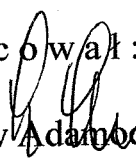


PROJEKT

odwodnienia wykopów budowlanych pod projektowaną kanalizację
deszczową z osiedla mieszkaniowego „POLIGON” w ZIELONCE

Opracował:


Czesław Adamocha
Upr. geologiczne 050181

Łódź, luty 2015 r

1. Lokalizacja projektowanej inwestycji .

Pod względem administracyjnym miasto Zielonka położone jest w powiecie wołomińskim w województwie mazowieckim.

Omawiany rejon osiedla mieszkaniowego położony jest w południowej części miasta.

Rzędne bezwzględne wzdłuż trasy projektowanego kanału deszczowego wahają się od 91,52 do 92,50 m.n.p.m.

2. Dane do projektowania .

Niniejsze opracowanie ma za zadanie określić niezbędny zakres robót dla czasowego odwodnienia wykopów pod projektowany kanał deszczowy oraz wykop budowlany pod projektowany zbiornik retencyjny.

Projekt opracowano na podstawie następujących materiałów :

1. Opinii geotechnicznej wraz dokumentacją badań podłoża gruntowego oraz projektem geotechnicznym kanalizacji deszczowej odprowadzającej wody opadowe i roztopowe z osiedla mieszkaniowego „POLOGON” w Zielonce opracowanej w czerwcu 2014 roku przez Pracownię Geologiczną w Łodzi.
2. Projektu technicznego projektowanych kanałów i zbiornika retencyjnego
3. Norm i literatury fachowej.

3. Warunki gruntowo – wodne .

Warunki gruntowo – wodne wzdłuż projektowanej trasy kanału zostały szczegółowo omówione w/w wymienionej opinii geotechnicznej.

W strefie przypowierzchniowej do głębokości 0,40 do 1,8 m ppt. zalegają grunty nasypowe pod którymi występują częściowo zawodnione piaski średnioziarniste. W/w piaski średnioziarniste stanowią pierwszą od powierzchni warstwę wodonośną. Projektowane kanały deszczowe i zbiornik retencyjny będą wymagały częściowego odwodnienia omawianej warstwy wodonośnej.

Niżej zalegają gliny pod którymi występuje druga warstwa wodonośna wykształcona w postaci piasków średnioziarnistych.

Otwory badawcze były wykonane do głębokości 3,0 i 7,0 m ppt.

Zwierciadło wody gruntowej pierwszej warstwy wodonośnej o swobodnym zwierciadle ustabilizowało się w przelocie od 1,0 do 2,10 m ppt tj na rzędnych od 89,80 do 90,60 m n.p.m.

Druga dolna warstwa wodonośna została nawiercona na głębokości 6,40 i 6,80 m ppt tj. na rzędnych 86,10 i 86,50 m n.p.m. omawiana warstwa wodonośna posiada napięte (naporowe) zwierciadło, które ustabilizowało się na głębokości 3,0 i 3,10 m ppt tj. rzędnych 88,80 88,90 m n.p.m.

Pierwszy poziom wodonośny uzależniony jest od warunków atmosferycznych i pory roku i może się wahać $\pm 0,50$ m
 Stwierdzone warunki gruntowo – wodne pierwszej warstwy wodonośnej i uwarunkowania techniczne powodują że wykopy należy rozpoczynać od węzła 23 i D1. Wykop pod zbiornik retencyjny nie jest uwarunkowany kierunkiem prowadzenia prac ziemnych.

4. Współczynnik filtracji „k”.

Do obliczeń przyjęto średni współczynnik w wysokości $k = 9,2$ m/dobę .

5. Obliczenia hydrogeologiczne .

W wyniku analizy warunków gruntowo - wodnych pierwszej warstwy wodonośnej dla budowy kanałów oraz posadowienia zbiornika retencyjnego projektuje drenaż poziomy pod dnem projektowanych kanałów oraz na stropie gliny pod zbiornik retencyjny.

5.1. Obliczenia pod kanał deszczowy od węzła P1 do węzła 4
 Dla potrzeb tego odwodnienia obliczono 100 metrowy odcinek do powielania na odcinku 540 m.

Maksymalny poziom wody - 90,70 m n.p.m.
 Minimalny poziom wody – 90,10 m n.p.m.
 Poziom wody do odwodnienia – 89.89 m n.p.m.
 Wielkość depresji:

$$S_{max} = 90,70 - 89,89 = 0,81 \text{ m}$$

$$S_{min} = 90,10 - 89,89 = 0,21 \text{ m}$$

Ustalenie zasięgu depresji:

$$R_{max} = 10 \times 0,81 \times \sqrt{9,2} = 24,56 \text{ m}$$

$$R_{min} = 10,0 \times 0,21 \times \sqrt{9,2} = 6,30 \text{ m}$$

Wydatek jednostkowy drenów:

$$Q_{max} = \frac{0,7 \times 9,2 \times 0,81 \times \frac{3,14}{2}}{\lg \frac{24,56}{0,05}} = 3,043 \text{ m}^3/\text{dobę}$$

$$Q_{min} = \frac{0,7 \times 9,2 \times 0,21 \times \frac{3,14}{2}}{\log \frac{6,30}{0,05}} = 0,011 \text{ m}^3/\text{dobę}$$

Wydatek 100 metrowego odcinka drenów:
 $Q_{max} = 3,043 \times 100 = 304,3 \text{ m}^3/\text{dobę} = 3,52 \text{ l/s}$

$$Q_{\min} = 0,011 \times 100 = 1,1 \text{ m}^3/\text{dobę} = 0,013 \text{ l/s}$$

Wyliczenie potrzebnej średnicy sączków:

$$d = 2 \times \sqrt{\frac{3,52}{3,14 \times 0,95 \times 500}} = 0,0024 \text{ m}$$

Przyjęto sączki o średnicy 0,10 m.

Obliczenie maksymalnego dopływu wody do studzienki zbiorczej

$$Q = 3,04 \text{ m}^3/\text{dobę} = 0,0035 \text{ m}^3/\text{s}$$

Przyjmując 5 włączeń pompy na godzinę i czas pracy pompy 10 minut to czas postoju wynosi :

$$(60 - 50) : 5 = 120 \text{ sek.}$$

$$V = 0,0035 \times 120 = 0,42 \text{ m}^3.$$

Obliczenie studzienki zbiorczej :

Przyjmując studzienkę zbiorczą z kręgów betonowych $\varnothing 0,50 \text{ m}$ to wysokość użytecznej warstwy wody w studziencie wynosi :

$$H_{0,5} = \frac{4 \times 0,42}{3,14 \times 0,5} = 2,14 \text{ m. przyjęto } H \text{ studzienki } 2,5 \text{ m.}$$

Dla potrzeb odwodnienia całego odcinka wykopu od węzła P1 do węzła 4 będzie wymagana długość rur drenarskich z perforowanej rury PVC $\varnothing 100 \text{ mm}$ oraz budowę 6 studzienek zbiorczych $\varnothing 0,50 \text{ m}$ do głębokości 2,5 m poniżej drenażu. Orientacyjny czas pompowania odwadniającego będzie wynosił około 100 dób przy założeniu średnio 10 m kanału na dobę.

5.2. Odwodnienie odcinka wykopu S1 – D1 D2 – D3.

Maksymalny poziom wody – 90,60 m n.p.m.

Minimalny poziom wody – 89,80 m n.p.m.

Poziom wody po odwodnieniu – 89,15 m n.p.m.

Wielkość depresji :

$$S_{\max} = 90,60 - 89,15 = 1,45 \text{ m.}$$

$$S_{\min} = 89,80 - 89,15 = 0,65$$

Ustalenie zasięgu depresji.

$$R_{\max} = 10 \times 1,45 \times \sqrt{9,2} = 43,98 \text{ m}$$

$$R_{\min} = 10 \times 0,65 \times \sqrt{9,2} = 19,71 \text{ m.}$$

Wydatek jednostkowy drenów:

$$Q_{\max} = \frac{0,7 \times 9,2 \times 1,45 \times \frac{3,14}{2}}{\lg \frac{43,98}{0,05}} = 4,98 \text{ m}^3/\text{dobę}$$

$$Q_{\min} = \frac{0,7 \times 9,2 \times 0,65 \times \frac{3,14}{2}}{\log \frac{19,71}{0,05}} = 2,53 \text{ m}^3/\text{dobę}$$

Wydatek 78 metrowego odcinka drenów :

$$Q_{\max} = 4,98 \times 78 = 363,54 \text{ m}^3/\text{dobę} = 4,2 \text{ l/sek.}$$

$$Q_{\min} = 2,53 \times 78 \text{ m} = 184,69 \text{ m}^3/\text{dobę} = 2,14 \text{ l/sek.}$$

Obliczenie potrzebnej średnicy sączków :

$$d = 2 \times \sqrt{\frac{4,2}{3,14 \times 0,95 \times 0,5}} = 0,106 \text{ m}$$

Przyjęto sączki o $\varnothing 0,10 \text{ m}$ z uwagi na

wyczerpującą się zasobność warstwy wodonośnej w czasie realizacji odwodnienia.

Obliczenie maksymalnego dopływu wody do studzienki zbiorczej.

$$Q = 363,54 = 0,0042 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Przyjmując 5 włączeń pompy na godzinę i czas pracy pompy 10 minut to czas postoju wynosi :

$$(60 - 50) : 5 = 120 \text{ sek.}$$

$$V = 0,0042 \times 120 = 0,54 \text{ m}^3.$$

Obliczenie studzienki zbiorczej.

Przyjmując studzienkę z kręgów betonowych o $\varnothing 0,50 \text{ m}$ wysokość użytecznej warstwy wody w studziencie wynosi.

$$H_{0,5} = \frac{4 \times 0,504}{3,14 \times 0,5} = 2,56 \text{ m.}$$

Przyjęto H studzienki 3,0 m.

Na całej długości omawianego odcinka wykopu należy w dnie ułożyć drenaż z perforowanej rury PVC $\varnothing 100 \text{ mm}$ i wykonać studzienkę zbiorczą $\varnothing 0,5 \text{ m}$ do głębokości 3,0 m poniżej drenażu.

5.3. Odwodnienie pierwszej warstwy wodonośnej wewnątrz ścian Larsena.

Maksymalny poziom wody – 90,60 m n.p.m.

Minimalny poziom wody -80,10 m n.p.m.

Poziom wody po odwodnieniu – 88,40 m n.p.m.

Obliczenie depresji.

$$S_{\max} = 90,60 - 88,40 = 2,2 \text{ m}$$

$$S_{\min} = 89,10 - 88,40 = 0,7 \text{ m}$$

Obliczenie zasięgu depresji.

$$R_{\max} = 10 \times 2,20 \times \sqrt{9,2} = 66,72 \text{ m}$$

$$R_{\min} = 10 \times 0,7 \times \sqrt{9,2} = 21,23 \text{ m.}$$

Obliczenie wydatku jednostkowego drenów.

$$Q_{\max} = \frac{0,7 \times 9,2 \times 2,2 \times \frac{3,14}{2}}{\lg \frac{66,72}{0,05}} = 7,12 \text{ m}^3/\text{dobę}.$$

$$Q_{\min} = \frac{0,7 \times 9,2 \times 0,7 \times \frac{3,14}{2}}{\lg \frac{21,23}{0,05}} = 2,97 \text{ m}^3/\text{dobę}.$$

Obliczenie wydatku 16 metrowego odcinka drenów.

$$Q_{\max} = 7,12 \times 16,0 = 113,92 \text{ m}^3/\text{dobę} = 1,32 \text{ l}/\text{sek}.$$

$$Q_{\min} = 2,97 \times 16,0 = 47,52 \text{ m}^3/\text{dobę} = 0,55 \text{ l}/\text{sek}.$$

Obliczenie potrzebnej średnicy sączków.

$$d = 2 \times \sqrt{\frac{1,32}{3,14 \times 0,95 \times 0,5}} = 0,059 \text{ m. Przyjęto sączki o średnicy } 0,10 \text{ m.}$$

obliczenie maksymalnego dopływu wody do studzienki zbiorczej.

$$Q = 113,92 \text{ m}^3/\text{dobę} = 0,0013 \text{ m}^3/\text{s}$$

Przyjmując 5 włączeń pompy na godzinę i czas pracy pompy 10 minut to czas postoju wynosi :

$$9 \cdot 60 - 50) : 5 = 120 \text{ sek.}$$

$$V 0,0013 \times 120 = 0,156 \text{ m}^3.$$

Przyjmując studzienkę z kręgów betonowych o $\varnothing 0,5 \text{ m}$ to wysokość użytecznej warstwy wody w studziencie wynosi.

$$H = \frac{4 \times 0,156}{3,14 \times 0,5} = 0,75 \text{ m Przyjęto studzienkę o głębokości } 1,0 \text{ m poniżej dna}$$

drenażu.

Drenaż pod zbiornik retencyjny będzie w zasadzie obiektem prowizorycznym, którego celem będzie zebranie wody z pierwszej warstwy wodonosnej po zastosowaniu ścianek Larsena w celu dalszego głębszego wykopu w glinie pod posadowienie zbiornika . Studzienkę zbiorczą należy zlokalizować w dnie wykopu. Projektuję jeden ciąg drenażu o długości 16 metrów. Orientacyjny czas odwodnienia winien wynieść około 10 dób. W zasadzie drenaż będzie ułożony na stropie gliny co powinno ułatwić odprowadzenie wody gruntowej. Obliczony teoretyczny lej depresyjny R wokół projektowanego wykopu od 21,23 m do 66,72 m w przypadku zastosowania ścianki szczelnej Larsena nie będzie powodował oddziaływania poza granice ścianki. Ścianka Larsena będzie wciśnięta w gliny co spowoduje odcięcie napływu wód gruntowych z zewnątrz wykopu.

6. Rozwiązanie techniczne .

Odwodnienie wykopów pod projektowane odcinki kanalizacji deszczowej należy rozpocząć od najniżej położonych odcinków tj. od węzła P1 i z2 wykonując pierwsze studzienki zbiorcze.

Po napotkaniu warstwy wodonośnej należy wybudować w dnie wykopu pierwszą studzienkę zbiorczą \varnothing 0,50 m z rur betonowych i posadzić ją dla odcinków wzorcowych i odcinka grawitacyjnego 2,50 poniżej dna projektowanego kanału. Kręgi betonowe należy osadzić w przegłębianym wykopie z 20 cm. Podsypką żwirową, aby uniemożliwić przedostawanie się do smoka pompy drobnego piasku.

Po ułożeniu kanału studzienki zbiorcze należy przykryć płytą i zasypać wraz całym wykopem. W dokumentacji powykonawczej należy oznaczyć jej usytuowanie.

Drenaż poziomy z perforowanej rury PVC \varnothing 100 mm należy ułożyć w przegłębianym rowku typu korytka. Korytko winno mieć wymiary: dół – 0,30 m, góra – 0,40 m i głębokość około 0,40 m. Na dnie korytka należy ułożyć warstwę żwiru o grubości 0,10 m, na niej przewód drenujący i zasypać grubym piaskiem do poziomu posadowienia projektowanego kanału deszczowego.

Przewód drenujący należy połączyć ze studzienką zbiorczą.

Dla każdej projektowanej studzienki zbiorczej projektuje się jedną pompę np. P-1A lub Flygt o następujących parametrach :

$$Q = 12 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 12 \text{ m}$$

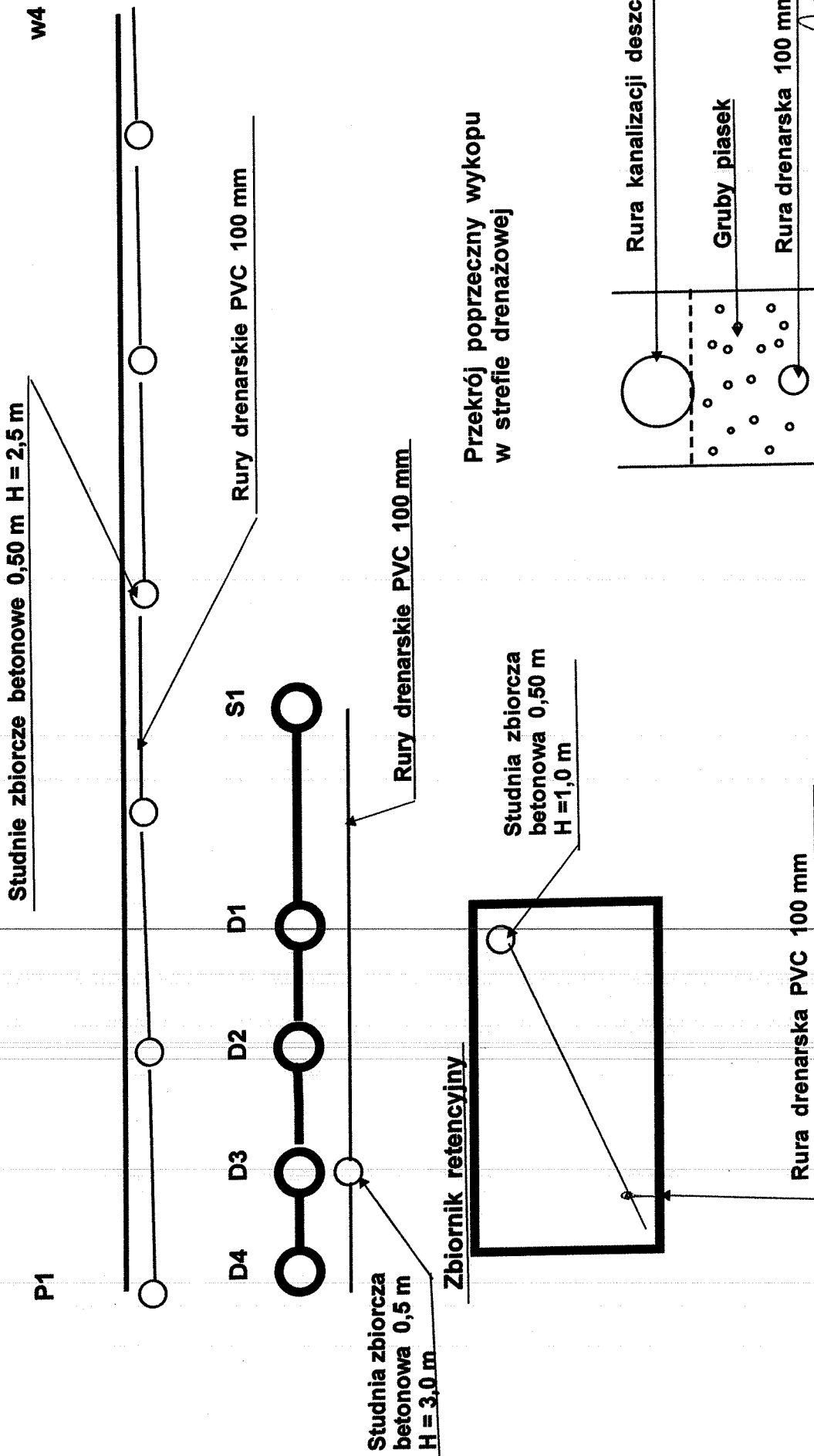
$$N_s = 1,45 \text{ kW}$$

Wodę z odwodnienia należy odprowadzić poprzez zbiornik spełniający rolę osadnika do istniejącej sieci kanalizacji deszczowej lub kanalizacji sanitarnej po uzgodnieniu jego właścicielem lub użytkownikiem.

7. Uwagi i zalecenia .

1. W czasie prac przygotowawczych i prowadzenia odwodnienia należy zapewnić fachowy nadzór.
2. Ewentualny napływ wód gruntowych ze ścianki Larsena i opadów atmosferycznych w czasie realizacji wykopu pod zbiornik retencyjny niezależnie od drenażu należy usuwać z dna wykopu przez odwodnienie bezpośrednie z dna wykopu. Wodę należy zebrać małymi rowkami do dołu zbiorczego. Z dołu zbiorczego wodę należy wypompować na bezpieczną odległość przy pomocy pomp do brudnej wody.
3. W strefie zbiornika retencyjnego należy szczególnie dokładnie wykonać obsypkę żwirową wokół rury drenarskiej.

Schemat ideowy odwodnienia wykopów pod budowę kanatów deszczowych z osiedla mieszkaniowego "POLIGON" w ZIELONCE powiat wołomiński .



Opracował:
/ Czesław Adamczyk