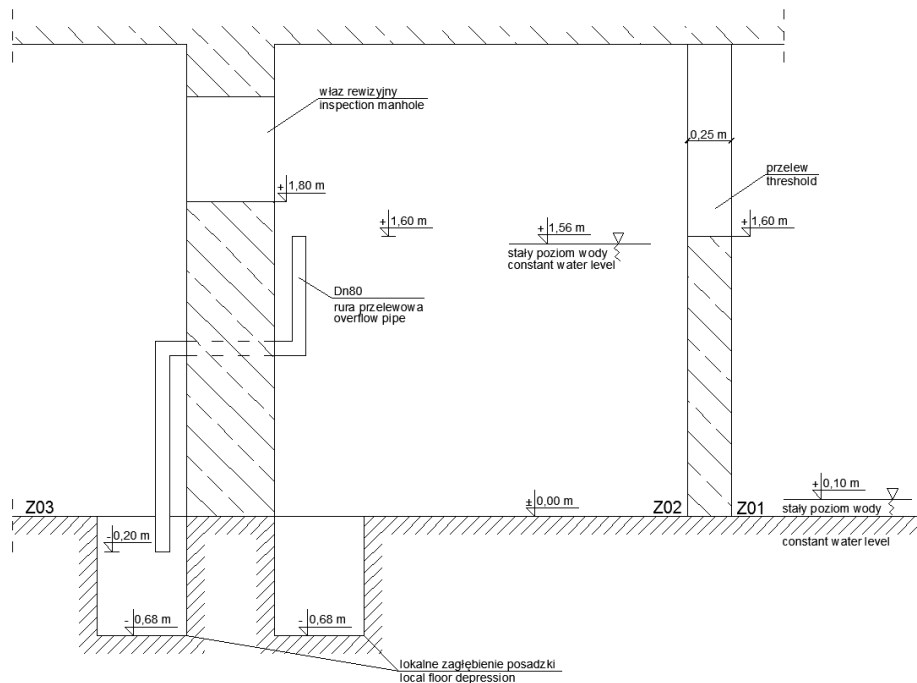
Obiekt P+R został oddany do użytkowania w sierpniu 2011 roku. Przez cały okres eksploatacji zarządca obiektu odnotował kilka przypadków zalania pomieszczenia pompowni Z03 oraz przylegającej klatki schodowej. Najbardziej

dokuczliwe podtopienia odnotowano w czerwcu 2013 roku oraz lipcu 2016 roku. W obydwu przypadkach podpiętrzenie wody w pomieszczeniu Z03 sięgnęło 30–40 cm powyżej posadzki, na skutek czego uszkodzone zostały urządzenia sterownicze pomp. Skłoniło to zarządcę obiektu do zlecenia ekspertyzy wyjaśniającej przyczynę wystąpienia awarii – wylania się wody ze zbiornika do pomieszczenia pompowni Z03.

### Analiza pracy układu retencyjnego

#### Opis warunków przepływu wody między zbiornikami oraz pomieszczeniem siłowni

Przepływ wody między zbiornikami Z02 a Z01 umożliwia przelew o koronie (krawędzi) usytuowanej na poziomie 1,60 m ponad poziomem posadzki. Światło przelewu wynosi 1,51 m, a szerokość korony jest równa szerokości ściany oddzielającej zbiorniki i wynosi 0,25 m (rys. 2).



RYSUNEK 2. Schemat warunków pracy przelewu  
 FIGURE 2. Operating conditions of the threshold

Woda może również przepływać ze zbiornika Z02 do pomieszczenia pompowni Z03 (do przygotowanego obniżenia w posadzce) w sposób niekontrolowany (brak zaworu zabezpieczającego) przewodem odwodnieniowym o  $D_n = 80$  mm. Bosy koniec przewodu w zbiorniku Z02 znajduje się na poziomie 1,60 m powyżej poziomu posadzki. W zagłębieniu posadzki w pomieszczeniu Z03 (wyprowadzenie przewodu odwodnieniowego) umieszczona jest pompa odwadniająca o wydajności około  $1,5 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

### Założenia i metodologia obliczeń hydraulicznych

Analizę pracy zbiorników Z01 i Z02 przeprowadzono w dwóch wariantach różniących się wartością współczyn-

nika sływu. W wariantcie 1 przyjęto współczynnik sływu  $C = 0,8$  – zalecany w Polsce dla dachu o nachyleniu poniżej  $15^\circ$  (PN-92/B-01707). W wariantcie 2 założono wartość współczynnika sływu  $C = 1,0$  – takie podejście prezentowane jest w niemieckiej normie DIN 1986-100, uwzględniając zarówno stopień nachylenia, jak i powierzchnię dachu (płaski o gładkiej, nieprzepuszczalnej powierzchni, pokrycie: beton, papa, blacha, dachówka).

Do przeprowadzenia analizy pracy zbiornika retencyjnego (Z01 i Z02) założono następujące parametry:

- powierzchnia dachu obiektu:  $F_d = 6765 \text{ m}^2$ ;
- czas trwania deszczu równy czasowi trwania symulacji:  $t = 15 \text{ min}$ ;

- współczynnik spływu z powierzchni dachu:  $C = 0,8$  (wariant 1),  $C = 1,0$  (wariant 2);
- natężenie deszczu miarodajnego:  $q_m = 300 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$ , określono według PN-EN 12056-3:2002;
- powierzchnie zbiorników Z01 i Z02 jak na rysunku 1;
- długość korony przelewu: 0,25 m;
- poziom początkowy wody w zbiorniku Z02: 1,56 m ponad poziomem posadzki (wymagany z punktu widzenia zarządcy obiektu);
- poziom początkowy wody w zbiorniku Z01: 0,10 m ponad poziomem posadzki;
- stały dopływ do zbiornika Z01:  $19,20 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (woda z odwadnianych powierzchni parkingowych);
- stały odpływ ze zbiornika Z01:  $10 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , od momentu osiągnięcia przez wodę w zbiorniku Z01 poziomu 0,50 m powyżej poziomu posadzki (praca pompy odwadniającej);
- długość przewodu odwodnieniowego o  $D_n = 80 \text{ mm}$ : 2,7 m;
- temperatura wody:  $10^\circ\text{C}$ .

Sprawdzono poprawność przyjętej w założeniach wartości natężenia miarodajnego deszczu ( $q_m$ ). Wartość tego parametru określona powszechnie stosowanymi metodami obliczeniowymi wyniosła:  $q_m = 194 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$  – metoda Błaszczyka (1954),  $q_m = 286 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$  – metoda Bogdanowicz i Stachy’ego (1998) oraz  $q_m = 239 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$  – metoda Suligowskiego (2004). Obliczone wartości były mniejsze od przyjętej wartości zalecanej w normie PN-EN 12056-3:2002.

Po przeanalizowaniu poprawności przyjętych parametrów obliczono miarodajny strumień wody deszczowej ( $Q_m$ )

w stanie ustalonym (Zimmer, 2015). Dla wariantu 1 uzyskano wartość  $Q_{m1} = 162,36 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , a dla wariantu 2 –  $Q_{m2} = 202,95 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

Analizy wstępne wykazały brak spełnienia warunków zatopienia przelewu, w związku z czym wydatek przelewu między zbiornikami Z02 a Z01 obliczono jak dla przelewu niezatopionego o kształcie praktycznym (Mitosek, 2007) według wzoru (1). Współczynnik wyznaczono dla prostokątnego przelewu swobodnego według wzoru Bazina-Hégly’ego (2).

$$Q = m \cdot b \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad [\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (1)$$

$$m = \left( 0,405 + \frac{0,0027}{H} - 0,03 \cdot \frac{B-b}{B} \right) \cdot \left[ 1 + 0,55 \cdot \left( \frac{b}{B} \cdot \frac{H}{H+p} \right)^2 \right] \quad [-] \quad (2)$$

gdzie:

$b$  – światło przelewu [m];

$g$  – przyspieszenie ziemskie [ $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ ];

$H$  – grubość warstwy wody nad przelewem [m];

$B$  – szerokość zbiornika [m];

$p$  – wysokość przelewu nad poziomem posadzki [m].

Wydatek przewodu odwodnieniowego  $D_n = 80 \text{ mm}$  obliczono z wykorzystaniem modelu małego otworu (Mitosek, 2007) według wzoru (3):

$$Q_{odw} = A \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot h}{1 + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D}}} \quad [\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}] \quad (3)$$

gdzie:

$A$  – przekrój otworu [ $m^2$ ];

$h$  – różnica wysokości między końcami przewodu odwodnieniowego [ $m$ ];

$\sum \xi$  – suma oporów miejscowych [-];

$\lambda$  – współczynnik oporów liniowych [-];

$L$  – długość przewodu odwodnieniowego [ $m$ ];

$D$  – średnica przewodu wodnieniowego [ $m$ ].

W obliczeniach przeprowadzonych dla wariantów 1 i 2 nie uwzględniono pracy przewodu odwodnieniowego (zakłmnięcie przepływu).

### Wyniki obliczeń hydraulicznych i ich interpretacja

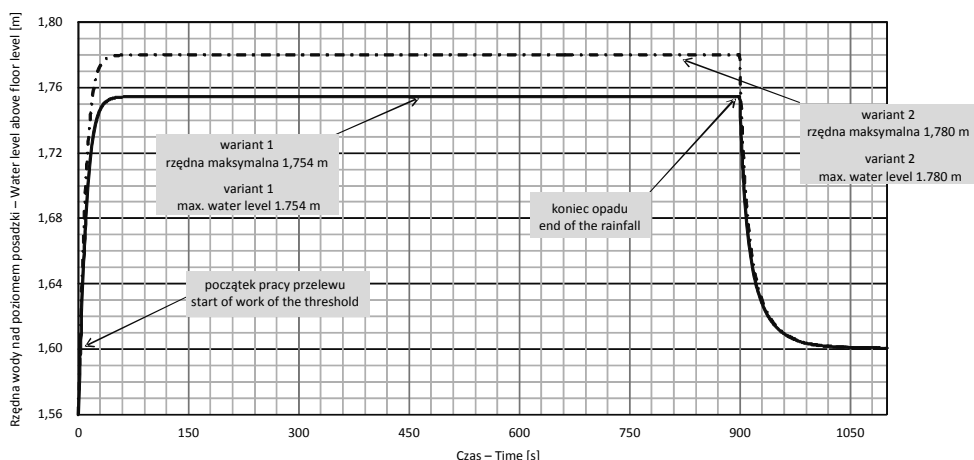
Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono zmianę poziomu wody w zbiornikach Z02 i Z01 w czasie dla analizowanych wariantów.

Dla każdego z analizowanych wariantów obliczono maksymalny poziom wody w zbiorniku Z02, który w obydwu przypadkach kształtuje się poniżej po-

ziomu dolnej krawędzi okna rewizyjnego (zlokalizowanej 1,80 m ponad poziomem posadzki).

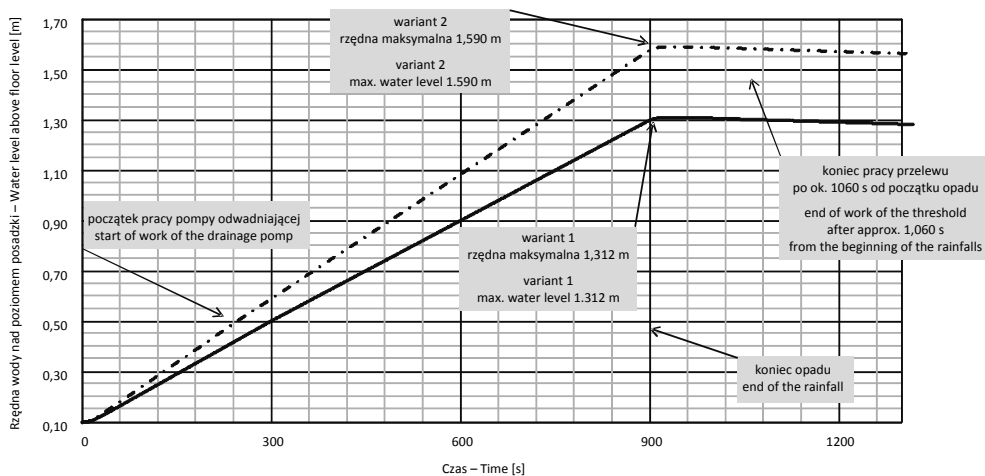
W wariantcie 1 maksymalna rzędna wody osiągnęła poziom  $h_{\max 1} = 1,75$  m ponad poziomem posadzki, a w wariantcie 2 –  $h_{\max 2} = 1,78$  m. W analizowanych przypadkach nie stwierdzono ryzyka przelania się wody przez okno rewizyjne i podtopienie pomieszczenia siłowni Z03. Poprawność przyjętych założeń potwierdziła wizja lokalna pomieszczenia siłowni Z03, w której nie stwierdzono śladów po przelaniu się wody wprost przez okno rewizyjne.

Dla przyjętych założeń analiza hydrauliczna wykazała również brak zagrożenia wyczerpania objętości czynnej zbiornika retencyjnego Z01. W wariantcie 1 maksymalna rzędna wody osiągnęła poziom  $h_{\max 1} = 1,31$  m, a odpowiadająca jej objętość wody w zbiorniku wyniosła  $V_{w1} = 163,4$  m<sup>3</sup>. W wariantcie 2 maksymalna rzędna wody osiągnęła poziom  $h_{\max 2} = 1,59$  m, przy objętości wody zgromadzonej w zbiorniku



RYСУNEK 3. Zmiana poziomu zwierciadła wody w zbiorniku Z02

FIGURE 3. Change in the water level in the Z02 reservoir



RYSUNEK 4. Zmiana poziomu zwierciadła wody w zbiorniku Z01  
 FIGURE 4. Change in the water level in the Z01 reservoir

$V_{w2} = 199,9 \text{ m}^3$ . Wynika z tego, iż zaprojektowana całkowita objętość zbiornika Z01 ( $V_{Z01} = 201,0 \text{ m}^3$ ) jest wystarczająca. Różnica w tempie napełniania zbiornika Z01 dla analizowanych wariantów jest pomijalna.

Z analizy hydraulicznej wynika, że natężenie deszczu, przy którym nastąpi przełanie się wody przez okno rewizyjne i tym samym układ zbiorników retencyjnych przestanie być wydajny dla wariantu 1 wyniesie  $q_{m1} = 425 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$ , a dla wariantu 2 –  $q_{m2} = 340 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$ , co odpowiada według Błaszczyka (1954) deszczowi o prawdopodobieństwie powtórzenia równym 0,9%. Wydatek przewodu odwodnieniowego o  $D_n = 80 \text{ mm}$  wyniesie  $17,5 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

### Ocena przyczyn występowania podtopień

Przeprowadzona analiza przyjętych w dokumentacji projektowej wskaźników dotyczących częstości wystąpienia

deszczu obliczeniowego, jego natężenia oraz czasu trwania jest prawidłowa (pomimo znaczących różnic wartości przy stosowaniu różnych modeli obliczeniowych) i zgodna z zalecanymi dla tego typu obiektów, w świetle obowiązujących przepisów (PN-EN 752:2017-06; PN-EN 12056-3:2002).

Wyniki analizy hydraulicznej przedmiotowego układu zbiorników oraz wizja lokalna upoważniają do stwierdzenia, iż główną przyczyną podtopień pomieszczenia siłowni (Z03) jest wypływ wody z przewodu odwodnieniowego. Wydatek niekontrolowanego wypływu wody z tego przewodu do obniżenia w posadzce pomieszczenia Z03 jest ponad 13-krotnie większy niż wydajność pompy odwadniającej to pomieszczenie. Dodatkowo przy zaistnieniu skrajnych warunków założonych w analizowanych wariantach może nastąpić wypływ wody przez okno rewizyjne spowodowane falowaniem.

## Opis proponowanych rozwiązań

Przeprowadzona analiza hydrauliczna wykazała, iż przelew między zbiornikami Z01 i Z02 dla przyjętych założeń projektowych został zaprojektowany poprawnie. Ze względu na niewielką różnicę wysokości rzędnej wjazdu rewizyjnego i maksymalnej rzędnej wody w zbiorniku Z02 oraz brak kontroli pracy przewodu odwodnieniowego zaproponowano dwa rozwiązania, spełnienie których powinno wyeliminować możliwość podtapiania pomieszczenia siłowni Z03.

**Rozwiązanie I.** Z uwagi na brak możliwości demontażu oraz zaślepienia przewodu odwodnieniowego (wytyczna zarządcy obiektu) bezwzględnie należy ograniczyć jego wydatek (montując zawór limitujący przepływ), dostosowując go do wydajności pompy odwadniającej pomieszczenie Z03.

**Rozwiązanie II.** W celu zapobieżenia ewentualnemu przelewaniu się wody ze zbiornika Z02 przez wjazd rewizyjny do pomieszczenia Z03 w wyniku falowania zaleca się zabezpieczenie okna rewizyjnego poprzez montaż szczelnego zamknięcia w postaci zasuwy. Zasuwa płaska może zamykać światło okna rewizyjnego (od strony zbiornika Z02) w zależności od potrzeb (falowania zwierciadła wody w zbiorniku Z02), jednak nie zamykając go całkowicie na stałe. Takie rozwiązanie pozwoli zabezpieczyć pomieszczenie Z03 przed podtopieniem, umożliwiając obserwację poziomu wody w zbiorniku Z02 oraz jego wentylację.

## Podsumowanie

Bezpieczne wymiarowanie systemów kanalizacyjnych ma na celu zapewnienie odpowiedniego standardu

odwodnienia terenu, który definiuje się jako przystosowanie systemu do przyjęcia maksymalnych prognozowanych strumieni wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej, akceptowalnej społecznie częstości wystąpienia nadpiętrzenia, tj. wylania na powierzchnię terenu (PN-EN 752:2017-06). O dokładności każdej metody obliczeniowej decyduje najsłabsze ogniwo, w większości przypadków są to dane wejściowe o opadach deszczu (Kotowski, 2015). Norma europejska PN-EN 752:2017-06 ogranicza częstość wylewów z kanalizacji do rzadkich powtarzalności ich występowania, tj. raz na 10–50 lat.

Analiza przeprowadzona w niniejszym artykule wykazała, iż system przyjęcia oraz zagospodarowania wód opadowych dla omawianego obiektu jest zaprojektowany poprawnie i uwzględnia wszystkie możliwe standardy dla tego typu budowli.

Należy pamiętać, że z przyczyn ekonomicznych systemy kanalizacyjne na terenach zurbanizowanych nie mogą być projektowane tak, aby dla każdego intensywnego opadu deszczu w wieloletniu (ponadnormatywne) mogły zagwarantować pełną ochronę terenów przed zalaniem, tj. w pełni zapobiec szkodom powstałym w wyniku podtopienia budowli czy też utrudnieniom komunikacyjnym. Określenie dopuszczalnych częstości, z jaką średnio w okresie wieloletnim użytkownik systemu kanalizacyjnego ma tolerować występowanie zaburzeń w funkcjonowaniu kanalizacji, powinno uwzględniać każdorazowo we właściwy sposób miejscowe uwarunkowania, ponieważ nie zawsze projektowanie zgodnie z normami odpowiada potrzebom użytkownika.



## Literatura

- Błaszczyk, W. (1954). Spływy deszczowe w sieci kanalizacyjnej (Wytyczne do normatywu). *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 9, 262-271.
- Bogdanowicz, E. i Stachý, J. (1998). *Maksymalne opady deszczu w Polsce: charakterystyki projektowe*. Warszawa: Wydawnictwo Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej.
- Bzymek, B. i Jarosińska, E. (2012). Wpływ uszczelnienia powierzchni zlewni na odpływ wód deszczowych [The effect of surface seal catchment on the size of storm water runoff]. *Czasopismo Techniczne, Środowisko*, 109 (1-Ś), 41-57.
- DIN 1986-100. Entwässerungsanlagen für Gebäude und Grundstücke. Teil 100: Bestimmungen in Verbindung mit DIN EN 752 und DIN EN 12056 [Systemy odwodnień dla budynków i gruntów. Część 100: Przepisy związane z DIN EN 752 i DIN EN 12056].
- Karczmarczyk, A. i Mosiej, J. (2011). Racjonalne zagospodarowanie wód opadowych na terenach o zwartej i rozproszonej zabudowie. *W Ekoinnowacje na Mazowszu. Poradnik transferu technologii w ochronie środowiska. Priorytety WFOŚiGW. Podręcznik internetowy. Cz. 2. Gospodarka wodna*. Wyd. 2. Warszawa: CTTiRP Politechniki Warszawskiej.
- Kotowski, A. (2015). *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów: sieci kanalizacyjne*. Warszawa: Wydawnictwo Seidel-Przywecki.
- Kowalczyk, P. (2017). Planowanie przestrzenne a powódzie miejskie. *Przegląd Budowlany*, 88(9), 25-29.
- PN-92/B-01707. Instalacje kanalizacyjne. Wymagania w projektowaniu.
- PN-EN 12056-3:2002. Systemy kanalizacji grawitacyjnej wewnątrz budynków. Część 3: Przewody deszczowe. Projektowanie układu i obliczenia.
- PN-EN 752:2017-06. Zewnętrzne systemy odwadniające i kanalizacyjne. Zarządzanie systemem kanalizacyjnym.
- Suligowski, R. (2004). Struktura czasowa i przestrzenna opadów atmosferycznych w Polsce. Próba regionalizacji. *Prace Instytutu Geografii Akademii Świętokrzyskiej*, 12.

- Szymalski, W. (2016). *Warszawa najbardziej zagrożonym potopem miastem w Polsce*. Pobrano z lokalizacji: <http://adaptcity.pl/warszawa-najbardziej-zagrozonym-potopem-miastem-polsce/>
- Zimmer, J. (2015). *Projektowanie instalacji kanalizacji deszczowej*. Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej.

## Streszczenie

**Analiza pracy układu do retencji wody opadowej na terenie obiektu P+R w Warszawie.** Spowolnienie odpływu oraz częściowe zagospodarowanie wód deszczowych to zagadnienie niezbędne z punktu widzenia odciążenia systemu kanalizacyjnego oraz poprawy warunków wodno-gruntowych. Jedno z możliwych rozwiązań tego problemu stanowi realizacja zbiorników retencyjnych, które gromadzą wody deszczowe (nawalne) i stopniowo odprowadzają je do sieci lub innego odbiornika. W artykule przedstawiono analizę pracy zbiornika retencyjnego, którego celem jest odebranie i zagospodarowanie wód deszczowych z wielopoziomowego obiektu Park & Ride.

## Summary

**Analysis of the operation of the rain-water retention system at the P+R facility in Warsaw.** Slowdown of the outflow and partial management of rainwater is an issue necessary to relieve the sewage system and improve the ground water conditions. One possible solution to this problem is the implementation of retention reservoirs that collect rainwater (driving rain) and gradually discharge it to the sewage system or natural receiver. The article presents an analysis of the operation of a retention reservoir, the purpose of which is to collect and manage rainwater from a multi-level Park & Ride facility.

**Authors' address:**

Paweł Falaciński

(<https://orcid.org/0000-0001-7090-5233>)

Politechnika Warszawska

Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki  
i Inżynierii Środowiska

ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa

Poland

e-mail: [pawel.falacinski@pw.edu.pl](mailto:pawel.falacinski@pw.edu.pl)