

HYDROMAX MAREK GRZESZKIEWICZ

Ul. Nowosielecka 14a/14 00-466 Warszawa
tel. 604 460 464 | hydromax.biuro@wp.pl

PROJEKT WYKONAWCZY ODWODNIENIA BUDOWLANEGO dla potrzeb posadowienia obiektu reaktora biologicznego F powstającego w ramach modernizacji części biologicznej na terenie oczyszczalni ścieków w Chrzanowie Dużym

(Chrzanów Duży 15, 05-825 Chrzanów Duży)

Egz. 1

Obiekt	Obiekt reaktora biologicznego F	
Inwestor	Zakład Wodociągów i Kanalizacji Sp. z o.o. ul. Cegielniana 4, 05-825 Grodzisk Mazowiecki	
Zamawiający	Przedsiębiorstwo Projektowo-Usługowe PROJ-EKO Sp. z o.o. ul. Okrzei 18, 64-920 Piła	
Rodzaj odwodnienia	-odwodnienie technologią igłofiltrową -doraźne wykorzystanie pomp powierzchniowych	
Wymagania odwodnieniowe	spód płyty fundamentowej:	93,60 m n.p.m.,
	rzędna zwierciadła wód podziemnych	
	zasadniczego poziomu wodonośnego:	do 96,20 m n.p.m.,
	wymagane obniżenie zwierciadła	
	wód podziemnych dla płyty fundamentowej*:	do 2,75 m
Wydatek odwodnienia	18,2 ÷ 48,2 m ³ /h	

*z uwzględnieniem 0,15 m warstwy betonu podkładowego

Opracował zespół:

mgr Mikołaj Ociepka

Maciej Kaczmarek

Warszawa – październik 2018 r.

SPIS TREŚCI

1. WSTĘP	3
2. CHRAKTERYSTYKA INWESTYCJI	3
3. SCHEMAT WARUNKÓW HYDROGEOLOGICZNYCH	4
4. SZACOWANY WYDATEK ODWODNIENIA	6
4.1. Prognoza oddziaływania odwodnienia	9
5. PROJEKT WYKONAWCZY ODWODNIENIA	10
5.1. Odwodnienie igłofiltrowe	11
5.2. Zrzut wody	11
5.3. Zasilanie energetyczne	12
6. OBSŁUGA I NADZÓR POMPOWANIA	12
7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI	13

SPIS TABEL

Tab. 1 Dane charakterystyczne posadowienia inwestycji.....	4
--	---

SPIS ZAŁĄCZNIKÓW

Zał. 1.0	Mapa lokalizacyjna, skala 1 : 10 000
Zał. 2.0	Mapa dokumentacyjna, skala 1 : 1 000
Zał. 3.0	Rzut fundamentów, skala 1 : 500
Zał. 4.0	Przekrój geologiczno-inżynierski nr II, wyciąg z [1]
Zał. 5.0	Fragment przekroju geologicznego A-H, wyciąg z [2]
Zał. 6.0	Karta dokumentacyjna otworu archiwalnego 5580182, wyciąg z [8]

1. WSTĘP

Niniejsze opracowanie sporządzono na zlecenie Przedsiębiorstwa Projektowo-Usługowego PROJ-EKO Sp. z o.o. z siedzibą przy ul. Okrzei 18, 64-920 Piła. Przedmiotem opracowania jest określenie warunków hydrogeologicznych oraz przedstawienie projektu wykonawczego odwodnienia budowlanego w związku z planowaną realizacją obiektu reaktora biologicznego F na terenie oczyszczalni ścieków w Chrzanowie Dużym.

Podstawowy wykaz wykorzystanych materiałów:

- [1]. Dokumentacja geologiczno-inżynierska sporządzona w celu określenia warunków geologiczno-inżynierskich na potrzeby posadowienia obiektu do projektu reaktora biologicznego na terenie oczyszczalni ścieków w Chrzanowie Dużym. GADEO Andrzej Dążeń, 07.2018 r.
- [2]. Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski wraz z objaśnieniami. Arkusz Grodzisk Mazowiecki (558), skala 1:50 000. Państwowy Instytut Geologiczny, Szalewicz H. Warszawa 1988.
- [3]. Hydrogeologia ogólna. Pazdro Z., Kozerski B. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa. 1990.
- [4]. Ustawa z dnia 20 lipca 2017 r. Prawo wodne (tj. Dz.U. 2017 poz. 1566, 2180).
- [5]. Poradnik Hydrogeologa. Turek S., red. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa. 1971.
- [6]. Podstawy obliczeń filtracji wód podziemnych. Kulma R. Wydawnictwa AGH. Kraków 1995.
- [7]. Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów. Instrukcja nr 376. ITB. Warszawa. 2002.
- [8]. Bank danych hydrogeologicznych HYDRO, obiekt 5580182. Państwowy Instytut Geologiczny w Warszawie, Warszawa 2000.
- [9]. Metody obliczeniowe w Hydrogeologii. Rogoż M, Wydawnictwo Naukowe „Śląsk”, Katowice 2012
- [10]. Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych. Projprzem-EKO, 1999.
- [11]. Odwodnienie dróg. Edel R. WKŁ 2006.

2. CHRAKTERYSTYKA INWESTYCJI

Teren inwestycji położony jest przy ul. Chrzanów Duży 15, w Chrzanowie Dużym 05-825. Budowa obiektu przedmiotowego reaktora biologicznego F jest elementem zadania „Modernizacja części biologicznej w Oczyszczalni Ścieków w Chrzanowie Dużym”

Obiekt o długości ok. 102,0 m i szerokości ok. 35,0 m posadowiony zostanie na rzędnej 93,60 m n.p.m. (93,45 m n.p.m. z uwzględnieniem warstwy chudego betonu). Spód płyty fundamentowej cechuje się jednolitym dnem bez przegłębień.

Obszar inwestycji i tereny sąsiadujące są pokryte roślinnością trawiastą. Powierzchnia terenu odznacza się deniwelacjami w granicach ok. 1,0 m. W odległości około 35,0 ÷ 40,0

m od wschodniej granicy terenu inwestycji znajduje się ciek wodny Rokietnica – miejsce planowanego zrzutu wód z odwodnienia (po uprzednim uzyskaniu zgody Zarządzającego ciekami).

Z uwagi na bliskie sąsiedztwo istniejących obiektów oczyszczalni (ok. 5,0 ÷ 10,0 m) zachowując wymagane standardy bezpieczeństwa i brak negatywnego wpływu na istniejące budownictwo, wykop fundamentowy projektuje się w całości wykonać w osłonie w postaci ścianek szczelnych typu larsen. Ścianka powinna zostać zagłębiona do warstw słabo-przepuszczalnych (por. roz. 3), ograniczając dopływ wód podziemnych do wykopu przez ściany boczne oraz dno wykopu. Zasięg oddziaływania odwodnienia i obniżenia zwierciadła wód podziemnych zostanie wówczas zamknięty do obrysu obudowy wykopu. Wybrana technologia odwodnienia i zabezpieczenia wykopu wyeliminuje potencjalny negatywny wpływ na obiekty sąsiednie związane z obniżeniem zwierciadła wód podziemnych.

Lokalizację inwestycji przedstawiono w Zał. 1.0. Dane charakterystyczne posadowienia inwestycji uwzględniające problematykę odwodnienia zestawiono poniżej (Tab. 1):

Tab. 1 Dane charakterystyczne posadowienia inwestycji

Powierzchnia dna wykopu		[m ²]	ok. 3600
Zero budynku		[m n.p.m.]	100.90
Dno wykopu*	płyta główna	[m p0b]	7.45
		[m n.p.m.]	93.45
	przegłębienia	[m p0b]	BRĄK
		[m n.p.m.]	BRĄK
*uwzględniając 0,15 m w arstw ę betonu podkładow ego			

3. SCHEMAT WARUNKÓW HYDROGEOLOGICZNYCH

Warunki hydrogeologiczne przedstawia się za [1] w oparciu o [2] i [8]. Szczegółową budowę geologiczną dla terenu inwestycji przedstawiono na przekroju hydrogeologicznym (por. Zał. 4.0).

Schemat budowy geologicznej terenu inwestycji wg [1] przedstawia się następująco (rzędne terenu ok. 98,0 ÷ 99,0 m n.p.m.):

- do głębokości ok. 2,0 m p.p.t., tj. 96,0 m n.p.m. – nasypy niebudowlane w postaci humusu, gliny piaszczystej, piasków drobno- i średnioziarnistych,
- do głębokości rozpoznania wykonanego w ramach [1]: 10,0 ÷ 12,0 m p.p.t., tj. 86,0 ÷ 88,0 m n.p.m. – piaski średnio- i gruboziarniste o wysokich parametrach filtracyjnych.

Poza obrysem projektowanego reaktora w odległości kilkunastu metrów od zachodniej ściany, w jednym z wykonanych otworów geologicznych (2A) piaszczysta warstwa wodonośna praktycznie nie występuje i do głębokości rozpoznania zalegają gliniaste osady słabo-przepuszczalne. Lokalizację otworu przedstawiono w Zał. 2.0. Poniżej przedstawiono profil otworu 2A (rzędna otworu 98,54 m n.p.m.):

- do głębokości 0,8 m p.p.t.. – nasyp niebudowlany, glina piaszczysta,
- do głębokości 1,2 m p.p.t.. – piasek gliniasty,
- do głębokości 2,8 m p.p.t.. – glina piaszczysta,
- do głębokości 10,0 m p.p.t.. – glina piaszczysta zwięzła.

W związku z możliwością wystąpienia komplikacji rzeczywistych warunków hydrogeologicznych napotkanych w terenie (otwór 2A wykazuje całkowitą zmienność wodoprzepuszczalności nawierconych gruntów w odległości zaledwie kilkunastu metrów od pozostałych otworów) zdecydowano odnieść się do dwóch innych geologicznych źródeł archiwalnych weryfikując stwierdzone dotychczas warunki.

Źródło A: [8] - Karta archiwalnego otworu nr 5580182 (wg [8], por. **Błąd! Nie można odnaleźć źródła odwołania.**) wykonanego do głębokości 50 m na potrzeby ujęcia wody dla oczyszczalni ścieków w roku 1976. Uogólniony profil otworu przedstawia się następująco (rzędna 98,5 m n.p.m.):

- do głębokości 34,0 p.p.t.. – glina zwięzła, glina piaszczysta, pył, lokalne przewarstwienie piasków drobnoziarnistych na głębokości 9,0 ÷ 9,8 m p.p.t..
- do głębokości 50,0 m – piasek drobno- i średnioziarnisty z otoczkami.

W przedmiotowym otworze piaszczysta warstwa wodonośna występuje na głębokości 34,0 m p.p.t. (64,0 m n.p.m.), czyli ponad 30,0 m głębiej niż wg badań w ramach [1].

Źródło B: [2] – Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski, arkusz nr 558 Grodzisk Mazowiecki wraz z objaśnieniami [2]. Na załączonym fragmencie przekroju geologicznego (por. Zał. 5.0) zrzutowano teren inwestycji (odległość terenu oczyszczalni od linii przekroju wynosi ok. 800,0 ÷ 900,0 m). Znajdujące się na nim przypowierzchniowe warstwy piaszczystych osadów wodoprzepuszczalnych nie przekraczają miąższości ok. 5,0 ÷ 8,0 m. Według objaśnień do mapy, maksymalna miąższość tych osadów w regionalnej skali obszaru całego arkusza może miejscami wynosić maksymalnie do 20,0 m.

Analizując powyższe dane stwierdza się, iż zbadana w ramach [1] piaszczysta warstwa wodonośna występuje lokalnie i związana jest z bliskim sąsiedztwem cieku Rokietnica.

Warstwa prawdopodobnie stanowi kopalne koryto cieką Rókićtnica i należy spódziewać się ciągłości jej występowania wzdłuż biegu cieką. Warstwa wyklinowuje się i zanika wraz ze wzrostem dystansu do cieką, nie występując zarówno w otworze 2A wg [1] (óddalony ok. 80,0 m ód cieką) jak i 5580182 wg [8]. Spódziewana maksymalna miąższość wodoprzepuszczalnych osadów piaszczystych na óbszarze projektowanego reaktóra wynosi do 13,0 ÷ 18,0 m (do 15,0 ÷ 20,0 m p.p.t.).

W związku ze złożonością budowy geologicznej oraz koniecznością potwierdzenia przeprowadzonej analizy uznaje się za niezbędne wykonanie 2 ótworów kontrolnych (1K, 2K) do głębokości spągu osadów piaszczystych (spódziewana głębokość 15,0 ÷ 20,0 m). Lokalizację proponowanych ótworów przedstawiono w Zał. 2.0. Badania te uwarunkują głębokość montażu ścianek szczelnych. W wariancie optymistycznym (spągu osadów piaszczystych na rzędnej 85,0 m n.p.m.) głębokość ścianek wyniesie ok. 13,0 m. W wariancie pesymistycznym (spągu osadów piaszczystych na rzędnej 80,0 m n.p.m.) głębokość ścianek wyniesie ok. 18,0 m.

Zwierciadło wód podziemnych o charakterze swobodnym wg [1] stabilizuje się na rzędnej 96,0 ÷ 96,2 m n.p.m. w óbrębie piaszczystej warstwy wodonośnej. Pozióm zwierciadła wód podziemnych móże podlegać sezonowym wahanióm. Stan wód w czasie badań ókreślono na wysoki. W związku z bezpośrednim sąsiedztwem cieką Rókićtnica silnie związanego hydraulicznie z warstwą wodonośną, rzędna zwierciadła wód podziemnych móże ulegać większym wahanióm niż pozostała część regionu i ósiągać różnicę do +/- 1,0 m ód stanu średniego. Za stan średni uznaje się poziom ok. 95,6 m n.p.m..

We wrześniu bieżącego dokonano ponownego pomiaru wysokości położenia zwierciadła wód podziemnych. Pomiar wykonano w wykopie ódkrywkowym wykonanym w ramach robót ziemnych na terenie inwestycji. Wynik pomiaru: 94,7 m n.p.m. (ok. 1,5 m poniżej stanu stwierdzonego w [1])

W ramach [1] ókreślono wartość współczynnika filtracji k dla zasadniczej warstwy wodonośnej i wynosi 25 m/d ($2,89 \times 10^{-4}$ m/s). Wartość współczynnika filtracji k uznaje się za odpowiednią i charakterystyczną dla występujących na terenie inwestycji gruntów, w związku z czym zostanie on wykorzystany do przeprowadzenia óbliczeń hydrogeologicznych.

4. SZACOWANY WYDATEK ÓDWODNIENIA

Posadowienie obiektu wymaga wykonania ódwodnienia wykopu budowlanego w zakresie óbniżenia poziomu zwierciadła wód podziemnych. W związku z wystąpieniem różnicy

między udokumentowanymi poziomami zalegania zwierciadła, do obliczeń hydrogeologicznych wykorzystuje się stan średni tj. 95,6 m n.p.m. Wymagane minimalne obniżenie zwierciadła wód podziemnych dla realizacji wykopu głównego wynosi: $s = 2,15$ m.

Jako obudowę wykopu zaprojektowano szczelną, dogłębną do gruntów słabo-przepuszczalnych palisadę ze ścianek typu larsen. Po odpompowaniu wód statycznych, prawidłowo wykonana obudowa ograniczy dopływ wód do wykopu jedynie do wód przesączających się przez ścianki szczelne oraz wód opadowych.

Wody statyczne:

– powierzchnia wykopu	$A = 3600,0 \text{ m}^2$,
– wysokość słupa wody do obniżenia	$s = 2,15$
– objętość gruntów zawodnionych	$V \approx 7750,0 \text{ m}^3$.

Objętość wód wolnych V_w w obliczonej objętości odwodnionego gruntu V oblicza się za pomocą wzoru:

$$V_w = V \times \mu$$

gdzie:

– μ - współczynnik odsączalności grawitacyjnej (wg [3] = 0,20)

Objętość wód statycznych do wypompowania wynosi ok. $Q_s 720,0 \text{ m}^3$.

Wody z przesączania przez ścianki szczelne:

Przyjmuje się, że wielkość dopływu wody do wykopu pochodząca z przesączania się przez ścianki szczelne wynosi $5,0 \text{ dm}^3/\text{s}$ tj. $0,001 \text{ m}^3/\text{s}$ na każde 1000 m^2 powierzchni ścianek. Przy pesymistycznym wariancie głębokiego zalegania spągu osadów piaszczystych (por. roz. 3.), powierzchnia styku ścianek szczelnych z gruntami zawodnionymi wyniesie do ok. $5050,0 \text{ m}^2$.

W oparciu o powyższe dopływ wód do wykopu związany z przesączaniem się przez ścianki szczelne wyniesie do ok. $Q_p 18,2 \text{ m}^3/\text{h}$.

Wody opadowe:

W oparciu o wytyczne wg [10] przyjmuje się czas trwania miarodajnego deszczu obliczeniowego na 15 min. Do obliczenia natężenia deszczu skorzystano ze wzoru (wg [11]):

$$q = \frac{A}{t^{0,667}}$$

gdzie:

q - natężenie deszczu miarodajnego [$\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$];
t - czas trwania deszczu – 15 min;
A - współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu oraz średniej rocznej wysokości opadu – 1276 (wg tablicy w [11]).

W wyniku obliczeń natężenie deszczu miarodajnego ustala się na $210,0 \text{ dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$

Do obliczenia maksymalnych objętości wód jakie należy zagospodarować do wypompowania, przyjęto współczynnik spływu $\psi_{\text{sr}} = 1,0$ (stosunek ilości wód opadowych, jaka spadła na daną powierzchnię do ilości wód opadowych, jaką z tej powierzchni można w sposób efektywny odebrać).

$$Q_r = r_{T,n} \cdot \psi_{\text{sr}} \cdot A_{\text{całk}}$$

gdzie:

Q_r – wielkość spływu wód opadowych [dm^3/s]
 $r_{T,n}$ – natężenie opadu obliczeniowego [$\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$]
 ψ_{sr} – współczynnik spływu [-]
 $A_{\text{całk}}$ – powierzchnia terenu [m^2]

Wielkość spływu wód opadowych do wykopu wynosi ok. $Q_r 60,0 \text{ m}^3$ w czasie trwania 15-minutowego deszczu..

W świetle powyższych obliczeń maksymalny szacunkowy wydatek odwodnienia wynosi:

$Q_p = 18,2 \text{ m}^3/\text{h}$ (dopływ dynamiczny, wody z przesączania przez ścianki szczelne),

$Q_r = 60,0 \text{ m}^3$ (wody opadowe z deszczu miarodajnego trwającego 15 minut),

$Q_s = 720,0 \text{ m}^3$ (wody statyczne do jednorazowego wypompowania).

W zależności od wystąpienia opadów atmosferycznych i szybkości pompowania wód statycznych, całkowity maksymalny wydatek odwodnienia w warunkach ustabilizowanego dopływu (przesączania się) wód podziemnych wyniesie **$Q_c = 18,2 \div 48,2 \text{ m}^3/\text{h}$** .

Dopływ wód do wykopu w wariancie bez szczelnej obudowy:

W celu wykazania skuteczności zaprojektowanej palisady typu larsen wykonano obliczenia hydrogeologiczne dopływu wód podziemnych w warunkach jej braku (np. wymienne zastosowanie ściany berlińskiej, wykopu szerokoprzestrzennego).

Obliczenia dopływu wód do wyrobiska wykonano za pomocą metody „wielkiej studni” w oparciu o [3] wg wzoru [230]:

$$Q = 1,36 \frac{k(H^2 - h^2)}{\lg R_0 - \lg r_0} \quad [m^3 / h]$$

gdzie:

Q – dopływ wody do wykopu [m^3/h],
 k – współczynnik filtracji utworów wodonośnych [m/h],
 H – wysokość zwierciadła wód ponad spąg warstwy wodonośnej (zastąpiono miąższością strefy aktywnej warstwy wodonośnej H_a) [m],
 h – wysokość obniżonego zwierciadła w wykopie ponad spąg warstwy wodonośnej (zastąpiono wysokością ponad spąg strefy aktywnej h_a) [m],
 R_0 – promień zasięgu leja depresji (promień obniżenia poziomu zwierciadła wód podziemnych [m]),
 r_0 – promień zastępczy dla wykopu przyrównanego do „wielkiej studni” [m].

Parametr wysokości zwierciadła został zastąpiony strefą aktywną warstwy wodonośnej biorącą udział w rzeczywistym dopływie do wykopu. Miąższość strefy aktywnej jest uzależniona od długości części roboczej filtra urządzenia wodnego (studni lub igłofiltera), zadanej do osiągnięcia depresji oraz ich wzajemnej zależności opisanej wzorem $s/s+1$. Wraz ze zwiększeniem parametrów wzrasta miąższość strefy aktywnej. Obliczenia strefy aktywnej wykonano na podstawie Tab. 51 wg [3].

Zgodnie z przeprowadzonymi obliczeniami sumaryczny dopływ wód do wyrobiska w warunkach braku szczelnej obudowy wyniesie $Q = 80,6 \div 148,7 \text{ m}^3/h$ + wody opadowe.

Należy mieć na uwadze, że obudowa w postaci palisady larsen została zaprojektowana ze względu na konieczność braku negatywnego wpływu odwodnienia na budynki sąsiednie, oddalone w odległości mniejsze nawet niż 10,0 m od przedmiotowego obiektu reaktora F. Kilkukrotne zmniejszenie ilości wód dopływających do wykopu jest dodatkową korzyścią wynikającą z zastosowania proponowanej technologii, nie stanowiło jednak wytycznej jej doboru.

4.1. Prognoza oddziaływania odwodnienia

Ze względu na sposób zabezpieczenia wykopu (dogłębione do podłoża słabo-przepuszczalnego ścianki szczelne) zasięg oddziaływania odwodnienia ograniczy się w całości do wnętrza obrysu wykopu.

Ze względów bezpieczeństwa nakłada się obowiązek prowadzenia monitoringu odwodnienia, tj. stanu zwierciadła wód podziemnych wewnątrz wykopu i poza nim. Wytyczne monitoringu przedstawi wykonawca odwodnienia. Rekomenduje się wykonanie po jednym piezometrze (otworze obserwacyjnym) po wschodniej i zachodniej stronie wykopu (na linii

przepływu wód podziemnych) i przeprowadzanie w nich pomiarów raz dziennie. Pomiary należy odnotowywać w dzienniku odwodnienia budowy.

5. PROJEKT WYKONAWCZY ODWODNIENIA

Posadowienie obiektu wymaga wykonania odwodnienia wykopu budowlanego w zakresie obniżenia poziomu zwierciadła wód podziemnych poniżej dna wykopu fundamentowego. Odwodnienie zostanie przeprowadzone za pomocą instalacji igłofiltrowej oraz doraźnie z wykorzystaniem pomp górniczych zamontowanych w rzępiach odwodnieniowych. Na kompleksowe wypompowanie wód z wykopu składają się:

- spompowanie wód statycznych wewnątrz obrysu ścianek szczelnych – agregat igłofiltrowy,
- pompowanie na bieżąco wód przesączających się przez ścianki szczelne – agregat igłofiltrowy,
- okresowe pompowanie wód opadowych – agregat igłofiltrowy, doraźnie w sytuacjach rzępiach odwodnieniowe.

Zaprojektowany charakter wykopu (ścianka szczelna typu larsen) ogranicza dopływ wód podziemnych. Odwodnienie wykopu budowlanego projektuje się wykonać z zastosowaniem 1 ÷ 2 agregatów pompowych przeznaczonych do instalacji igłofiltrowej, w zależności od stwierdzonych w trakcie prac rzeczywistych dopływów do wykopu. Linie bariery igłofiltrowej przebiegają obwodowo pomiędzy zewnętrznym obrysem płyty dennej obiektu, a wewnętrznym obrysem palisady larsen.

Montaż instalacji igłofiltrowej odbywać się będzie z poziomu dna wykopu wstępnego wykonanego ok. 0,5 m nad poziomem zwierciadła wód podziemnych.

Rzępia odwodnieniowe (perforowana rury PCV o długości 1,0 ÷ 2,0 m wkopana w dno wykopu z osadzoną wewnątrz pompą górniczą/powierzchniową) należy wykonać w wypadku wystąpienia sytuacji awaryjnych (ulewne deszcze, ponadnormatywna ilość wód pochodzących z przesączania przez ścianki szczelne) w centralnych częściach wykopu w ilości 1 ÷ 2 szt..

Lokalizację poszczególnych elementów projektowanej instalacji odwodnieniowej przedstawiono w Zał. 3.0. Ostateczną ilość agregatów igłofiltrowych i rozmieszczenie instalacji należy dostosować do rzeczywistych warunków gruntowo-wodnych występujących na terenie inwestycji.

5.1. Odwodnienie igłofiltrowe

Dla obniżenia zwierciadła wód podziemnych zasadniczego poziomu wodonośnego, jako instalację podstawową projektuje się odwodnienie igłofiltrowe. Zestaw igłofiltrowy składa się z agregatu pompowego, kolektorów ssących, igłofiltrów oraz drobnego osprzętu.

Projektuje się wykorzystanie standardowych igłofiltrów o średnicy $\varnothing 1\frac{1}{4}$ " oraz długości części ssącej $l_s=0,4$ m. Standardowa długość igłofiltrów wynosi 7,0 m. Maksymalna wydajność pojedynczego igłofiltru w danych warunkach hydrogeologicznych wynosi $q_{\max}=0,25\div 2,0$ m³/h.

Igłofiltry elastyczne należy instalować metodą wplukiwania w odległości co najmniej 0,5 m od krawędzi obrysu płyty fundamentowej. Część ssąca igłofiltrów powinna być zainstalowana w obrębie gruntów piaszczystych ok. $1,0\div 2,0$ m poniżej dna. W wypadku wystąpienia słabo-przepuszczalnych przewarstwień niezbędne jest obsypanie części ssącej igłofiltru obсыpką filtracyjną frakcji $1,0\div 4,0$ mm.

Igłofiltry należy montować w rozstawie ok. $1,0\div 2,0$ m w zależności od obserwowanych dopływów wody.

Dla efektywnej pracy agregaty zaleca się zamontować każdorazowo nie wyżej niż 5,0 m ponad poziomem części ssącej igłofiltrów. Należy również pamiętać, że optymalna długość linii bariery igłofiltrowej podłączona do jednego agregatu pompowego wynosi ok. 100,0 m. Przekroczenie będzie skutkować stratami ciśnienia na krańcowych odcinkach kolektorów ssących a w następstwie spadkiem wydajności całej instalacji.

5.2. Zrzut wody

Wody z instalacji odwodnieniowej należy odprowadzić parcianymi węzami strażackimi lub rurociągami PE o średnicy: $\varnothing 75\div 110$ mm indywidualnie od każdego urządzenia (agregatów igłofiltrowych, pomp górniczych/powierzchniowych) do studni zbiorczej. Studnie zbiorczą należy wykonać z kręgów betonowych w taki sposób, aby pełniła funkcję osadnika cząstek stałych (wylot kolektora z osadnika powinien znajdować się ok. 0,5 m powyżej jego dna). Następnie za pomocą kolektora zrzutowego odprowadzić wodę do cieku wodnego Rokitnica (po uzyskaniu zgody zarządzającego ciekami). Wody powinny być odprowadzane w sposób niepowodujący:

- zmian w naturalnej, charakterystycznej dla cieku biocenozie,
- zmian naturalnej mętności, barwy, zapachu,
- formowania się osadów lub piany.

W przypadku sytuacji awaryjnej polegającej np. na:

- wystąpieniu wysokich stanów wód w wyniku prowadzonych robót, lub

- wystąpieniu zjawisk zlodowacenia (w okresie zimowym),

należy ograniczyć natężenie odprowadzanych wód, a nadmiar wody odprowadzić do publicznej kanalizacji deszczowej/urządzenia chłonnego (rowu lub studni wykonanych w granicach własności działek Inwestora).

Przebieg instalacji zrzutowej należy dostosować do organizacji placu budowy w uzgodnieniu z kierownikiem budowy.

Rekomenduje się prowadzenie okresowego monitoringu jakościowego podstawowych parametrów zrzucanej wody (odczyn pH, przewodność elektrolityczna, twardość ogólna).

5.3. Zasilanie energetyczne

Instalacja odwodnieniowa wymaga zasilania energetycznego. Orientacyjna moc urządzeń instalacji odwodnieniowej wynosi:

- agregat pompowy do instalacji igłofiltrowej, trójfazowy ok. 5,5÷14,0 kW w zależności od specyfikacji,
- pompy górnicze/powierzchniowe trójfazowe ok. 1,0÷4,0 kW w zależności od specyfikacji,

Zasilanie energetyczne pomp odbywać się będzie z rozdzielnic budowlanych, za pomocą kabli zasilających pięcioletowych w osłonie gumowej o przekroju do 2,5÷4,0 mm² na pojedynczą żyłę w zależności od mocy pompy. Igłofiltrowy agregat pompowy powinien posiadać indywidualne zabezpieczenie od pracy niepełnofazowej oraz przeciw spadkowi napięcia (montowane na kablu zasilającym).

Rekomenduje się zaopatrzenie budowy w agregat prądotwórczy gotowy do natychmiastowego użycia w sytuacji awarii zasilania. Zapobiegnie to ewentualnym stratom budowy związanym z czasem reakcji potrzebnym do przeprowadzenia interwencji i naprawy powstałej usterki.

6. OBSŁUGA I NADZÓR POMPOWANIA

Pompowanie wymaga całodobowej stacjonarnej obsługi. Do zadań obsługi należy:

- sprawdzanie działania agregatów pompowych i pomp górniczych,
- doraźna pomoc w razie ewentualnych zdarzeń na budowie (przerwy w pompowaniu, rozszczelnienie instalacji, inne awarie)
- kontrola szczelności węży tłocznych oraz zrzutowych.

7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przeprowadzone w niniejszym opracowaniu postępowanie wykazało, że projektowane obniżenie zwierciadła wód podziemnych ograniczy się w całości do wnętrza obrysu projektowanego wykopu. Mając na uwadze powyższe stwierdza się, że zasięg oddziaływania odwodnienia mieści się w granicach terenu, którego Inwestor jest właścicielem. W takim przypadku, zgodnie z art. 389 oraz art. 394 ustawy Prawo Wodne z dnia 20 lipca 2017 r. [Dz. U. z 2017 r. poz. 1566, 2180] obowiązkiem wykonawcy pozostaje uzyskać zgodę wodnoprawną na:

- trwałe odwadnianie wykopów budowlanych,
- odprowadzanie wód z wykopów budowlanych,
- wykonanie urządzeń odwadniających obiekty budowlane o zasięgu oddziaływania niewykraczającym poza granice terenu, którego zakład jest właścicielem.

W celu uzyskania zgody wodnoprawnej należy wysłać zgłoszenie wodnoprawne. Wytyczne dotyczące zgłoszenia przedstawiono w art. 421 ÷ 422 ustawy Prawo Wodne z dnia 20 lipca 2017 r. [Dz. U. z 2017 r. poz. 1566, 2180]. Organem właściwym w sprawie wydawania zgód wodnoprawnych są Wody Polskie (Regionalne Zarządy Gospodarki Wodnej, Zarządy Zlewni, Nadzór Wodny).

Obowiązkiem wykonawcy pozostaje także uzyskanie zgody właściciela cieku wodnego Rokietnica na tymczasowe odprowadzenie do niego wód z odwadnianego wykopu.